

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN

**CONTROL DE VIBRACIONES TORSIONALES EN
ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES**

TESIS DE MAGISTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Ricardo Daniel BASSOTTI

**CONTROL DE VIBRACIONES TORSIONALES EN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES**

por

RICARDO DANIEL BASSOTTI
Ingeniero Civil

**Tesis presentada como requerimiento parcial
Para acceder al grado académico de
“MAGÍSTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL”
de la Universidad Nacional de Tucumán**

**Instituto de Estructuras
Facultad de ciencias Exactas y Tecnología
San Miguel de Tucumán**

a Claudia, mi esposa

a Ñata y Octorino, Padres ejemplares

a Antonella, Florencia y Constanza, mis locas bajitas

ÍNDICE

INDICE	<i>i</i>
RESUMEN	<i>iii</i>
ABSTRACT	<i>iv</i>
AGRADECIMIENTOS	<i>v</i>
LISTA DE FIGURAS	<i>vi</i>
LISTA DE TABLAS	<i>viii</i>
NOTACION	<i>ix</i>

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2. OBJETIVOS BÁSICOS	3
1.3. HIPÓTESIS PRINCIPALES	4
1.4. CONTENIDO DE LA TESIS	4
1.5. NOTACIÓN	5

CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE

2.1. INTRODUCCIÓN	6
2.2. SISTEMAS DE AISLACIÓN DE BASE	7
2.3. SISTEMAS PASIVOS	10
2.4. SISTEMAS ACTIVOS – SEMIACTIVOS E HÍBRIDOS	15
2.5. AMORTIGUADORES DE MASA PASIVOS – ALS Y AMS	19

CAPÍTULO 3: MODELOS DESARROLLADOS

3.1. MODELO DE ESTRUCTURA	26
3.2. MODELO DE AMS	32
3.2.1. AMS ORIENTADO EN DIRECCIÓN X	32
3.2.2. AMS ORIENTADO EN DIRECCIÓN Y	37
3.2.3. ECUACIONES DE INTERACCIÓN	38
3.2.4. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL AMS	40

CAPÍTULO 4: HERRAMIENTA COMPUTACIONAL

4.1. INTRODUCCIÓN	43
4.2. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA	44
4.3. CONTRASTE Y VERIFICACIÓN DEL PROGRAMA	52

CAPÍTULO 5: RESULTADOS

5.1. INTRODUCCIÓN	61
5.1. EDIFICIO CON NÚCLEO Y TABIQUES	61
5.2. EDIFICIO CON NÚCLEO CENTRAL	67

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. INTRODUCCIÓN	76
6.2. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	77
6.3. RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS	79

APÉNDICE A: LISTADO DE LA SUBROUTINA AMS

REFERENCIAS	84
--------------------	----

RESUMEN

Una de las soluciones alternativas para los problemas de inseguridad estructural e incomodidad ante las vibraciones en edificios altos, es la utilización del concepto de control pasivo de vibraciones, sin uso de energía externa, mediante el cual se puede reducir significativamente la magnitud de las vibraciones en estructuras. Esta alternativa se presenta como una de las formas más eficaces y de bajo costo para el mejoramiento de la seguridad de estructuras existentes. Dentro de los amortiguadores pasivos de masa, existen dos sistemas principales: los amortiguadores de masa sintonizados (AMS) y los amortiguadores de líquido sintonizados (ALS).

El objetivo fundamental de este trabajo es la determinación de la eficiencia de amortiguadores de masa sintonizados en la disminución de los efectos torsionales en edificios asimétricos sometidos a acciones sísmicas.

En primer lugar se analiza el comportamiento dinámico de los sistemas de control pasivo de vibraciones y se realiza un análisis crítico y comparación de los principales modelos de sistemas de control de vibraciones pasivos existentes. Luego se desarrolla un modelo acoplado Estructura-AMS a través de la reformulación de las condiciones de contorno y del sistema algebraico asociado. Como modelo de estructura se utiliza un modelo general de vigas y se desarrollan las ecuaciones de movimiento del AMS y las ecuaciones de acoplamiento con la estructura.

Posteriormente se realiza la implementación computacional de los modelos desarrollados usando como base un programa computacional de análisis dinámico de estructuras de viga. Se realiza la calibración del programa, contrastando los resultados con soluciones conocidas y ejemplos de otros modelos y herramientas numéricas.

Finalmente, se realiza un estudio numérico para evaluar la eficiencia de este tipo de sistemas en la reducción de vibraciones flexionales y torsionales acopladas. El mismo se lleva a cabo con un conjunto de estructuras asimétricas y acelerogramas seleccionados. Además se estudia preliminarmente la ubicación óptima de los AMS dentro de la planta del edificio.

Los resultados que se obtienen permiten comprobar que los AMS resultan eficientes en la reducción tanto de los esfuerzos flexionales como torsionales. Además, la ubicación en planta del AMS resulta de fundamental importancia para controlar la respuesta torsional debiendo realizarse estudios de optimización en cada caso.

ABSTRACT

One of the solutions to vibrations in tall buildings as regards structural security and uncomfot, is the use of the concept of passive control, which does not require external energy and can reduce the magnitud of vibrations in a high percentage. It is one of the most efficient and low cost options, for the improvement in the security in present structures. There are two principal types of passive dampers: the tuned mass dampers (TMD) and the tuned liquid dampers (TLD).

The main target of this work is to determine the efficiency of the tuned mass dampers in the diminution of the torsional effects in asymmetric buildings subject to seismic actions.

In the first place the dynamic behavior of the systems of passive control of vibrations is analyzed and a critical analysis is done and a comparison of the main models of existing systems of passive control of vibrations is made. Then a connected model Structure-TMD through the reformulation of the conditions of contour and the associated algebraic system is developed. A general model of beams is used as structure model and the equations of motion of the TMD and the equations of connection with the structure are developed.

Then a computational implementation of the developed models is made using as its bases a computational program of dynamic analysis of beam structures. The calibration of the program is made, contrasting the results with well-known solutions and examples of other models and numerical tools.

Last but not least, a numerical study is done to evaluate the efficiency of this type of systems in the reduction of coupled flexional and torsional vibrations. It is carried out with a set of selected asymmetric structures and acelerogramas. Besides, the optimal location of the AMS within the plant of the building is studied in advance.

The results that are obtained let us verify that the TMD are efficient in the reduction of the flexional efforts and the torsional ones as well. In addition, the location in plant of the TMD is from fundamental importance to control the torsional answer having to be made optimization studies in each case.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi agradecimiento a las personas que de una u otra manera colaboraron para que pudiera llevar a cabo los cursos del posgrado Magíster en Ingeniería Estructural, en la Universidad Nacional de Tucumán, y este trabajo de Tesis.

En primer lugar, quiero mencionar al Dr. Rodolfo Francisco Danesi, quien se interesó por nuestra formación pero además por nuestro bienestar particularmente con los estudiantes que provenían del extranjero y de otras ciudades del país, como en mi caso.

Agradezco especialmente al Dr. Ricardo Daniel Ambrosini, su estímulo para la concreción del trabajo, su interés por mi formación en un tema de gran relevancia que tanto aprecio, su paciencia durante los intensos interrogatorios a los cuales lo he sometido y su dedicación ante las sucesivas revisiones en el avance del trabajo.

A la Dra. Bibiana Luccioni quien colaboró enormemente con una serie de actividades que fueron necesarias para que pudiera concretar esta Tesis.

A todos los profesores del Magíster, y en especial a los Ingenieros Reimundín, Cudmani, Galíndez y Benito, que nos acompañaron y apoyaron durante nuestro paso por el Instituto de Estructuras.

A mis compañeros de Magíster, Eduardo Tano, Manuel Fernández, Carlos Rodríguez, Sergio Gutiérrez, Carlos Lazarte, Juan Casellas y Sergio García, con quienes compartimos inolvidables momentos de cursado, estudio, deporte y el pesar y la incertidumbre llegado el momento de cada uno de los exámenes.

Por último a mis queridos hermanos Adriana y Flavio, mi cuñado Fernando y mis amigos Felipe Genovese, Roberto Biondi, Víctor Matteucci, Fabio Lastra y Fabio Lorenzo, por su permanente estímulo para que desarrollara los diversos temas necesarios para la concreción y la redacción de esta tesis.

LISTA DE FIGURAS

1.1	Edificio colapsado en la ciudad de México	1
1.2	Edificio colapsado en la ciudad de Kobe-Japón	2
2.1	Clasificación de sistemas de disipación	7
2.2	Aislador de base de goma	8
2.3	Aislador de base de deslizamiento	9
2.4	Principio de funcionamiento de un aislador de base de deslizamiento	9
2.5	Cadenas colgantes	10
2.6	Esquema de disipador de impacto de masa m	11
2.7	Esquema de amortiguador viscoelástico	12
2.8	Esquema de amortiguador viscoso	12
2.9	Esquema de amortiguador viscoso tipo GERB	13
2.10	Esquema de amortiguador de fricción cerrado	13
2.11	Esquema de amortiguador de fricción en X	14
2.12	Disipador metálico ADAS	14
2.13	Disipador metálico TADAS	15
2.14	Esquema de funcionamiento Amortiguador de Masa Activo	16
2.15	Esquema de funcionamiento de dispositivo ER	18
2.16	Modelos de estructuras a) ALS b)AMS	19
2.17	Configuraciones de AMS	20
3.1	Modelo general de viga. Definición de variables	27
3.2	Disposición del AMS en la planta superior	33
3.3	Coordenadas del modelo estructura – AMS (Plano x - z)	34
4.1	Diagrama de flujo del programa DAYSSI	45
4.2	Sección transversal del núcleo aislado	52
4.3	Núcleo aislado a) Modelo b) Segundo modo de vibración flexional	53

4.4	Registros temporales de los acelerogramas usados en el núcleo aislado	55
4.5	Espectros de pseudoaceleración de los acelerogramas usados en el núcleo aislado	56
4.6	Espectros de Fourier de los sismos (a) Caucete y (b) Viña del Mar	57
4.7	Momento flector máximo en la base con y sin AMS. Sismo de Caucete	59
4.8	Momento flector máximo en la base con y sin AMS. Sismo de Viña del Mar	60
5.1	Espectros de pseudoaceleración de los acelerogramas utilizados	62
5.2	Planta típica del edificio con Núcleo y Tabiques	62
5.3	Momento torsor máximo en la base – Edificio con Núcleo y Tabiques Respuesta sin y con AMS – Sismo Viña del Mar	66
5.4	Planta del edificio con Núcleo Central	68
5.5	Momento torsor máximo en la base – Edificio con Núcleo Central Frecuencia de sintonización 1,626 Hz	71
5.6	Momento torsor máximo en la base – Edificio Núcleo Central Frecuencia de sintonización 1,987 Hz	74

LISTA DE TABLAS

4.1	Frecuencias y períodos naturales de vibración. Núcleo aislado	54
4.2	Resultados del Núcleo Aislado con el sismo de Viña del Mar	58
4.3	Resultados del Núcleo Aislado con el sismo de Caucete	58
5.1	Características del edificio con Núcleo y Tabiques	62
5.2	Frecuencias y períodos naturales de vibración. Edificio con Núcleo y Tabiques	63
5.3	Resultados Edificio con Núcleo y Tabiques - Sismo Viña del Mar	65
5.4	Resultados Edificio con Núcleo y Tabiques - Sismo Loma Prieta	67
5.5	Resultados Edificio con Núcleo y Tabiques - Sismo Caucete	67
5.6	Características del edificio con Núcleo Central	68
5.7	Frecuencias y períodos naturales de vibración. Edificio con Núcleo Central	69
5.8	Resultados Edificio con Núcleo Central – Sismo Viña del Mar – $f=1,626$ Hz	70
5.9	Resultados Edificio con Núcleo Central – Sismo Loma Prieta – $f= 1,626$ Hz	71
5.10	Resultados Edificio con Núcleo Central – Sismo Caucete – $f= 1,626$ Hz	72
5.11	Resultados Edificio con Núcleo Central – Sismo Viña del Mar – $f= 1,987$ Hz	73
5.12	Resultados Edificio con Núcleo Central – Sismo Loma Prieta – $f= 1,987$ Hz	74
5.13	Resultados Edificio con Núcleo Central – Sismo Caucete – $f= 1,987$ Hz	75

NOTACIÓN

A	Matriz del sistema
A_{11}, A_{22}	Submatrices asociadas con la parte real e imaginaria en el sistema
A_{12}, A_{21}	Submatrices que difieren el acoplamiento en el sistema
a_x, a_y	Coordenadas del centro de corte
B	Bimomento
c_a	Constante del amortiguador del AMS
E	Módulo de elasticidad longitudinal de la estructura
$E(\omega), G(\omega)$	Módulos longitudinal y transversal complejos
F_T	Área total de la sección transversal
G	Módulo de elasticidad transversal de la estructura
H	Altura total de la estructura
J_d	Módulo de torsión
J_x, J_y	Momentos de inercia de la sección transversal con respecto a los ejes baricéntricos
J_φ	Momento sectorial de inercia
k_a	Rigidez del resorte del AMS
k'_x, k'_y	Coefficientes de corte de Cowper
M_t	Momento torsor total
M_x, M_y	Momentos flectores
m_a	Masa del AMS
m_A	Momento torsor externo por unidad de longitud
m_T	Masa total de la estructura
N	Esfuerzo normal
p	Vector de cargas
Q_x, Q_y	Esfuerzos de corte
q	Vector de carga externa
q_R, q_I	Vectores de carga externa real e imaginario
q_x, q_y	Cargas externas por unidad de longitud
S_x, S_y	Momentos estáticos con respecto a los ejes x e y

S_φ	Momento estático sectorial
T_1, T_2	Período de vibración del primer y segundo modo, respectivamente
t	Tiempo
u, v, w	Desplazamientos en las direcciones de los ejes locales z, s y n, respectivamente
v	Desplazamiento relativo del AMS respecto de la estructura
$\{v\}$	Vector de estado
$\{v_R\}, \{v_I\}$	Vectores de estado real e imaginario
x, y, z	Sistema global de coordenadas
z, s, n	Sistema local de coordenadas
Δt	Intervalo de tiempo
ζ, ξ, η	Desplazamientos en las direcciones de los ejes globales z, x e y, respectivamente
ϕ_x, ϕ_y	Rotaciones por flexión con respecto a los ejes x e y
γ_{mx}, γ_{my}	Valores medios de las deformaciones por corte sobre una sección z = constante
λ	Relación de frecuencias del amortiguador y el sistema principal
μ	Coefficiente de amortiguamiento estructural
μ_m	Relación de masas del amortiguador y el sistema principal
θ	Rotación de la sección transversal con respecto al centro de corte
θ'	Derivada espacial de la rotación de la sección transversal
ρ_F	Masa específica ficticia de la estructura
ξ_G, η_G	Desplazamiento del terreno
ξ^T, η^T	Desplazamientos totales
ξ_a	Relación de amortiguamiento del AMS
ω	Frecuencia (rad/s)

CAPÍTULO 1 _ INTRODUCCIÓN

1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Es bien conocido que las plantas asimétricas son especialmente vulnerables ante la acción sísmica y suele citarse como una de las causas principales del colapso de edificios. Tal situación puede apreciarse en las Figuras 1.1 y 1.2. Es por este motivo que cuando se diseña una estructura que se ubicará en una zona de mediana o alta sismicidad, se evita o al menos se minimiza esta situación indeseable.



Figura 1.1.- Edificio colapsado en la Ciudad de México.



Figura 1.2.- Edificio colapsado en la ciudad de Kobe – Japón.

Pero una situación totalmente distinta se presenta cuando se pretende mejorar la seguridad estructural de edificios que ya se encuentran construidos, debido a las dificultades que presenta el trabajo de refuerzo estructural cuando la construcción se encuentra en servicio como así también los elevados costos que involucran estos trabajos.

Ante esta situación surge una alternativa muy interesante y eficaz, que es la disipación de la energía que ingresa a la estructura a través de amortiguadores de masa pasivos que pueden ser incorporados sin mayores inconvenientes a estructuras ya construidas y se transforma así en una de las formas más eficaces y de bajo costo para el mejoramiento de la seguridad de estructuras existentes.

El control pasivo de vibraciones toma gran importancia ya que se puede reducir la magnitud de las mismas hasta valores cercanos al 50%. Este concepto de control pasivo se diferencia del control activo en que, en este último se va registrando la respuesta de la estructura y al mismo tiempo (en tiempo real) se van aplicando fuerzas que se oponen al movimiento. Este tipo de sistemas necesitan energía externa para poder funcionar mientras que los sistemas pasivos no necesitan de la misma.

Dentro de los amortiguadores de masa pasivos, existen dos sistemas principales: amortiguadores de masa sintonizados (AMS) y amortiguadores de líquido sintonizados (ALS).

Los amortiguadores de masa sintonizada consisten en sistemas auxiliares compuestos de masa-resorte-amortiguador los cuales son vinculados a la estructura principal.

La instalación de amortiguadores de masa sintonizada en posiciones apropiadas tiene un doble beneficio ya que por un lado disipa la energía ingresada por el sismo a la estructura y por otro disminuye los esfuerzos torsionales, al aplicar un momento torsor fuera de fase con la excitación, en aquellas estructuras cuyo centro de masa no coincide con el centro de torsión.

1.2. OBJETIVOS BÁSICOS

El objetivo fundamental de este trabajo es determinar la eficiencia de disipadores de energía pasivos para la disminución de los efectos torsionales en edificios asimétricos sometidos a carga sísmica.

Este objetivo general comprende una serie de objetivos parciales que se detallan a continuación:

- Desarrollo de un modelo estructura-AMS basado en el método de variables de estado.
- Desarrollo de una herramienta numérica basada en la formulación teórica, que se pueda incorporar a un programa computacional.
- Formulación de recomendaciones sobre la ubicación óptima de amortiguadores de masa sintonizados para la reducción de efectos torsionales.

Se ha desarrollado, en las tesis de Maestría y Doctorado del Dr. Ambrosini, un modelo para análisis dinámico de estructuras de viga en general sometidas a acciones sísmicas, el cual servirá de base para la incorporación de los disipadores pasivos.

En primer lugar se incorporará al modelo un sistema de amortiguador de masa sintonizado (AMS) a través de la reformulación de las condiciones de contorno y del sistema algebraico asociado. En una etapa posterior se incorporarán múltiples amortiguadores de masa sintonizados (MAMS).

Posteriormente se implementarán computacionalmente los modelos desarrollados en las etapas previas. Se utilizará como base el programa DYBEAM desarrollado por Ambrosini (1991) y se obtendrá la herramienta computacional necesaria para los estudios numéricos.

Para poder validar los resultados que se obtengan con la subrutina nueva se estudiará en primer lugar un modelo sencillo al cual se incorporará un AMS, y se compararán los resultados con los que se obtengan de un software de uso reconocido como SAP 2000.

Se realizará un estudio numérico con el objetivo de estudiar la eficiencia de este tipo de sistemas en la reducción de vibraciones flexionales y torsionales acopladas. El mismo se

llevará a cabo con un conjunto de estructuras asimétricas y acelerogramas seleccionados. Por último, se estudiará la ubicación óptima de los AMS dentro de la planta del edificio.

1.3. HIPÓTESIS PRINCIPALES

Las hipótesis más importantes que se realizan para transformar el problema real con infinitos grados de libertad en un modelo físico que se pueda tratar matemáticamente son:

- Material lineal: esto es, en la ley constitutiva, tanto tensiones como deformaciones están elevados a la primera potencia.
- Pequeñas deformaciones y pequeños giros.
- La sección transversal de la estructura es rígida en su plano.
- Las deformaciones debidas al esfuerzo de corte son solo influenciadas por la variable longitudinal z .
- El espesor de la estructura, o cualquier parámetro que caracterice una propiedad seccional, varía linealmente con z .

1.4. CONTENIDOS DE LA TESIS

Se resumen en este punto los principales contenidos de los capítulos que forman esta tesis.

En la introducción se define el problema a estudiar, explicitando los objetivos y efectos más importantes que se obtienen como resultado de la aplicación de los AMS.

En el Capítulo 2 se realiza un relevamiento de los principales desarrollos en el tema tanto en lo referido a los diversos sistemas de disipación de energía como en particular para el caso de los AMS. Dicho estado del arte abarca desde los inicios del tema hasta los métodos utilizados en la actualidad.

En el Capítulo 3 se hace una breve descripción del modelo de estructura y se desarrolla el modelo de AMS fijado a la misma, donde se desarrollan las ecuaciones que gobiernan el problema y se realiza un detalle de los parámetros involucrados y las variaciones de los mismos.

En el Capítulo 4 se describe la herramienta computacional utilizada, donde se ha incorporado la formulación matemática del modelo para poder utilizarlo en el análisis numérico. Se analiza un sistema simple el cual es contrastado con las respuestas obtenidas con un programa de computadora de uso reconocido.

En el Capítulo 5 se analizan otros edificios los cuales presentan problemas de irregularidad estructural, lo que lleva a importantes esfuerzos de torsión en la base y se analiza la forma en que dichos esfuerzos son minorados con el uso de los AMS.

En el Capítulo 6 se realiza una discusión de los resultados obtenidos y se detallan las conclusiones a las que se ha podido arribar como consecuencia del estudio. Se realizan una serie de recomendaciones en relación a futuras investigaciones que son necesarias encarar en el ámbito del tema desarrollado.

1.5. NOTACIÓN

En este trabajo las matrices se indicarán encerradas en corchetes, mientras que los vectores se notarán encerrados entre llaves. Además, la bibliografía se indica con el nombre del autor y el año de su publicación, siendo ordenada alfabéticamente al final del trabajo.

CAPITULO 2 _ ESTADO DEL ARTE

2.1. INTRODUCCIÓN

El incremento del amortiguamiento efectivo de una estructura lleva a una disminución de la respuesta estructural. Como el amortiguamiento estructural está limitado al amortiguamiento que es inherente o propio de los materiales, acero, hormigón o una mezcla de ambos, cuando este no es suficiente se hace necesario incorporar dispositivos auxiliares que impongan un amortiguamiento adicional al sistema, que pueda ser evaluado de manera bastante precisa.

Una de las maneras de lograr una mejora en la respuesta estructural y evitar el efecto destructivo de los terremotos, es por medio de los sistemas de aislación de base, que consisten en vincular a la estructura al suelo donde se fundará, por medio de apoyos con ciertas características que permitan la mejora en la respuesta, descoplándola del movimiento del suelo.

Otra manera de incrementar el amortiguamiento es por medio de dispositivos que se agregan a la estructura los cuales pueden clasificarse en sistemas pasivos, activos y semiactivos. Los activos y semiactivos necesitan energía eléctrica externa para funcionar, cosa que no sucede con los pasivos, lo cual da origen a su nombre. Además pueden

categorizarse según el mecanismo de disipación y los requerimientos del sistema. Una descripción de los mismos (Kareem and Kijewski, 1999) puede apreciarse en Figura 2.1.

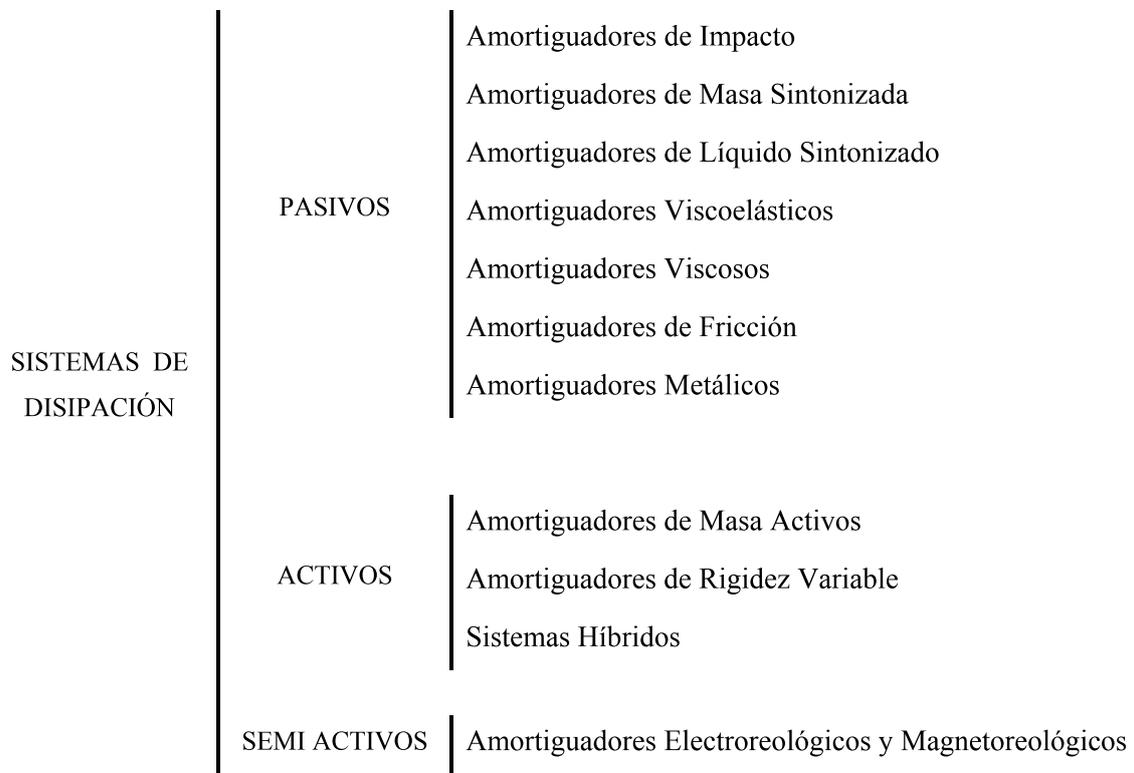


Figura 2.1.- Clasificación de sistemas de disipación

La combinación de ambos sistemas ha sido experimentada por el profesor James Kelly (1998), el cual en vista de los resultados desaconseja la combinación de los mismos ya que puede llevar a que no se logre una disminución en la respuesta sino que por el contrario la incorporación de los dispositivos de disipación en estructuras aisladas en la base, inducen aceleraciones en los modos altos de las estructuras.

2.2. SISTEMAS DE AISLACIÓN DE BASE

La idea de que los edificios pueden protegerse de la acción destructiva de los terremotos utilizando cierto tipo de apoyo que lo desacople del suelo ha sido de gran interés y durante los últimos cien años se han inventado diversos mecanismos para lograr estos resultados.

El concepto de la aislación de base consiste en desacoplar la estructura del edificio de los movimientos horizontales del suelo colocando elementos, entre el suelo y la estructura, de baja rigidez lateral. Esta capa confiere a la estructura una frecuencia fundamental que es

mucho menor que la de la estructura fijada al terreno y la de la frecuencia predominante del movimiento del suelo.

Algunas de estas propuestas han sido por medio de la utilización de rodillos, capas de arena o materiales similares que permitan al edificio deslizarse. Estas han sido ideas primitivas y al mismo tiempo innovadoras de una nueva estrategia de diseño sismorresistente que se denomina aislación de base o aislación sísmica, la cual es actualmente aceptada en las regiones sísmicas del mundo para proteger las estructuras de los movimientos del suelo.

Hay en la actualidad dos tipos básicos de sistemas de aislación: los apoyos elastoméricos y los deslizadores.

Con respecto al primer tipo los apoyos elastoméricos que se utilizan en edificios consisten en apoyos de goma natural o neopreno con múltiples capas de acero. Estas capas de acero le confieren al apoyo una gran rigidez vertical, pero son muy blandos en dirección horizontal, lo cual produce el efecto de aislación. Fáciles de fabricar estos apoyos no tienen partes móviles, no se ven afectados por el paso del tiempo y son muy resistentes a la degradación del medio ambiente. Un ejemplo de práctico de aplicación de este tipo de dispositivos puede apreciarse en la Figura 2.2.



Figura 2.2.- Aislador de base de goma.

El segundo sistema más común de aislación es el de deslizadores. Este dispositivo trabaja limitando la transferencia de corte a lo largo de la superficie de aislación y cuanto menor sea el coeficiente de fricción menor será el corte transmitido. Para proveer una adecuada resistencia a las cargas del viento y evitar movimientos innecesarios bajo pequeños sismos u otras perturbaciones se necesita un valor adecuadamente alto del coeficiente de fricción. Uno de los problemas que presentan este tipo de dispositivos es que no tienen

ninguna fuerza efectiva de recuperación. Estas fuerzas pueden introducirse combinando este tipo de dispositivo con los elastoméricos. En ejemplo de este tipo de dispositivos puede apreciarse en la Figura 2.3 y 2.4.

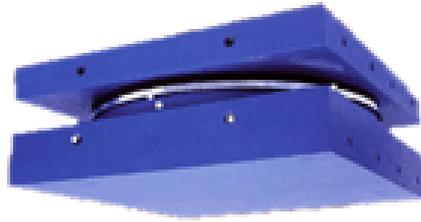


Figura 2.3.- Aislador de base de deslizamiento.

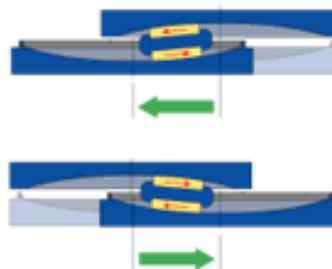


Figura 2.4.- Principio de funcionamiento de un aislador de base de deslizamiento.

El primer edificio construido en Estados Unidos con aislación de base fue el Foothill Communities Law and Justice Center (FCLJC) ubicado en California el cual además fue el primer edificio en el mundo que uso aisladores construidos con goma natural de alto amortiguamiento (Kelly, 1998). Otros edificios construidos con las mismas características y citados por el mismo autor son el FIRE Command and Control Facility, de Los Ángeles, el Emergency Operations Center, ubicado en el mismo lugar que el anterior, el Caltrans/CHP Traffic Management Center, en San Diego, California, y otra larga lista de edificios nuevos que se han construido con este tipo de aislación ya sea en California como en otras localidades de Estados Unidos y del mundo.

Además estos dispositivos han sido usados en la rehabilitación de estructuras existentes con el propósito de garantizar su estabilidad ante un sismo severo como por ejemplo el Oakland City Hall, en California. Hay que hacer notar que el costo de rehabilitación en este tipo de estructuras es bastante elevado en comparación con una construcción nueva.

En la República Argentina en la ciudad de Mendoza, se ha construido un edificio con aislación de base, próximo a otros de iguales características, pero sin aislación, los cuales serán instrumentados con el propósito de efectuar mediciones de diversos parámetros y poder comparar los resultados, ante eventos de diversa magnitud.

2.3. SISTEMAS PASIVOS

Los sistemas pasivos consisten en dispositivos que se incorporan a la estructura principal los cuales no necesitan energía exterior para su operación. Esta es una característica de gran importancia ya que cuando se produce un evento sísmico los dispositivos de aislación deben entrar en funcionamiento en forma inmediata y es en general en esta situación cuando se producen cortes en el suministro de energía eléctrica. En consecuencia los sistemas activos deberán contar con sistemas de suministro de energía en forma ininterrumpida, que implican un costo adicional de instalación y de mantenimiento para garantizar su funcionamiento.

Una descripción más detallada de estos sistemas se realiza a continuación.

Los **amortiguadores de impacto** están constituidos en general por una pequeña masa rígida ubicada dentro de un contenedor. El contenedor es diseñado para lograr una medida específica entre la masa y el propio contenedor que permita la colisión de ambos cuando la estructura vibra.

Un dispositivo pionero en esta tipología fue el denominado HCD (Hanging Chain Damper) Figura 2.5, que consistía en cadenas recubiertas de goma alojadas en cilindros, que combinaban los beneficios del impacto de las cadenas recubiertas con la fricción entre las mismas. Esta tecnología se utilizó en torres, mástiles y postes esbeltos en Australia y Japón para controlar vibraciones debidas el viento. Su aplicación para grandes estructuras está limitada.

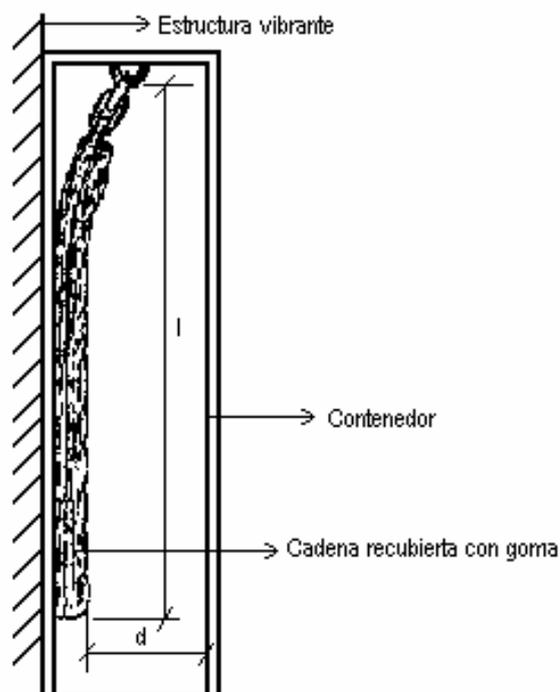


Figura 2.5.- Cadenas colgantes (Koss y Melbourne, 1995).

Mientras que la separación entre la masa y el contenedor es el parámetro de diseño fundamental, el largo de suspensión y el tamaño de la masa son también de importancia pues determinan la frecuencia del sistema. La sintonización óptima del dispositivo se logra cuando dos impactos tienen lugar en cada ciclo del movimiento.

Dentro de la misma tipología de disipadores se pueden identificar otro tipo de dispositivos cuyo esquema se representa en la Figura 2.6. Este tipo de dispositivo tiene restringido el movimiento en una sola dirección dentro de un contenedor el cual se hay fijado a la estructura principal. Su movimiento está limitado a los extremos del contenedor. Ha sido reportado por Hunt (1979) que la máxima reducción en la respuesta dinámica se puede alcanzar para cualquier frecuencia de excitación cuando el disipador de impacto es sincronizado a la frecuencia de excitación.

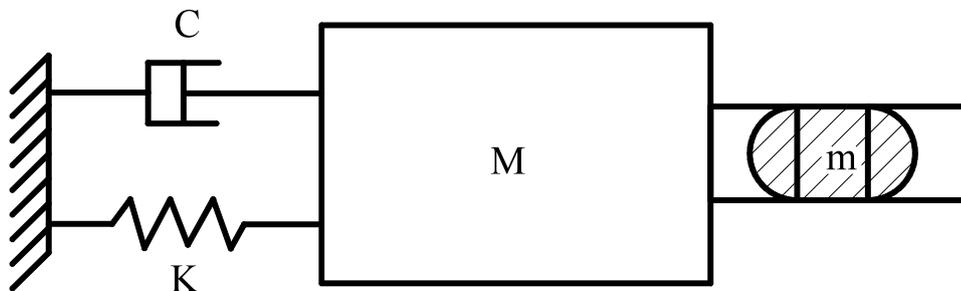


Figura 2.6.- Esquema de disipador de impacto de masa m (Soong y Dargush, 1997).

Los **amortiguadores viscoelásticos (AVE)** en general consisten en placas de acero que confinan material viscoelástico, como goma o polímeros, que se deforman en corte y proveen energía de disipación y una fuerza de restitución. Se instalan fácilmente en tirantes en diagonal en ciertos sectores de la estructura, y funcionan correctamente tanto en estructuras de acero como de hormigón (Chang et al, 1992).

Los estudios preliminares indican que estos dispositivos no aumentan solamente el amortiguamiento del sistema sino también la rigidez, lo cual aumenta la frecuencia natural de la estructura. Se han utilizado en general para controlar los efectos del viento sobre estructuras de cierta envergadura y también están siendo utilizados para controlar los efectos del sismo sobre las mismas. Para este caso se requiere un incremento del amortiguamiento mucho mayor que para mitigar las vibraciones producidas por el viento. Un esquema de este tipo de dispositivo puede apreciarse en la Figura 2.7.

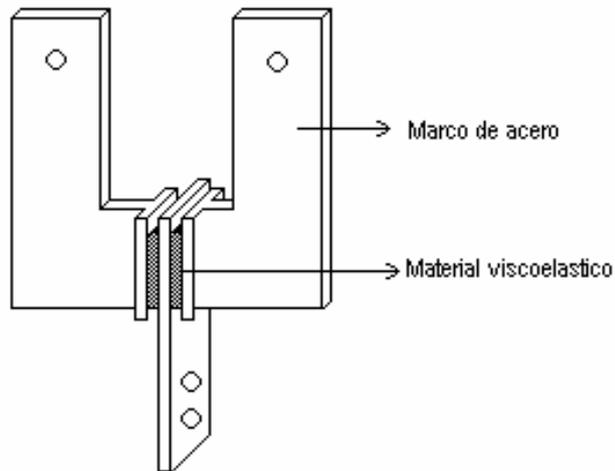


Figura 2.7.- Esquema de Amortiguador Viscoelástico (Soong y Dargush, 1997).

Los **amortiguadores viscosos (AV)** son dispositivos que disipan energía por la aplicación de una fuerza resistiva debido a un desplazamiento provisto por la acción de un pistón forzado a través de un cilindro con fluido. Son utilizados ubicándolos en las diagonales correspondientes al sistema estructural del edificio o que posteriormente puedan incorporarse.

Como no requieren de energía externa y tienen un bajo mantenimiento son una opción muy atractiva para aplicaciones civiles. Han ganado gran popularidad utilizándolos en estructuras diseñadas en zona sísmica como así también en estructuras para controlar las vibraciones inducidas por el viento. En la Figura 2.8. puede apreciarse un dibujo con detalles de este tipo de amortiguador (Constantinou et al., 1993).

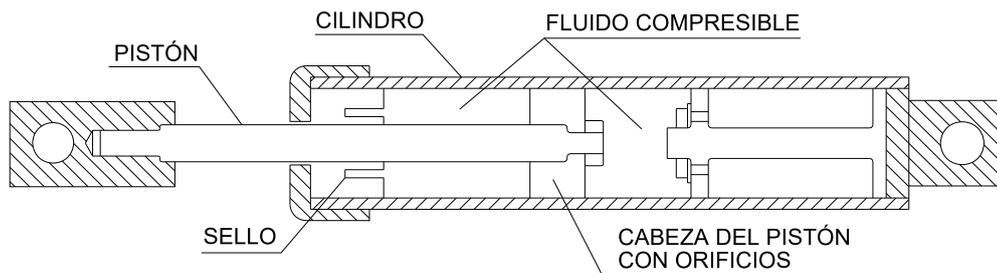


Figura 2.8.- Esquema de Amortiguador Viscoso (Soong y Dargush,1997).

Otros dispositivos en vez de ser cerrados como el anterior, son abiertos y compuestos por un recipiente cilíndrico en donde la disipación se produce por la transformación de la energía mecánica en calor, ya que un pistón deforma una sustancia altamente viscosa de gran espesor como es un gel de silicona. Un tipo particular de estos amortiguadores ha sido desarrollado por GERB Vibration Control y se utiliza para el control de vibraciones en redes

de cañerías y además como componente en sistemas de aislación de base para protección antisísmica. Un detalle de este dispositivo se observa en Figura 2.9.

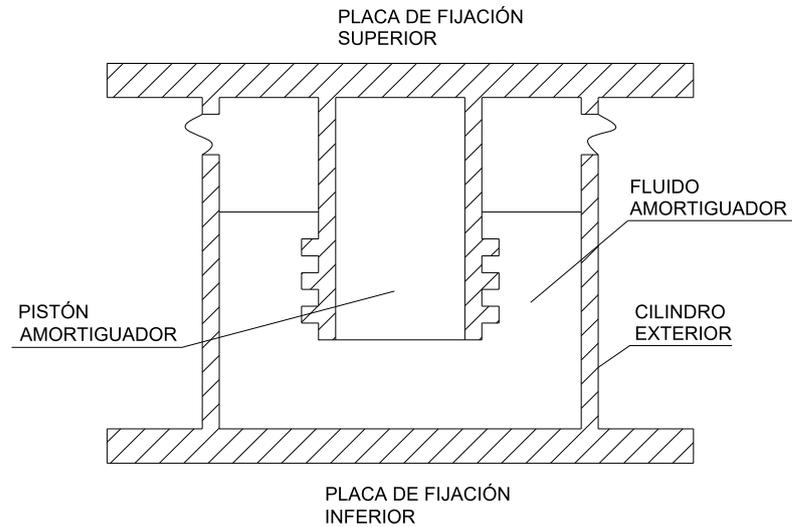


Figura 2.9.- Esquema de Amortiguador Viscoso tipo GERB (Soong y Dargush,1997).

Los **amortiguadores de fricción (AF)** son dispositivos que permiten el amortiguamiento a través de la fricción de los componentes de los dispositivos y la vinculación de los mismos a la estructura principal. Se utilizan en el control de vibraciones inducidas por equipos mecánicos, como así también producidas por viento y sismo. Existen algunos dispositivos donde se han incorporado materiales viscoelásticos dando origen a los que denominan amortiguadores viscoelásticos de fricción que combinan las ventajas de la fricción pura con los mecanismos viscoelásticos de disipación de energía.

Existe una gran variedad de estos dispositivos. Algunos son cerrados compuestos por pistón y cilindro, donde la disipación se produce por fricción de materiales que alojan en el interior del cilindro exterior (Nims et al, 1993). Un esquema de este tipo de dispositivo se aprecia en la Figura 2.10.

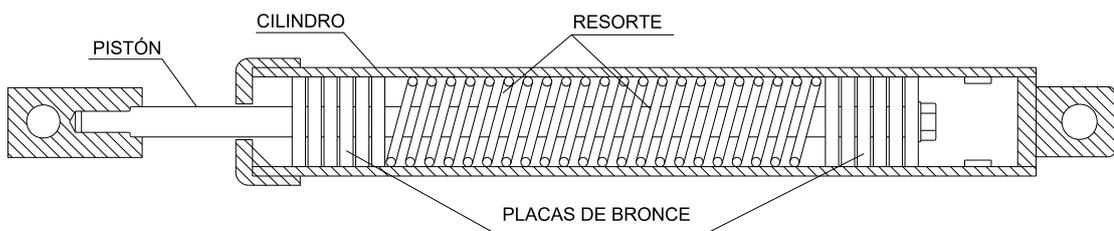


Figura 2.10.- Esquema de Amortiguador de Fricción Cerrado (Soong y Dargush,1997)

Otros dispositivos de fricción están compuestos por una serie de placas de metal de distintas formas y la disipación se produce como consecuencia de la fricción entre las mismas. Uno de estos dispositivos que se conoce con el nombre de sistema Pall (Pall y Marsh, 1982) con diagonales en X se puede apreciar a modo de esquema en la Figura 2.11.

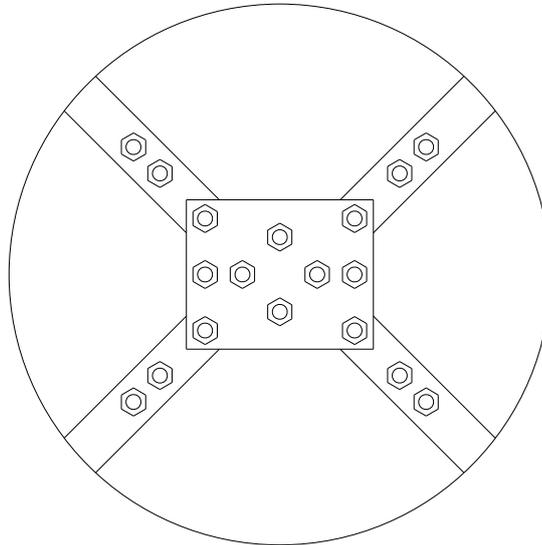


Figura 2.11.- Esquema de Amortiguador de Fricción en X.

Los **amortiguadores o disipadores metálicos (AM)** son dispositivos que utilizan la deformación plástica de acero, plomo o aleaciones especiales para alcanzar comportamientos histeréticos predecibles. Un tipo particular de disipador metálico en forma de X es el ADAS (Added Damping And Stiffness) (Soong and Dargush, 1997) utiliza una serie de placas de acero que incursonan en fluencia por flexión cuando el mecanismo es accionado. Durante un evento, la mayoría de las deformaciones plásticas se producen en el dispositivo y en consecuencia los daños sobre la estructura primaria son limitados. Un esquema de este sistema se aprecia en la Figura 2.12.

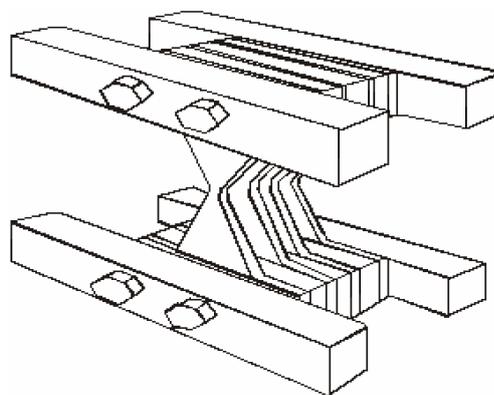


Figura 2.12 - Disipador metálico ADAS (Soong y Dargush, 1997).

Otro dispositivo cuyo principio de funcionamiento es similar al anterior, pero construido con placas de forma triangular es el que se conoce con el nombre de TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness). El mismo puede apreciarse en la Figura 2.13.

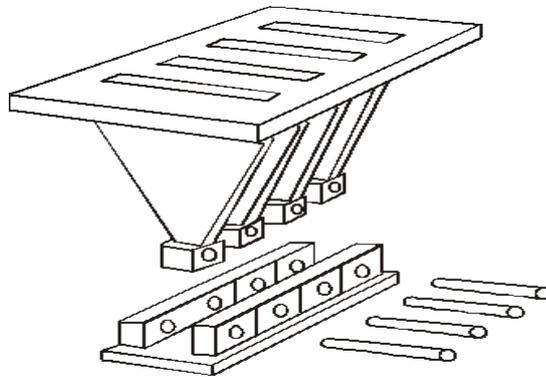


Figura 2.13 - Disipador metálico TADAS (Soong y Dargush, 1997).

Algunos dispositivos modernos se han logrado con aleaciones de níquel-titanio, Nitinol, que tienen la habilidad de disipar energía de manera similar al acero en fluencia pero sin daño permanente (Kareem and Kijewski, 1999).

2.4. SISTEMAS ACTIVOS – SEMIACTIVOS E HÍBRIDOS

Con el desarrollo de los dispositivos de medición y control se han construido **sistemas activos** de control de vibraciones, que a diferencia de los pasivos pueden ajustarse en función de la variación de parámetros del sistema principal o también de las características de las cargas externas. Se puede obtener un control más eficiente y veloz usando dispositivos que tienen esta posibilidad de responder a los cambios.

Este equipamiento involucra a pequeños elementos capaces de controlar la vibración del sistema estructural como así también otros que analizan la sollicitación exterior. Estos van acompañados de actuadores hidráulicos o electromecánicos que son manejados por un algoritmo de control en una unidad central que recibe y procesa toda la información.

Para garantizar el funcionamiento de estos equipos se deberá contar con fuentes de energía ininterrumpida y elementos de respuesta rápida. Algunos de estos dispositivos se detallan a continuación (Soong, 1990).

Los **amortiguadores de masa activos (AMA)** son dispositivos en los cuales una computadora analiza las señales que recibe de sensores dispuestos en la estructura principal e introduce fuerzas según los movimientos medidos en la misma. Estas fuerzas operan sobre la masa secundaria para contrarrestar el movimiento de la estructura. Aunque estos sistemas requieren masas pequeñas y tienen una eficiencia mayor que los amortiguadores de masa pasivos requieren una operación y costo de mantenimiento muy superiores. Se ha comprobado que logran reducir en estructuras actuales entre 1/3 y 1/2 la respuesta ante vibraciones producidas por el viento.

El primer dispositivo se instaló en 1989 en un edificio de acero de 33 m de altura, para protegerlo de la acción del sismo y fuertes vientos, en Japón (Koshika et al., 1992). Contaba con sensores ubicados en la base y en los pisos 6 y 11 y dos masas una ubicada en el centro y otra de menor tamaño en un costado para controlar la torsión. Posteriormente se han utilizado en varios edificios en ese país. Un esquema de este tipo de dispositivo se puede apreciar en la Figura 2.14.

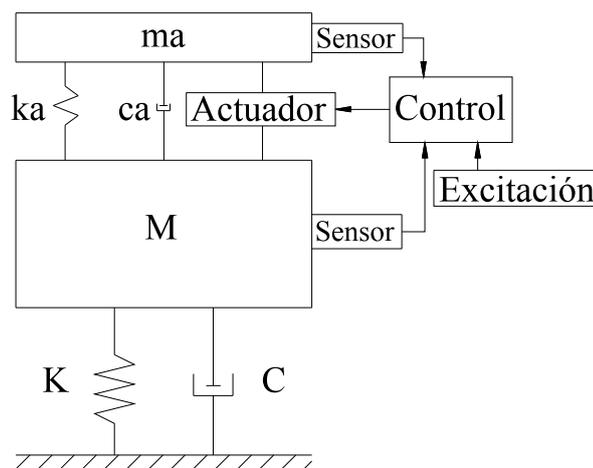


Figura 2.14 – Esquema de funcionamiento Amortiguador de Masa Activo.

Los **amortiguadores activos de rigidez variable (ARV)** consisten en dispositivos que modifican la rigidez de la estructura. Es un sistema de control sísmico diseñado para controlar las vibraciones de la estructura, aún en el caso de fuertes movimientos sísmicos y se lo conoce como un sistema anti-resonancia (Sakamoto y Kobori, 1996).

La instalación requiere la localización de bielas en forma de V invertida en cada piso en ambos extremos de la estructura para inhibir el movimiento transversal. Cada instalación luego se fija a un dispositivo de rigidez variable, el cual se opera por medio de la apertura de válvulas internas. Cuando la válvula está cerrada el sistema está fijo y esta situación varía en

función de los registros medidos como consecuencia del sismo, de tal manera que el dispositivo controlador altera la frecuencia de la estructura, fijando o no algunos de estos dispositivos en diferentes sectores de la misma. Por lo tanto el comportamiento de la estructura en resonancia se evita modificando progresivamente su rigidez.

Los **sistemas híbridos** son sistemas diseñados para corregir ciertos defectos atribuibles a los sistemas pasivos. Para el caso de los amortiguadores de masa sintonizados el edificio puede ser equipado con sistema de masa auxiliar y otra masa más pequeña conectada a la masa secundaria con un resorte, un amortiguador y un pistón. El sistema secundario es puesto en movimiento por la masa terciaria activa y es conducida en dirección opuesta al AMS magnificando su movimiento y haciéndolo más efectivo (Sakamoto and Kabori, 1996).

Los **Amortiguadores Híbridos de Masa (AHM)** se comportan como un AMS, utilizando un mecanismo de masa móvil con el mismo período del edificio o como un AMA de acuerdo a las condiciones de la excitación y el edificio y las características de la masa vibratoria. (Tamura 1997). La parte activa del sistema se utiliza solo cuando se producen grandes excitaciones del edificio, de lo contrario se mantiene pasivo. También en el caso de producirse fallas en el suministro de energía o excitaciones extremas que sobrepasen el funcionamiento del pistón del sistema activo, el sistema se transforma en pasivo operando normalmente.

Un caso especial de sistemas híbridos es el de los **Amortiguadores Activos Sintonizados (AAS)**, los cuales permiten la sintonización de un dispositivo activo tradicional a la frecuencia del edificio. Más aún, se han incluido dispositivos bi-direccionales que producen control pasivo en una dirección y control activo en la otra (Yamazaki et al., 1992; Miyashita et al., 1998).

Los **amortiguadores semiactivos (ASA)** combinan las mejores cosas de los dispositivos de control activo y pasivo. Poseen la adaptabilidad de los sistemas activos pero sin la gran demanda de energía externa y responden muy bien ante excitaciones repentinas, proveyendo amortiguamiento adicional según el tipo y el nivel de excitación. Ejemplos típicos de esta tecnología son los dispositivos de control variable de orificio y los amortiguadores de fluido controlado tales como los electrorreológicos (**ER**) y magnetorreológicos (**MR**).

Los trabajos experimentales realizados permiten determinar que estos dispositivos pueden alcanzar un desempeño similar al de los sistemas activos sin el riesgo de

desestabilización o el de la gran demanda de energía (Spencer and Sain, 1997; Symans and Constantinou, 1999).

Con respecto a los dispositivos de control de orificio variable se han utilizado como complemento de los ALS y en particular adaptándolos a los sistemas en U con válvulas adaptables. Regulando la apertura de la válvula y en consecuencia la pérdida de carga en la misma, puede adaptarse el nivel de amortiguamiento al variar la intensidad de la carga (Yalla and Kareem, 1998).

En los sistemas ER (Makris et al., 1995) y los MR (Gordaninejad et al., 1998) un fluido “inteligente” provee el mecanismo de disipación de energía en estos dispositivos, bajo la aplicación de un campo eléctrico o magnético, como sugieren sus respectivos nombres. A diferencia de los sistemas de regulación por orificio que dependen del tiempo de respuesta de las válvulas, este tipo de dispositivos se activan en pocos milisegundos.

Los materiales electrorreológicos (ER), que en su mayoría son fluidos, se caracterizan por su capacidad de variar drásticamente y en forma reversible su capacidad de resistencia a fluir cuando son sometidos a un campo eléctrico. Los materiales magnetorreológicos (MR) tienen un comportamiento similar cuando son sometidos a un campo magnético. Un esquema de funcionamiento de un dispositivo ER se muestra en Figura 2.15.

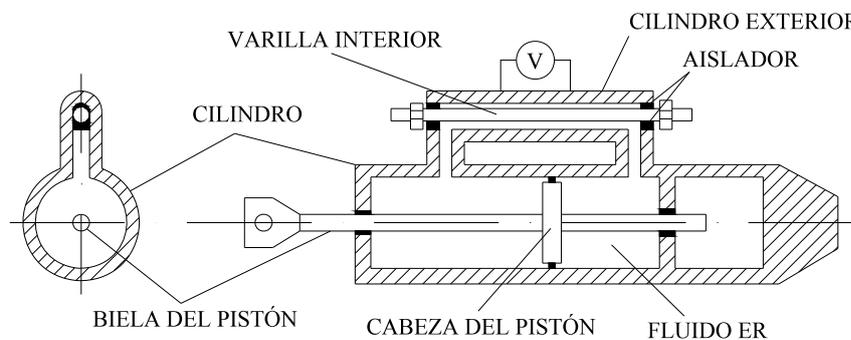


Figura 2.15 – Esquema de funcionamiento de dispositivo ER (Soong y Dargush, 1997).

Al igual que los sistemas híbridos estos sistemas proveen control pasivo durante la operación normal sin ningún requerimiento de energía, pero responden rápidamente para suministrar óptimos niveles de amortiguamiento durante eventos de tipo sísmicos.

2.5. AMORTIGUADORES DE MASA PASIVOS – ALS Y AMS

Los **amortiguadores de líquido sintonizados (ALS)** que incluyen tanto a los **amortiguadores de oleaje sintonizado** y los **amortiguadores de columna de líquido sintonizado** se han convertido en dispositivos de amortiguamiento para estructuras recién a partir de los años 80 (Fujino et al., 1992; Kareem and Tognarelli, 1994).

Los ALS absorben la energía de la vibración por el movimiento oscilante del líquido contenido en el recipiente y la disipan a través de la fricción intrínseca del líquido y la fricción con la superficie de las paredes. Se ha utilizado para aumentar la disipación de energía piezas cilíndricas de polietileno que flotan en el líquido. La frecuencia del ALS, que se ajusta con la altura del agua y la dimensión de los recipientes, se sintoniza con la frecuencia natural del edificio. Los ALS se han empleado en general en edificios de altura significativa utilizados como hoteles, centros financieros y vivienda, como así también en torres de control aéreo de los aeropuertos y en observatorios. Un modelo de una estructura con un ALS puede apreciarse en la Figura 2.16 – a).

Los **amortiguadores de masa sintonizada (AMS)** son dispositivos que consisten en general en una masa vinculada al edificio a través de un resorte y un mecanismo de amortiguamiento viscoso. Un modelo de estructura con AMS se puede apreciar en Figura 2.16- b). Este dispositivo transmite fuerzas de inercia a la estructura principal con la finalidad de reducir su movimiento y su efectividad está determinada por sus características dinámicas.

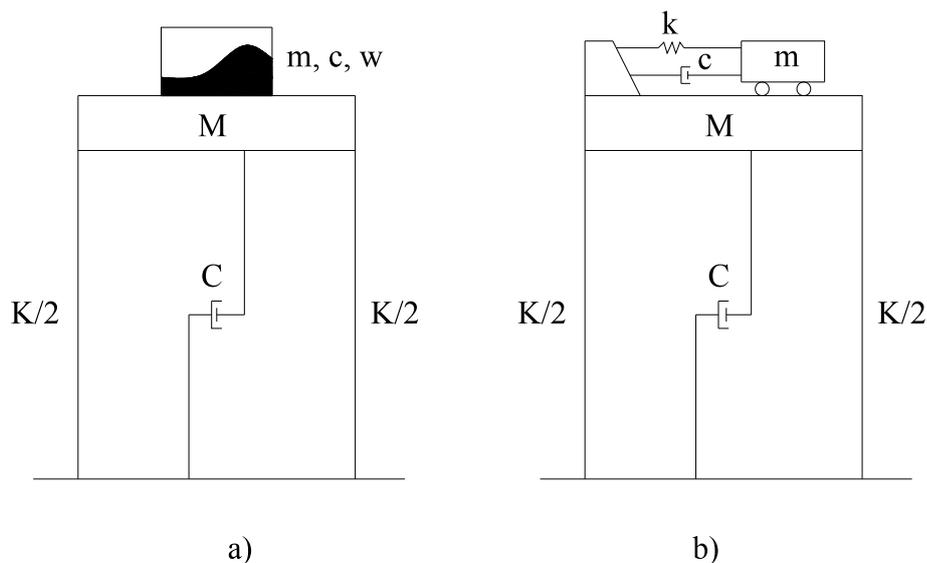


Figura 2.16 – Modelos de Estructuras – a) ALS – b) AMS.

La frecuencia natural del dispositivo se sintoniza cerca de la frecuencia natural del sistema principal provocando que el AMS vibre en resonancia, disipando la energía absorbida a través de los mecanismos de amortiguamiento del mismo. La cantidad de amortiguamiento suministrado depende de la relación entre la masa del AMS y la masa efectiva del edificio en el modo considerado. Los valores en general rondan en el 1% del peso del edificio.

Los AMS instalados en edificios pueden ser de diferentes formas, y en la figura 2.17 se muestran las implementaciones más usuales.

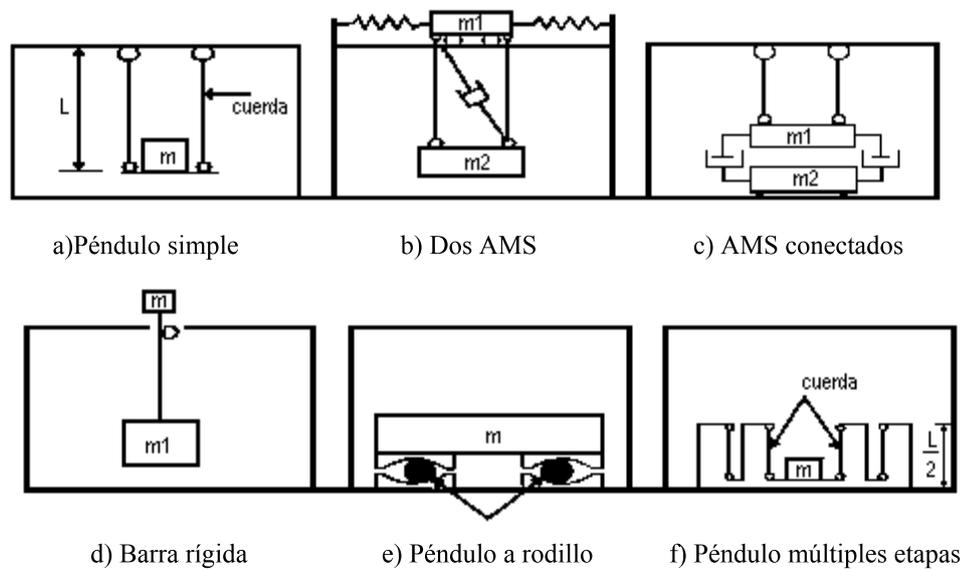


Figura 2.17 - Configuraciones de AMS (Soon and Dargush, 1997).

En el caso a) es un simple péndulo, cuyo período de vibración depende solo del largo del mismo. Su desventaja es el gran espacio requerido para su instalación. En el caso b), c) y d) la cuerda del péndulo es una barra rígida y se utilizan dos masas, una de las cuales esta apoyada en el piso. Cuando hay limitaciones de espacio se puede utilizar un amortiguador de péndulo de rodillo (caso e). Otra solución es el péndulo de múltiples etapas como el mostrado en la figura f), que reduce el espacio vertical necesario a la mitad.

Los parámetros de diseño del AMS que se deben hallar para lograr la máxima eficiencia del mismo, son la **relación de frecuencias** (relación entre la frecuencia del amortiguador y la frecuencia de la estructura principal), la **relación de masas** (relación entre la masa del amortiguador y la masa de la estructura principal) y el **amortiguamiento óptimo**, como así también la **localización dentro de la planta de la estructura**, según el uso que se le quiera dar.

Una de las principales ventajas de los AMS es que pueden ser colocados en estructuras existentes con problemas de vibraciones excesivas que son perceptibles por las personas o para el mejoramiento de la seguridad sísmica en estructuras levemente dañadas o sanas.

Después de su invención por Frahm en 1909, el concepto de amortiguadores de masa sintonizada ha atraído la atención de investigadores de diferentes campos para su aplicación para controlar vibraciones causadas por diferentes tipos de excitaciones. Se han usado extensamente en sistemas mecánicos pero su aplicación a estructuras civiles es relativamente reciente. Por ello, no es posible dar una completa reseña de la vasta literatura existente en el tema y en este punto sólo serán citados algunos estudios relevantes para los objetivos del proyecto en cuestión.

Luft (1979) halla los parámetros óptimos para un sistema principal amortiguado y un AMS sin amortiguamiento sometido a una excitación de ruido blanco.

Warburton y Ayorinde (1980) determinan los parámetros óptimos de los amortiguadores fijados a un sistema elástico simple de un grado de libertad.

Den Hartog (1984) demostró que para sistemas de un grado de libertad no amortiguados, la amplitud de vibración del sistema excitado es nula cuando la frecuencia de excitación es igual a la frecuencia del AMS, indicando que toda la energía del sistema fue transferida al AMS.

Jensen et. al. (1992) estudiaron como afecta la incertidumbre de los parámetros del sistema principal en la efectividad del AMS para una carga aleatoria de ruido blanco.

Abé e Igusa (1995) usando el método de perturbación, analizan la efectividad de uno o varios AMS para estructuras con frecuencias naturales poco espaciadas y muy espaciadas bajo carga armónica.

En particular, para carga sísmica, Villaverde y Koyama (1993) comprueban de manera numérica y experimental que los sistemas de masa sintonizada con alto amortiguamiento, pueden ser utilizados de manera ventajosa para reducir la respuesta de las estructuras ante sismos. Además observan que existe una dependencia en la reducción de la respuesta siendo el sistema más efectivo cuando la frecuencia del movimiento del suelo es similar a la frecuencia natural de la estructura. Villaverde (1994) demuestra también que la relación de amortiguamiento del AMS debe ser igual a la relación de amortiguamiento estructural más un término que depende de la relación de masa y del desplazamiento modal del punto donde se encuentra ubicado el AMS.

Soong and Dargush (1997) presentan un completo estado del arte de sistemas pasivos de disipación de energía, como así también distintos tipos de configuraciones estructurales y

distintos métodos de cálculo de los parámetros óptimos. Entre los diversos trabajos existentes en la literatura especializada que realizan una visión global del tema en estudio, merecen destacarse los de Tamura (1997) y Jangid (1995).

Sadek et al. (1997) proporcionan los parámetros óptimos de relación de frecuencia y relación de amortiguamiento en función de una relación de masa establecida y analizan la eficiencia de estos parámetros en estructuras de uno y varios grados de libertad, con AMS, sometidas a excitación sísmica, en la reducción de desplazamientos y aceleración.

Rana y Soong (1998) hacen un estudio paramétrico de los efectos de desintonización para cargas armónicas y dos sismos puntuales.

Chang (1999) propone una serie de fórmulas para la determinación de los parámetros óptimos de amortiguadores de masa, para el caso de excitación de ruido blanco, tanto para el caso de viento como sismo.

Soto-Brito y Ruiz (1999) estudian el comportamiento en la respuesta de una estructura con AMS bajo excitación sísmica de moderada y alta intensidad y concluyen que la respuesta se reduce en forma considerable en el caso de sismos de moderada intensidad, mientras que no es tan efectivo el uso en el caso de sismos de gran intensidad en cuyo caso el sistema principal desarrolla comportamiento no lineal.

Wang et al. (2003) expresa que la efectividad de los AMS ante la acción es altamente dependiente de la frecuencia, ya que funcionan eficientemente solo bajo condiciones de resonancia. Sin embargo aunque los AMS son poco útiles fuera de las condiciones de resonancia, la respuesta estructural es pequeña en esta situación. Por lo tanto los AMS son dispositivos muy útiles en el control de vibraciones reduciendo las respuestas excesivas que ocurren durante condiciones de resonancia.

Pinkaew et al. (2003) sostienen que, en el caso de estructuras sometidas a daño, los parámetros a estudiar no deben basarse en la reducción del pico de la respuesta sino en la reducción del daño y el uso de AMS reduce el daño de la estructura, previniéndola del colapso, para el caso analizado con sismos que tienen períodos predominantes cercanos a los de la estructura.

Se cita en la literatura a la asimetría estructural y por ende a los efectos torsionales como la causa principal de colapso en gran cantidad de estructuras sometidas a acciones sísmicas. Una idea muy interesante en este sentido es la posibilidad de colocación de amortiguadores pasivos en ubicaciones adecuadas de estructuras, con el propósito de reducir los efectos torsionales en las mismas.

Igusa y Xu (1994) proponen el uso de múltiples AMS en vez de un solo amortiguador, debido a su alta sensibilidad a la frecuencia de sintonización o la variación de la relación de amortiguamiento. El comportamiento de varios AMS con la misma masa que un solo amortiguador, es más satisfactorio debido a que son menos sensibles a las incertidumbres en los parámetros del sistema.

Jangid y Datta (1997) concluyen que la efectividad de varios AMS en controlar la respuesta traslacional es menor en sistemas asimétricos que en el correspondiente simétrico. Por lo tanto diseñar los AMS sin tener en cuenta el acoplamiento torsional puede llevar a una sobreestimación de su eficiencia. También que el uso de varios AMS es más efectivo que el de un solo AMS.

Goel y Booker (2001), Goel (1998)-(2000), concluyen que para el caso de amortiguadores de tipo viscoso para una estructura asimétrica bajo excitación sísmica, la ubicación óptima es tal que la excentricidad de las fuerzas de amortiguamiento es igual, pero de signo contrario, a la excentricidad estructural. Esta situación se verifica tanto para estructuras con comportamiento elástico como para estructuras con comportamiento inelástico y se analizaron los resultados bajo la acción del sismo en una sola dirección y con distintos acelerogramas.

Lin et al. (1999) consideran que la mayor distancia entre el AMS y el centro de masa determinan la mayor reducción en la vibración. Además indican que un solo AMS es adecuado para reducir traslación y rotación de edificios altos bajo la acción de sismos, pero se necesita un segundo AMS en edificios con rigidez similar en las dos direcciones principales. Estos desarrollos teóricos se probaron en un edificio de cinco pisos asimétrico bajo la acción de cinco terremotos reales.

Singh y Moreschi (2002) realizan un estudio de optimización mediante un algoritmo genético para encontrar los parámetros óptimos de cuatro amortiguadores ubicados de a pares según dos direcciones ortogonales en el último piso del edificio, para controlar la respuesta torsional de edificios sujetos a la acción sísmica bidireccional.

Ahlawat y Ramaswamy (2003) también utilizan cuatro AMS para controlar la respuesta de edificios con acoplamiento torsional, utilizando una función de optimización multipropósito que permita controlar eficientemente las respuestas, flexional y torsional.

Chen y Wu (2003) realizan un ensayo experimental sobre mesa vibratoria con excitación en la base sobre un edificio de acero en escala, con dispositivos AMS en cada uno de los niveles, obteniendo un buen contraste entre los valores medidos en el ensayo y la formulación numérica. Además concluyen que el uso de varios AMS da mejores resultados en

la respuesta que un solo AMS, en el control de la aceleración ante diferentes excitaciones (ruido blanco, El Centro y Taft).

Almazán et al. (2004) trabajan en el balance torsional a través de disipadores viscoelásticos indicando que la ubicación de los disipadores que producen el balance depende no solo de la excentricidad y la rigidez torsional de la estructura, sino también de la cantidad de amortiguamiento incorporada.

Gerges y Vickery (2005) proponen el uso de AMS a los cuales les incorporan resortes de alambre de acero, determinando en primer lugar los modelos matemáticos que definen la rigidez y el amortiguamiento viscoso de los resortes y posteriormente determinan la respuesta de estructuras equipadas con este tipo de dispositivo, encontrando una buena correlación entre los resultados numéricos y experimentales.

Hoang y Warnitchai (2005) proponen un nuevo método para diseñar múltiples AMS para minimizar vibraciones en estructuras utilizando un optimizador numérico. Consideran el método muy poderoso ya que se pueden manejar una gran cantidad de las variables que se ven involucradas en el proceso, sin imponer restricciones iniciales a las mismas. El método es aplicado para optimizar AMS en un sistema de un grado de libertad sujeto a excitación de banda ancha, pero puede ser acomodado para analizar otros problemas reales.

Lee et al. (2006) proponen una teoría para el diseño de los parámetros óptimos en estructuras equipadas con dispositivos AMS. El estudio introduce un método numérico para buscar los parámetros de diseño óptimos y los resultados convergen a la solución exacta a medida que el número de iteraciones aumenta. La viabilidad de aplicación del método es verificada usando estructuras de un grado de libertad con un AMS, una estructura de cinco grados de libertad usando dos AMS y una estructura de diez grados de libertad con un AMS.

Li y Qu (2006) discuten la aplicación de un sistema de múltiples AMS con igual rigidez y coeficiente de amortiguamiento pero diferente masa en el control de la respuesta traslacional y torsional, para una estructura simplificada de dos grados de libertad la cual representa las características dinámicas de una estructura genérica asimétrica sometida a movimientos en la base. Definen una relación entre la frecuencia torsional y la frecuencia traslacional que denominan TTFR a través de la cual definen las estructuras asimétricas como torsionalmente elásticas cuando $TTFR < 1$, torsionalmente intermedias cuando $TTFR = 1$ y torsionalmente rígidas cuando $TTFR > 1$. Establecen que un nuevo resultado básico es que la relación normalizada de excentricidad que denominan NER y definen como la relación entre la excentricidad y el radio de giro de la planta, afecta significativamente el desempeño de los múltiples AMS en la respuesta traslacional y torsional en estructuras torsionalmente flexibles

e intermedias mientras que es prácticamente despreciable en estructuras torsionalmente rígidas y en tal caso los múltiples AMS pueden diseñarse ignorando los efectos del acoplamiento torsional.

CAPÍTULO 3 _

MODELOS DESARROLLADOS

3.1. MODELO DE ESTRUCTURA

Para modelar la estructura se utilizó una formulación de continuo partiendo de un esquema de análisis de estructuras de pared delgada y sección abierta en el dominio de la frecuencia (Ambrosini, 1991), ver Figura 3.1.

El modelo físico de la estructura está constituido por las ecuaciones de la teoría de *Vlasov* modificadas con la incorporación de las deformaciones angulares inducidas por el esfuerzo de corte, sección variable en la dirección longitudinal e inercias rotacionales en los esfuerzos internos (Ambrosini et al., 1995). Se adopta una ley constitutiva visco elástica lineal general, la cual permite introducir amortiguamiento a la estructura. Con estos elementos se llega a un conjunto de cuatro ecuaciones diferenciales parciales de cuarto orden con cuatro incógnitas que constituyen un modelo general de viga con propiedades seccionales variables

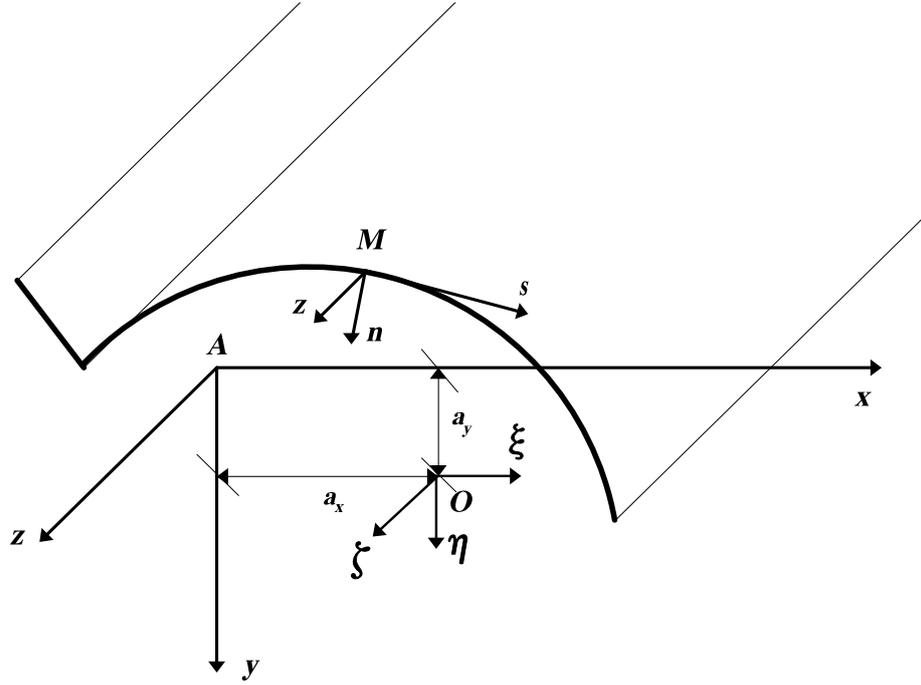


Figura 3.1. Modelo general de viga. Definición de variables.

$$E \left[F_T(z) \frac{\partial^2 \zeta}{\partial z^2} + \frac{dF_T(z)}{dz} \frac{\partial \zeta}{\partial z} \right] - \rho F_T(z) \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} = -q_z \quad (3.1.a)$$

$$E \left[J_y(z) \left(\frac{\partial^4 \xi}{\partial z^4} - \frac{\partial^3 \gamma_{mx}}{\partial z^3} \right) + 2 \left(\frac{\partial^3 \xi}{\partial z^3} - \frac{\partial^2 \gamma_{mx}}{\partial z^2} \right) \frac{dJ_y(z)}{dz} \right] - \rho J_y(z) \left(\frac{\partial^4 \xi}{\partial z^2 \partial t^2} - \frac{\partial^3 \gamma_{mx}}{\partial z \partial t^2} \right) - \rho \frac{dJ_y(z)}{dz} \left(\frac{\partial^3 \xi}{\partial z \partial t^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{mx}}{\partial t^2} \right) + \rho F_T(z) \left(\frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} + a_y \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \right) = q_x \quad (3.1.b)$$

$$E \left[J_x(z) \left(\frac{\partial^4 \eta}{\partial z^4} - \frac{\partial^3 \gamma_{my}}{\partial z^3} \right) + 2 \left(\frac{\partial^3 \eta}{\partial z^3} - \frac{\partial^2 \gamma_{my}}{\partial z^2} \right) \frac{dJ_x(z)}{dz} \right] - \rho J_x(z) \left(\frac{\partial^4 \eta}{\partial z^2 \partial t^2} - \frac{\partial^3 \gamma_{my}}{\partial z \partial t^2} \right) - \rho \frac{dJ_x(z)}{dz} \left(\frac{\partial^3 \eta}{\partial z \partial t^2} - \frac{\partial^2 \gamma_{my}}{\partial t^2} \right) + \rho F_T(z) \left(\frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} - a_x \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \right) = q_y \quad (3.1.c)$$

$$E \left[J\varphi(z) \frac{\partial^4 \theta}{\partial z^4} + 2 \frac{\partial^3 \theta}{\partial z^3} \frac{dJ\varphi(z)}{dz} \right] - \rho J\varphi(z) \frac{\partial^4 \theta}{\partial z^2 \partial t^2} - \rho \frac{dJ\varphi(z)}{dz} \frac{\partial^3 \theta}{\partial z \partial t^2} + \rho F_T(z) \left(a_y \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} - a_x \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + r^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \right) - GJ_d(z) \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} - G \frac{dJ_d(z)}{dz} \frac{\partial \theta}{\partial z} = m_A \quad (3.1.d)$$

siendo:

$$r^2 = a_x^2 + a_y^2 + \frac{J_x + J_y}{F_t} \quad (3.2)$$

Donde ξ , η , y ζ son los desplazamientos asociados a los ejes x , y y z , θ es la rotación de la sección transversal con respecto al centro de corte (Punto O en la Fig.3.1), F_t el área total de la sección transversal, E es el módulo de elasticidad longitudinal, G el módulo de elasticidad transversal, γ_{mx} y γ_{my} los valores medios de las deformadas por corte sobre la sección transversal, J_x y J_y los momentos de inercia de la sección transversal con respecto a los ejes baricéntricos, J_d el módulo de torsión, J_ϕ el momento sectorial de inercia, a_x y a_y las coordenadas del centro de corte, ρ la masa específica y q_x , q_y , q_z son las cargas externas por unidad de longitud y m_A el momento torsor externo por unidad de longitud.

En las ecuaciones anteriores se observa que la ecuación de vibración longitudinal (3.1.a) está desacoplada del resto del sistema y puede ser tratada independiente, por lo que el sistema a resolver será de 3 ecuaciones diferenciales (3.1.b) a (3.1.d) en derivadas parciales, de cuarto orden, con 3 incógnitas.

La formulación del problema en términos de ecuaciones diferenciales de cuarto orden requiere la manipulación de expresiones complicadas de costosa solución numérica, lo que hace poco atractivo dicho camino. Por ello, el esquema de variables de estado, en el cual las ecuaciones diferenciales de cuarto orden son reemplazadas por un sistema equivalente de ecuaciones de primer orden, constituye una opción muy interesante.

Como se va a trabajar con un problema dinámicamente lineal es conveniente trabajar en el dominio de la frecuencia ya que, en ese caso, las ecuaciones diferenciales parciales en dos variables independientes z, t se reducen a ecuaciones diferenciales totales en z , debido a una propiedad matemática de la transformada de Fourier. Entonces, en primer lugar se aplica la transformada compleja de Fourier con respecto al tiempo a ambos lados de las ecuaciones 3.1.b a 3.1.d, trasladando todas las variables independientes al dominio de la frecuencia. En general

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-i\omega t} f(t).dt \quad (3.3.a)$$

$$G(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-i\omega t} \dot{f}(t).dt = i\omega \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-i\omega t} f(t).dt \quad (3.3.b)$$

$$H(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-i\omega t} \ddot{f}(t).dt = i^2 \omega^2 \int_{-\infty}^{+\infty} e^{-i\omega t} f(t).dt \quad (3.3.c)$$

Usando la transformada de Fourier se obtiene un sistema equivalente con doce ecuaciones diferenciales parciales de primer orden con doce incógnitas, en el dominio de la frecuencia. Este esquema detallado anteriormente se conoce en la literatura como “Aproximación de Variables de Estado”. Son seleccionadas como variables de estado seis incógnitas geométricas y seis estáticas, los desplazamientos según los ejes x e y , ξ y η ; los giros de flexión respecto de esos ejes, ϕ_x y ϕ_y ; los esfuerzos de corte Q_x y Q_y ; los momentos flectores M_x y M_y ; el giro de torsión y su derivada espacial θ y θ' ; el momento torsor total M_t y el bimomento B . Se tiene el vector de variables de estado:

$$\{v(z, \omega)\} = \{\eta, \phi_y, Q_y, M_x, \xi, \phi_x, Q_x, M_y, \theta, \theta', M_t, B\}^T \quad (3.4)$$

Las ecuaciones de movimiento pueden ser expresadas en la forma:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = [A]\{v\} + \{q\} \quad (3.5)$$

Donde $[A]$ es la matriz del sistema

$$[A] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & \frac{1}{k'_y FG} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{EJ_x} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\rho F \omega^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \rho F \omega^2 a_x & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \rho J_x \omega^2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{1}{k'_x FG} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{EJ_y} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 a_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\rho J_y \omega^2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{EJ_\varphi} & 0 \\ \rho F \omega^2 a_x & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 a_y & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 r^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & B\theta' & 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

en la cual k'_x y k'_y representan los coeficientes de corte de Cowper y

$$B\theta' = \rho J_\varphi \omega^2 - GJ_d. \quad (3.7)$$

y $\{q\}$ el vector de carga externa:

$$\{q(z, \omega)\} = \{0, 0, -q_y, 0, 0, 0, -q_x, 0, 0, 0, -m_A, 0\}^T \quad (3.8)$$

Debe aclararse que, por comodidad, se ha mantenido la notación de las deformaciones y esfuerzos generalizados en el dominio de la frecuencia, aunque estas funciones son dependientes de z y ω , y no de z y t , como las variables originales. Por ejemplo $\eta(z, t)$ y $\eta(z, \omega)$ representan el desplazamiento en y en el dominio del tiempo y su transformada de Fourier, respectivamente.

En el dominio de la frecuencia, todas las variables de estado son funciones complejas de ω . Si, para facilitar la solución numérica, se separan la parte real e imaginaria de todas las funciones, el sistema final será de 24 ecuaciones con 24 incógnitas. Se particiona $\{v\}$ en sus partes real e imaginaria

$$\{v\} = \begin{Bmatrix} v_R \\ v_I \end{Bmatrix} \quad (3.9)$$

Procediendo de la misma manera en la matriz $[A]$

$$[A] = \begin{bmatrix} [A_{11}] & [A_{12}] \\ [A_{21}] & [A_{22}] \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

La submatriz $[A_{11}]$ está asociada con el vector de las componentes reales $\{v_R\}$, la submatriz $[A_{22}]$ con el vector de las componentes imaginarias $\{v_I\}$, mientras que las submatrices $[A_{12}]$ y $[A_{21}]$ definen el acoplamiento entre ambos. Se verifica que

$$[A_{11}] = [A_{22}] \quad [A_{12}] = -[A_{21}] \quad (3.11)$$

Se particiona también el vector de cargas externas $\{q\}$:

$$\{q\} = \begin{Bmatrix} q_R \\ q_I \end{Bmatrix} \quad (3.12)$$

Se explicitan ahora, las submatrices $[A_{11}]$ y $[A_{12}]$ que junto con (3.10) y (3.11) definen la matriz $[A]$

$$[A_{11}] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & \frac{1}{k'_y FG \mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{EJ_x \mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\rho F \omega^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \rho F \omega^2 a_x & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \rho J_x \omega^2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{1}{k'_x FG \mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{EJ_y \mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 a_y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\rho J_y \omega^2 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{EJ_\phi \mu_1} \\ \rho F \omega^2 a_x & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 a_y & 0 & 0 & 0 & -\rho F \omega^2 r^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & B\theta' & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

$$[A_{12}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \frac{\mu}{k'_y FG \mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{\mu}{EJ_x \mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\mu}{k'_x FG \mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\mu}{EJ_y \mu_1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \hline 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{\mu}{EJ_\phi \mu_1} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu G J_d & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

Donde:

$$\mu_1 = 1 + \mu^2 \quad (3.15.a)$$

$$B\theta' = \rho J_\varphi \omega^2 - GJ_d \quad (3.15.b)$$

μ = Coeficiente de amortiguamiento

El sistema (3.5) puede ser integrado fácilmente usando métodos numéricos estándar, tal como el método de Runge-Kutta de cuarto orden, el algoritmo predictor-corrector u otras aproximaciones. Con el fin de resolver el problema de valores de contorno en dos puntos, encontrado tanto en la determinación de frecuencias naturales como en el cálculo de la respuesta dinámica, este debe ser transformado en un problema de valores iniciales como en el caso estudiado por Ebner y Billington (1968). El mismo procedimiento es normalmente aplicado en el método de matrices de transferencia (Pestel y Leckie (1963)).

En aplicaciones numéricas se utiliza el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (FFT). Entonces, para cada frecuencia ω , puede resolverse el problema definido por las ecuaciones (3.5) más las condiciones de contorno usando métodos de integración numérica estándares como así también técnicas para transformar un problema de valores de borde en dos puntos en un problema de valores iniciales.

Si se repite este procedimiento para todo el conjunto de frecuencias ω , se puede obtener la FFT de las componentes del vector de estado. Por último, puede realizarse la transformada inversa de las variables de interés para obtener las mismas en el dominio del tiempo.

3.2. MODELO DE AMS

3.2.1. AMS ORIENTADO EN DIRECCIÓN X

Se considera que en una de las direcciones principales del edificio y en el piso superior se ubica un AMS según se observa en la Figura 3.2.

Se tiene un sistema de un grado de libertad masa-resorte-amortiguador y se plantean las ecuaciones de movimiento para carga sísmica, en el dominio del tiempo, obteniendo:

$$m_{ax} \ddot{v}_x^t(t) + c_{ax} \dot{v}_x^t(t) + k_{ax} v_x^t(t) = 0 \quad (3.16)$$

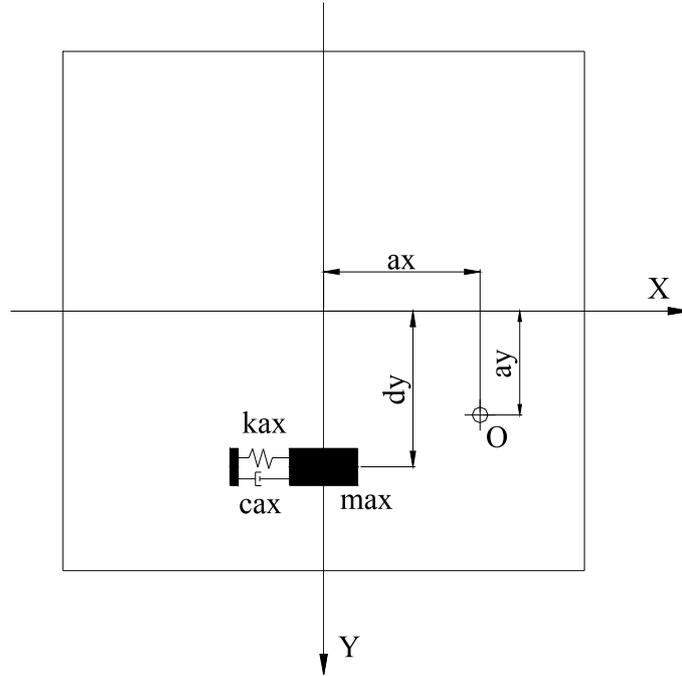


Figura 3.2. Disposición del AMS en la planta superior.

Donde v_x es el desplazamiento relativo del AMS respecto de la estructura, m_{ax}, c_{ax}, k_{ax} masa, amortiguamiento y rigidez de amortiguador en la dirección x . Por otra parte el valor del desplazamiento total del AMS en el extremo superior de la estructura deformada, v_x^t es:

$$v_x^t(t) = v_x(t) + \xi_s(t) + \xi_g(t) \quad (3.17)$$

Donde ξ_g es el desplazamiento del terreno en la dirección x respecto a un eje de referencia fijo, ξ_s es el desplazamiento relativo del último piso de la estructura respecto del terreno, en la dirección x , ver Figura 3.3.

Por lo tanto la derivada segunda será:

$$\ddot{v}_x^t(t) = \ddot{v}_x(t) + \ddot{\xi}_s(t) + \ddot{\xi}_g(t) \quad (3.18)$$

Reemplazando (3.18) en (3.16) se tiene:

$$m_{ax}\ddot{v}_x(t) + c_{ax}\dot{v}_x(t) + k_{ax}v_x(t) = -m_{ax}\ddot{\xi}_s(t) - m_{ax}\ddot{\xi}_g(t) \quad (3.19)$$

Se trabaja en el dominio de la frecuencia, por lo que se realiza la transformada de Fourier de (3.19) obteniendo:

$$\int_{-\infty}^{\infty} m_{ax}\ddot{v}_x(t)e^{-i\omega t} dt + \int_{-\infty}^{\infty} c_{ax}\dot{v}_x(t)e^{-i\omega t} dt + \int_{-\infty}^{\infty} k_{ax}v_x(t)e^{-i\omega t} dt =$$

$$-\int_{-\infty}^{\infty} m_{ax}\ddot{\xi}_s(t)e^{-i\omega t} dt - \int_{-\infty}^{\infty} m_{ax}\ddot{\xi}_g(t)e^{-i\omega t} dt \quad (3.20)$$

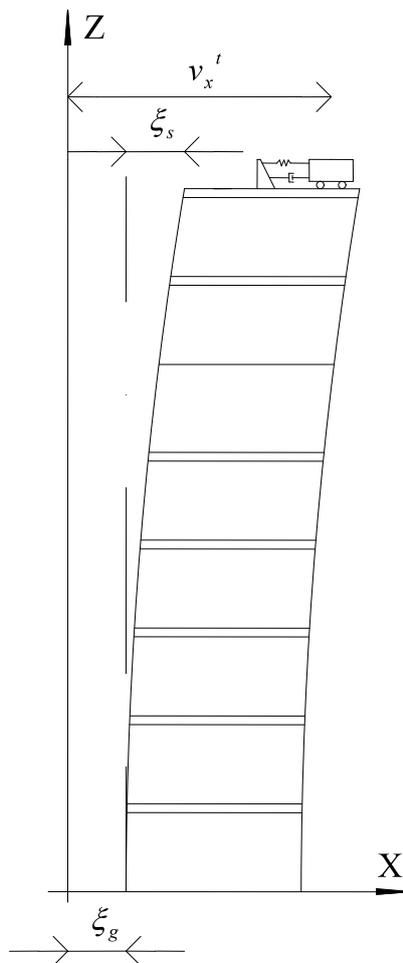


Figura 3.3. Coordenadas del modelo estructura – AMS (Plano x - z)

Luego:

$$\begin{aligned}
 & i^2 \omega^2 m_{ax} \int_{-\infty}^{\infty} v_x e^{-i\omega t} dt + i\omega c_{ax} \int_{-\infty}^{\infty} v_x e^{-i\omega t} dt + k_{ax} \int_{-\infty}^{\infty} v_x e^{-i\omega t} dt = \\
 & -i^2 \omega^2 m_{ax} \int_{-\infty}^{\infty} \xi_s e^{-i\omega t} dt - m_{ax} \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{\xi}_g e^{-i\omega t} dt
 \end{aligned} \tag{3.21}$$

Se tiene:

$$\begin{aligned}
 & -\omega^2 m_{ax} [v_{xR}(\omega) + iv_{xI}(\omega)] + i\omega c_{ax} [v_{xR}(\omega) + iv_{xI}(\omega)] + k_{ax} [v_{xR}(\omega) + iv_{xI}(\omega)] = \\
 & \omega^2 m_{ax} [\xi_{sR}(\omega) + i\xi_{sI}(\omega)] - m_{ax} [g_{1R}(\omega) + ig_{1I}(\omega)]
 \end{aligned} \tag{3.22}$$

Donde se llama: $g_1(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{\xi}_g e^{-i\omega t} dt$

Separando las partes reales e imaginarias se tiene:

$$-\omega^2 m_{ax} v_{xR}(\omega) + k_{ax} v_{xR}(\omega) - \omega c_{ax} v_{xI}(\omega) = \omega^2 m_{ax} \xi_{sR}(\omega) - m_{ax} g_{1R}(\omega) \tag{3.23a}$$

3.14

$$-\omega^2 m_{ax} v_{xI}(\omega)i + k_{ax} v_{xI}(\omega)i + \omega c_{ax} v_{xR}(\omega)i = \omega^2 m_{ax} \xi_{sI}(\omega)i - m_{ax} g_{1I}(\omega)i \tag{3.23b}$$

Y ordenando:

$$(k_{ax} - \omega^2 m_{ax}) v_{xR}(\omega) - \omega c_{ax} v_{xI}(\omega) = \omega^2 m_{ax} \xi_{sR}(\omega) - m_{ax} g_{1R}(\omega) \tag{3.24a}$$

3.15

$$\omega c_{ax} v_{xR}(\omega) + (k_{ax} - \omega^2 m_{ax}) v_{xI}(\omega) = \omega^2 m_{ax} \xi_{sI}(\omega) - m_{ax} g_{1I}(\omega) \tag{3.24b}$$

Denominando:

$$r_{1x} = k_{ax} - \omega^2 m_{ax} \tag{3.25}$$

Reemplazando (3.25) en las (3.24) se obtiene:

$$r_{1x} v_{xR}(\omega) - \omega c_{ax} v_{xI}(\omega) = \omega^2 m_{ax} \xi_{sR}(\omega) - m_{ax} g_{1R}(\omega) \quad (3.26a)$$

$$\omega c_{ax} v_{xR}(\omega) + r_{1x} v_{xI}(\omega) = \omega^2 m_{ax} \xi_{sI}(\omega) - m_{ax} g_{1I}(\omega) \quad (3.26b)$$

Por lo tanto:

$$v_{xR}(\omega) = \frac{\omega^2 m_{ax} \xi_{sI}(\omega) - r_{1x} v_{xI}(\omega) - m_{ax} g_{1I}(\omega)}{\omega c_{ax}} \quad (3.27)$$

Reemplazando (3.27) en (3.24a) se tiene:

$$r_{1x} \frac{\omega^2 m_{ax} \xi_{sI}(\omega) - r_{1x} v_{xI}(\omega) - m_{ax} g_{1I}(\omega)}{\omega c_{ax}} - \omega c_{ax} v_{xI}(\omega) = \omega^2 m_{ax} \xi_{sR}(\omega) - m_{ax} g_{1R}(\omega)$$

$$r_{1x} \omega^2 m_{ax} \xi_{sI}(\omega) - (r_{1x}^2 + \omega^2 c_{ax}^2) v_{xI}(\omega) - r_{1x} m_{ax} g_{1I}(\omega) =$$

$$\omega^3 c_{ax} m_{ax} \xi_{sR}(\omega) - \omega c_{ax} m_{ax} g_{1R}(\omega)$$

Operando se tiene:

$$(r_{1x}^2 + \omega^2 c_{ax}^2) v_{xI}(\omega) = r_{1x} \omega^2 m_{ax} \xi_{sI}(\omega) - \omega^3 c_{ax} m_{ax} \xi_{sR}(\omega) + \omega c_{ax} m_{ax} g_{1R}(\omega) -$$

$$r_{1x} m_{ax} g_{1I}(\omega)$$

Que da:

$$v_{xI}(\omega) = \frac{r_{1x} \omega^2 m_{ax}}{(r_{1x}^2 + \omega^2 c_{ax}^2)} \xi_{sI}(\omega) - \frac{\omega^3 c_{ax} m_{ax}}{(r_{1x}^2 + \omega^2 c_{ax}^2)} \xi_{sR}(\omega) + \frac{\omega c_{ax} m_{ax}}{(r_{1x}^2 + \omega^2 c_{ax}^2)} g_{1R}(\omega) - \frac{r_{1x} m_{ax}}{(r_{1x}^2 + \omega^2 c_{ax}^2)} g_{1I}(\omega) \quad (3.28)$$

Si se llama:

$$r_{2x} = \frac{\omega c_{ax} m_{ax}}{(r_{1x}^2 + \omega^2 c_{ax}^2)} \quad \text{y} \quad r_{3x} = \frac{r_{1x} m_{ax}}{(r_{1x}^2 + \omega^2 c_{ax}^2)} \quad (3.29)$$

Reemplazando (3.29) en (3.28) se obtiene:

$$v_{xI}(\omega) = \omega^2 r_{3x} \xi_{sI}(\omega) - \omega^2 r_{2x} \xi_{sR}(\omega) + r_{2x} g_{1R}(\omega) - r_{3x} g_{1I}(\omega) \quad (3.30)$$

Reemplazando (3.30) en (3.27):

$$v_{xR}(\omega) = \frac{\omega^2 m_{ax} \xi_{sI}(\omega) - r_{1x} [\omega^2 r_{3x} \xi_{sI}(\omega) - \omega^2 r_{2x} \xi_{sR}(\omega) + r_{2x} g_{1R}(\omega) - r_{3x} g_{1I}(\omega)] - m_{ax} g_{1I}(\omega)}{\omega c_{ax}}$$

$$v_{xR}(\omega) = \frac{(\omega^2 m_{ax} - r_{1x} \omega^2 r_{3x}) \xi_{sI}(\omega) + r_{1x} \omega^2 r_{2x} \xi_{sR}(\omega) - r_{1x} r_{2x} g_{1R}(\omega) + (r_{1x} r_{3x} - m_{ax}) g_{1I}(\omega)}{\omega c_{ax}} \quad (3.31)$$

Desarrollando los distintos términos y reemplazando por (3.29) se llega a:

$$v_{xR}(\omega) = \omega^2 r_{2x} \xi_{sI}(\omega) + \omega^2 r_{3x} \xi_{sR}(\omega) - r_{3x} g_{1R}(\omega) - r_{2x} g_{1I}(\omega) \quad (3.32)$$

3.2.2. AMS ORIENTADO EN DIRECCIÓN Y

En forma análoga se puede hacer el desarrollo para un AMS orientado según la dirección y , con lo cual se obtiene:

$$v_{yR}(\omega) = \omega^2 r_{2y} \eta_{sI}(\omega) + \omega^2 r_{3y} \eta_{sR}(\omega) - r_{3y} g_{2R}(\omega) - r_{2y} g_{2I}(\omega) \quad (3.33)$$

$$v_{yI}(\omega) = \omega^2 r_{3y} \eta_{sI}(\omega) - \omega^2 r_{2y} \eta_{sR}(\omega) + r_{2y} g_{2R}(\omega) - r_{3y} g_{2I}(\omega) \quad (3.34)$$

En donde:

$$g_2(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{\eta}_g e^{-i\omega t} dt \quad (3.35)$$

$$r_{1y} = k_{ay} - \omega^2 m_{ay} \quad r_{2y} = \frac{\omega c_{ay} m_{ay}}{(r_{1y}^2 + \omega^2 c_{ay}^2)} \quad r_{3y} = \frac{r_{1y} m_{ay}}{(r_{1y}^2 + \omega^2 c_{ay}^2)} \quad (3.36)$$

Siendo m_{ay}, c_{ay}, k_{ay} masa, amortiguamiento y rigidez del amortiguador orientado en la dirección y .

3.2.3. ECUACIONES DE INTERACCIÓN

La fuerza en la dirección x provocada por el amortiguador de masa sintonizado en el extremo superior de la estructura es:

$$Q_{xs} = c_{ax} \dot{v}_x + k_{ax} v_x \quad (3.37)$$

Aplicando la transformada de Fourier a esta expresión se tiene:

$$Q_{xsR} + iQ_{xsl} = i\omega c_{ax} [v_{xR}(\omega) + iv_{xl}(\omega)] + k_{ax} [v_{xR}(\omega) + iv_{xl}(\omega)] \quad (3.38)$$

Separando los términos real e imaginario se obtiene:

$$Q_{xsR} = k_{ax} v_{xR}(\omega) - \omega c_{ax} v_{xl}(\omega) \quad (3.39a)$$

$$Q_{xsl} = \omega c_{ax} v_{xR}(\omega) + k_{ax} v_{xl}(\omega) \quad (3.39b)$$

Reemplazando por sus iguales obtenidos en (3.30) y (3.32) se tiene:

$$Q_{xsR} = k_{ax} [\omega^2 r_{2x} \xi_{sl}(\omega) + \omega^2 r_{3x} \xi_{sR}(\omega) - r_{3x} g_{1R}(\omega) - r_{2x} g_{1I}(\omega)] -$$

$$\omega c_{ax} [\omega^2 r_{3x} \xi_{sl}(\omega) - \omega^2 r_{2x} \xi_{sR}(\omega) + r_{2x} g_{1R}(\omega) - r_{3x} g_{1I}(\omega)]$$

$$Q_{xsl} = \omega c_{ax} [\omega^2 r_{2x} \xi_{sl}(\omega) + \omega^2 r_{3x} \xi_{sR}(\omega) - r_{3x} g_{1R}(\omega) - r_{2x} g_{1I}(\omega)] +$$

$$k_{ax} [\omega^2 r_{3x} \xi_{sl}(\omega) - \omega^2 r_{2x} \xi_{sR}(\omega) + r_{2x} g_{1R}(\omega) - r_{3x} g_{1I}(\omega)]$$

Luego:

$$\begin{aligned}
 Q_{xsR} &= (\omega^2 k_{ax} r_{2x} - \omega^3 c_{ax} r_{3x}) \xi_{sI}(\omega) + (\omega^2 k_{ax} r_{3x} + \omega^3 c_{ax} r_{2x}) \xi_{sR}(\omega) - \\
 & (k_{ax} r_{3x} + \omega c_{ax} r_{2x}) g_{1R}(\omega) - (k_{ax} r_{2x} - \omega c_{ax} r_{3x}) g_{1I}(\omega)
 \end{aligned} \tag{3.40a}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{xsl} &= (\omega^3 c_{ax} r_{2x} + \omega^2 k_{ax} r_{3x}) \xi_{sI}(\omega) + (\omega^3 c_{ax} r_{3x} - \omega^2 k_{ax} r_{2x}) \xi_{sR}(\omega) - \\
 & (\omega c_{ax} r_{3x} - k_{ax} r_{2x}) g_{1R}(\omega) - (\omega c_{ax} r_{2x} + k_{ax} r_{3x}) g_{1I}(\omega)
 \end{aligned} \tag{3.40b}$$

En forma análoga se puede escribir:

$$\begin{aligned}
 Q_{ysR} &= (\omega^2 k_{ay} r_{2y} - \omega^3 c_{ay} r_{3y}) \eta_{sI}(\omega) + (\omega^2 k_{ay} r_{3y} + \omega^3 c_{ay} r_{2y}) \eta_{sR}(\omega) - \\
 & (k_{ay} r_{3y} + \omega c_{ay} r_{2y}) g_{2R}(\omega) - (k_{ay} r_{2y} - \omega c_{ay} r_{3y}) g_{2I}(\omega)
 \end{aligned} \tag{3.41a}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ysl} &= (\omega^3 c_{ay} r_{2y} + \omega^2 k_{ay} r_{3y}) \eta_{sI}(\omega) + (\omega^3 c_{ay} r_{3y} - \omega^2 k_{ay} r_{2y}) \eta_{sR}(\omega) - \\
 & (\omega c_{ay} r_{3y} - k_{ay} r_{2y}) g_{2R}(\omega) - (\omega c_{ay} r_{2y} + k_{ay} r_{3y}) g_{2I}(\omega)
 \end{aligned} \tag{3.41b}$$

El momento torsor en el nivel superior provocado por los amortiguadores sería:

$$M_{ts} = Q_{ys}(d_x - a_x) - Q_{xs}(d_y - a_y) \tag{3.42}$$

Siendo d_x , d_y las coordenadas de ubicación del AMS en la planta de la estructura y a_x , a_y las coordenadas del centro de corte. También puede expresarse como:

$$M_{ts} = Q_{ys} d_{tx} - Q_{xs} d_{ty} \tag{3.43}$$

$$\text{Siendo: } \quad d_{tx} = d_x - a_x \quad \text{y} \quad d_{ty} = d_y - a_y \tag{3.44}$$

Aplicando la transformada de Fourier a (3.43) se obtiene:

$$M_{tsR} + iM_{tsI} = (Q_{ysR} + iQ_{ysI})d_{tx} - (Q_{xsR} + iQ_{xsI})d_{ty} \quad (3.45)$$

Separando los términos real e imaginario se obtiene:

$$M_{tsR} = Q_{ysR}d_{tx} - Q_{xsR}d_{ty} \quad (3.46a)$$

$$M_{tsI} = Q_{ysI}d_{tx} - Q_{xsI}d_{ty} \quad (3.46b)$$

Reemplazando en (3.46a) y (3.46b) por las expresiones (3.40a), (3.40b), (3.41a) y (3.41b) se obtiene:

$$\begin{aligned} M_{tsR} = & [(\omega^2 k_{ay} r_{2y} - \omega^3 c_{ay} r_{3y}) \eta_{sI}(\omega) + (\omega^2 k_{ay} r_{3y} + \omega^3 c_{ay} r_{2y}) \eta_{sR}(\omega) - \\ & (k_{ay} r_{3y} + \omega c_{ay} r_{2y}) g_{2R}(\omega) - (k_{ay} r_{2y} - \omega c_{ay} r_{3y}) g_{2I}(\omega)] d_{tx} - \\ & [(\omega^2 k_{ax} r_{2x} - \omega^3 c_{ax} r_{3x}) \xi_{sI}(\omega) + (\omega^2 k_{ax} r_{3x} + \omega^3 c_{ax} r_{2x}) \xi_{sR}(\omega) - \\ & (k_{ax} r_{3x} + \omega c_{ax} r_{2x}) g_{1R}(\omega) - (k_{ax} r_{2x} - \omega c_{ax} r_{3x}) g_{1I}(\omega)] d_{ty} \end{aligned} \quad (3.47a)$$

$$\begin{aligned} M_{tsI} = & [(\omega^3 c_{ay} r_{2y} + \omega^2 k_{ay} r_{3y}) \eta_{sI}(\omega) + (\omega^3 c_{ay} r_{3y} - \omega^2 k_{ay} r_{2y}) \eta_{sR}(\omega) - \\ & (\omega c_{ay} r_{3y} - k_{ay} r_{2y}) g_{2R}(\omega) - (\omega c_{ay} r_{2y} + k_{ay} r_{3y}) g_{2I}(\omega)] d_{tx} - \\ & [(\omega^3 c_{ax} r_{2x} + \omega^2 k_{ax} r_{3x}) \xi_{sI}(\omega) + (\omega^3 c_{ax} r_{3x} - \omega^2 k_{ax} r_{2x}) \xi_{sR}(\omega) - \\ & (\omega c_{ax} r_{3x} - k_{ax} r_{2x}) g_{1R}(\omega) - (\omega c_{ax} r_{2x} + k_{ax} r_{3x}) g_{1I}(\omega)] d_{ty} \end{aligned} \quad (3.47b)$$

Combinando las ecuaciones (3.40), (3.41) y (3.47) se obtienen los valores, en el dominio de la frecuencia, de las fuerzas y momento torsor adicionados en la parte superior de la estructura como consecuencia de la incorporación de los AMS en cualquiera de las dos direcciones. Estas fuerzas y momento torsor son introducidas a la formulación presentada anteriormente como condiciones de contorno en el extremo superior de la estructura principal.

3.2.4. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL AMS

Como se expresó anteriormente los AMS son dispositivos compuestos por un conjunto de masa, resorte y amortiguador, los cuales se diseñan según ciertas consideraciones que posibiliten el mejor funcionamiento de los mismos. Por lo tanto para diseñar un AMS a

colocar en un sistema principal deberán definirse los valores de la masa, la constante del resorte y el amortiguamiento viscoso asociado al amortiguador.

Con respecto a la masa que se asignará al AMS la misma está relacionada con la masa total de la estructura principal donde se colocará. Dicha relación se define como

$$\mu_m = \frac{m_a}{m_s} \quad (3.48)$$

donde m_a es la masa del amortiguador y m_s es la masa del sistema principal. Este valor de μ_m toma en general valores menores al 1 %. Es importante destacar que, a medida que μ_m aumenta, la eficiencia del AMS también aumenta, por lo que es deseable utilizar un coeficiente μ_m lo más alto posible.

Sin embargo, consideraciones de orden práctico en lo que hace a la materialización concreta del dispositivo, limitan este valor, adoptándose en la mayoría de los casos un 1% de la masa modal del primer modo.

Otro de los valores que se debe definir es el de la constante de resorte del amortiguador k_a . El valor de la frecuencia del AMS ω_a se determina como

$$\omega_a = \sqrt{\frac{k_a}{m_a}} \quad (3.49)$$

Este valor de la frecuencia se relaciona con la frecuencia del sistema principal ω_s por medio de la siguiente relación

$$\lambda = \frac{\omega_a}{\omega_s} \quad (3.50)$$

Con el valor ω_s del sistema principal con el cual se quiere sintonizar el AMS y adoptando el valor de λ de la (3.50) calculamos el valor de ω_a y de la (3.49) calculamos el valor de k_a que habrá que utilizar en el AMS. El valor óptimo de λ se encuentra, obviamente, alrededor de 1 (sintonía perfecta). Sin embargo, para acciones sísmicas puede

variar levemente, siendo necesario un estudio de optimización para determinar su valor más conveniente.

El valor de la relación de amortiguamiento del AMS se define como

$$\xi_a = \frac{c_a}{2.m_a.\omega_a} \quad (3.51)$$

El valor de c_a que se utiliza en las ecuaciones de diseño se obtiene de la (3.51) una vez que se haya adoptado un valor de ξ_a . El valor de ξ_a debe ajustarse cada vez que definamos los otros parámetros del AMS y su localización en planta, ya que se observan variaciones en los resultados, que en algunos casos son considerables. En este caso, también debe hacerse un estudio de optimización.

Diversos autores proponen como resultado de sus investigaciones valores de λ y ξ_a que denominan como valores óptimos. Sadek et al. (1997) estudian en particular estructuras con AMS sometidas a la acción sísmica y proponen

$$\lambda_{opt} = \frac{1}{1 + \mu_m} \left[1 - \beta \sqrt{\frac{\mu_m}{1 + \mu_m}} \right] \quad \xi_{opt} = \frac{\beta}{1 + \mu_m} + \sqrt{\frac{\mu_m}{1 + \mu_m}} \quad (3.52)$$

donde β es la relación de amortiguamiento del sistema principal.

Chang (1999) propone para el caso de excitación sísmica

$$\lambda_{opt} = \frac{\sqrt{1 - \frac{1}{2}\mu_m}}{1 + \mu_m} \quad \xi_{opt} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu_m \cdot (1 - \frac{1}{4}\mu_m)}{(1 + \mu_m) \cdot (1 - \frac{1}{2}\mu_m)}} \quad (3.53)$$

De estas expresiones se observa que a medida que aumenta el valor de μ_m , es decir que aumentamos la masa del amortiguador, los valores de λ_{opt} disminuyen y los valores del amortiguamiento ξ_{opt} aumentan.

Los valores de λ_{opt} determinados con cualquiera de las dos expresiones son similares y próximos a uno. Esto significa que el AMS debe ser sintonizado con la frecuencia del sistema principal.

CAPÍTULO 4 _

HERRAMIENTA COMPUTACIONAL

4.1. INTRODUCCIÓN

Se empleará como base y punto de partida el programa DAYSSI (Dynamic Analysis of Soil-Structure Interaction), Ambrosini (1994), que es la herramienta utilizada para el análisis numérico de estructuras que pueden ser idealizadas por el modelo físico presentado por Ambrosini (1991), en el cual se incorporarán las subrutinas y algoritmos necesarios para considerar el efecto de los AMS ubicados en el extremo superior. Dicho modelo realiza el análisis, es decir la determinación de esfuerzos y deformaciones, de estructuras de viga en general sometidas a cargas dependientes del tiempo.

En el presente capítulo, se realiza una descripción del programa, indicando someramente la forma de trabajo del mismo y sus principales características. Además se hace una verificación de resultados con el fin de tener una idea certera de la confiabilidad del mismo.

4.2. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA

El programa DAYSSI fue escrito en lenguaje FORTRAN, al igual que las subrutinas que se han incluido para tener en cuenta el efecto de los AMS en la respuesta.

En la Figura 4.1 se observa un diagrama de flujo que describe, a grandes rasgos, el funcionamiento del programa. Se observa que existen dos lazos correspondientes a las integraciones en el espacio y en la frecuencia.

El método de variables de estado se utiliza para determinar el verdadero valor de las mismas y se aplica de la siguiente manera: conocidos los valores de las variables de estado en el extremo inferior, que como se mencionó anteriormente son función de z y ω , se realiza la integración espacial a lo largo de z obteniendo los valores de las variables de estado en el extremo superior.

En el extremo inferior y como consecuencia de las condiciones de contorno conocemos con precisión el valor de la mitad de las variables de estado mientras que otras son justamente las incógnitas que en definitiva queremos resolver. Para el caso particular de empotramiento en la base las variables desplazamientos (η y ξ), giros de flexión (ϕ_y y ϕ_x), giro de torsión (θ) y su derivada espacial (θ') son iguales a cero, mientras que los esfuerzos de corte (Q_y y Q_x), momentos flectores (M_x y M_y), momento torsor (M_t) y bimomento (B), serán las incógnitas a resolver.

A cada una de estas últimas se les asigna un valor unitario en la base, y un valor igual a cero a todas las demás y se realiza la integración espacial homogénea, con el vector de cargas externas $\{q\} = 0$, obteniendo como resultado un vector cuyos valores se denominan $\{a_{ij}\}$ donde se asocia el subíndice i a cada una de las variables de estado y el subíndice j a cada uno de los pasos de integración, al asignar el valor unitario a cada una de las variables mencionadas.

Posteriormente se asigna al vector de variables de estado en la base un valor igual a cero y se realiza la integración con el vector de cargas exteriores correspondiente al caso que se analiza, y se obtiene como resultado el vector $\{b\}$, donde se asocia el subíndice i de cada una de sus componentes b_i respectivamente a cada una de las variables de estado.

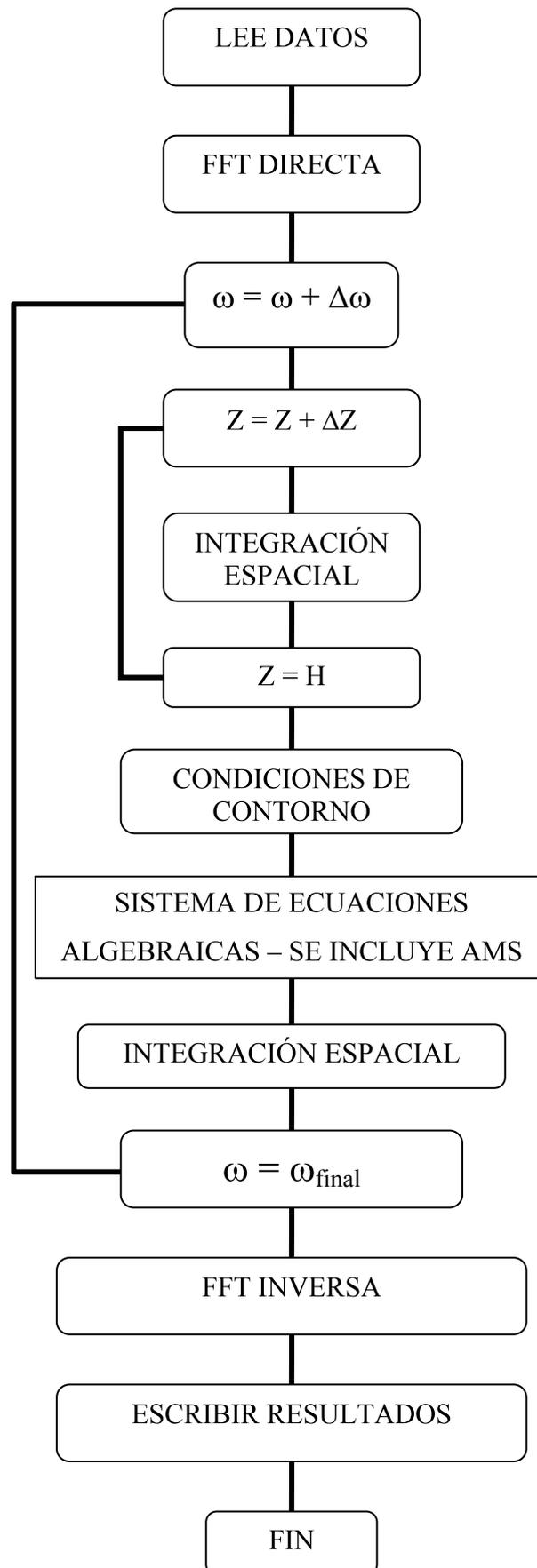


Figura 4.1 – Diagrama de flujo del programa DAYSSI.

Conocidos los valores detallados anteriormente se plantea el sistema de ecuaciones

$$[a]\{X_i\} + \{b\} = \{v_s\} \quad (4.1)$$

Donde

$[a]$ es la matriz compuesta por todos los vectores $\{a_{ij}\}$ asociados a las variables de estado que se han obtenido como resultado de la integración espacial;

$\{X_i\}$ el vector formado por las variables de estado Q_y, M_x, Q_x, M_y, M_t y B , en el extremo inferior, con sus componentes reales e imaginarias

$$\left\{ \begin{array}{l} X_1 \equiv Q_{yiR} \\ X_2 \equiv M_{xiR} \\ X_3 \equiv Q_{xiR} \\ X_4 \equiv M_{yiR} \\ X_5 \equiv M_{tiR} \\ X_6 \equiv B_{iR} \\ X_7 \equiv Q_{yil} \\ X_8 \equiv M_{xil} \\ X_9 \equiv Q_{xil} \\ X_{10} \equiv M_{yil} \\ X_{11} \equiv M_{til} \\ X_{12} \equiv B_{il} \end{array} \right\} \quad (4.2)$$

$\{b\}$ el vector detallado anteriormente;

$\{v_s\}$ el vector de variables de estado en el extremo superior que incluye a las componentes reales e imaginarias.

El sistema de ecuaciones (4.2) desagregado queda

$$\begin{aligned}
 [a] \left\{ \begin{array}{l} X_1 \equiv Q_{yiR} \\ X_2 \equiv M_{xiR} \\ X_3 \equiv Q_{xiR} \\ X_4 \equiv M_{yiR} \\ X_5 \equiv M_{tiR} \\ X_6 \equiv B_{iR} \\ X_7 \equiv Q_{yil} \\ X_8 \equiv M_{xil} \\ X_9 \equiv Q_{xil} \\ X_{10} \equiv M_{yil} \\ X_{11} \equiv M_{til} \\ X_{12} \equiv B_{il} \end{array} \right\} + \left\{ \begin{array}{l} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \\ b_4 \\ b_5 \\ b_6 \\ b_7 \\ b_8 \\ b_9 \\ b_{10} \\ b_{11} \\ b_{12} \\ b_{13} \\ b_{14} \\ b_{15} \\ b_{16} \\ b_{17} \\ b_{18} \\ b_{19} \\ b_{20} \\ b_{21} \\ b_{22} \\ b_{23} \\ b_{24} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} \eta_{sR} \equiv X_{13} \\ \phi_{ysR} \equiv X_{14} \\ Q_{ysR} \\ M_{xsR} = 0 \\ \xi_{sR} \equiv X_{15} \\ \phi_{xsR} \equiv X_{16} \\ Q_{xsR} \\ M_{ysR} = 0 \\ \theta_{sR} \equiv X_{17} \\ \theta'_{sR} \equiv X_{18} \\ M_{tsR} \\ B_{sR} = 0 \\ \eta_{sI} \equiv X_{19} \\ \phi_{ysI} \equiv X_{20} \\ Q_{ysI} \\ M_{xsI} = 0 \\ \xi_{sI} \equiv X_{21} \\ \phi_{xsI} \equiv X_{22} \\ Q_{xsI} \\ M_{ysI} = 0 \\ \theta_{sI} \equiv X_{23} \\ \theta'_{sI} \equiv X_{24} \\ M_{tsI} \\ B_{sI} = 0 \end{array} \right\} \quad (4.3)
 \end{aligned}$$

El sistema de ecuaciones (4.3) también puede escribirse como:

$$\begin{aligned}
 a_{11} X_1 + \dots + a_{112} X_{12} - \eta_{sR} + b_1 &= 0 \\
 a_{21} X_1 + \dots + a_{212} X_{12} - \varphi_{ysR} + b_2 &= 0 \\
 a_{31} X_1 + \dots + a_{312} X_{12} - Q_{ysR} + b_3 &= 0 \\
 a_{41} X_1 + \dots + a_{412} X_{12} + b_4 &= 0 \\
 a_{51} X_1 + \dots + a_{512} X_{12} - \xi_{sR} + b_5 &= 0 \\
 a_{61} X_1 + \dots + a_{612} X_{12} - \varphi_{xsR} + b_6 &= 0 \\
 a_{71} X_1 + \dots + a_{712} X_{12} - Q_{xsR} + b_7 &= 0 \\
 a_{81} X_1 + \dots + a_{812} X_{12} + b_8 &= 0 \\
 a_{91} X_1 + \dots + a_{912} X_{12} - \theta_{sR} + b_9 &= 0 \\
 a_{101} X_1 + \dots + a_{1012} X_{12} - \theta'_{sR} + b_{10} &= 0 \\
 a_{111} X_1 + \dots + a_{1112} X_{12} - M_{tsR} + b_{11} &= 0 \\
 a_{121} X_1 + \dots + a_{1212} X_{12} + b_{12} &= 0 \\
 a_{131} X_1 + \dots + a_{1312} X_{12} - \eta_{sI} + b_{13} &= 0 \\
 a_{141} X_1 + \dots + a_{1412} X_{12} - \varphi_{ysI} + b_{14} &= 0 \\
 a_{151} X_1 + \dots + a_{1512} X_{12} - Q_{ysI} + b_{15} &= 0 \\
 a_{161} X_1 + \dots + a_{1612} X_{12} + b_{16} &= 0 \\
 a_{171} X_1 + \dots + a_{1712} X_{12} - \xi_{sI} + b_{17} &= 0 \\
 a_{181} X_1 + \dots + a_{1812} X_{12} - \varphi_{xsI} + b_{18} &= 0 \\
 a_{191} X_1 + \dots + a_{1912} X_{12} - Q_{xsI} + b_{19} &= 0 \\
 a_{201} X_1 + \dots + a_{2012} X_{12} + b_{20} &= 0 \\
 a_{211} X_1 + \dots + a_{2112} X_{12} - \theta_{sI} + b_{21} &= 0 \\
 a_{221} X_1 + \dots + a_{2212} X_{12} - \theta'_{sI} + b_{22} &= 0 \\
 a_{231} X_1 + \dots + a_{2312} X_{12} - M_{tsI} + b_{23} &= 0 \\
 a_{241} X_1 + \dots + a_{2412} X_{12} + b_{24} &= 0
 \end{aligned} \tag{4.4}$$

Si se reemplazan los valores de los esfuerzos de corte y momento torsor en el extremo superior, por sus iguales obtenidos de ecuaciones (3.40), (3.41) y (3.47) y de esta manera se introducen en el análisis las alteraciones en la respuesta que producen la incorporación de los AMS en el extremo superior, se obtiene

$$\begin{aligned}
& a_{11}X_1 + \dots + a_{112}X_{12} - X_{13} + b_1 = 0 \\
& a_{21}X_1 + \dots + a_{212}X_{12} - X_{14} + b_2 = 0 \\
& a_{31}X_1 + \dots + a_{312}X_{12} - (\omega^3 c_{ay} r_{2y} + \omega^2 k_{ay} r_{3y})X_{13} + (\omega^3 c_{ay} r_{3y} - \omega^2 k_{ay} r_{2y})X_{19} + \\
& (\omega c_{ay} r_{2y} + k_{ay} r_{3y})g_{2R} - (\omega c_{ay} r_{3y} - k_{ay} r_{2y})g_{2I} + b_3 = 0 \\
& a_{41}X_1 + \dots + a_{412}X_{12} + b_4 = 0 \\
& a_{51}X_1 + \dots + a_{512}X_{12} - X_{15} + b_5 = 0 \\
& a_{61}X_1 + \dots + a_{612}X_{12} - X_{16} + b_6 = 0 \\
& a_{71}X_1 + \dots + a_{712}X_{12} - (\omega^3 c_{ax} r_{2x} + \omega^2 k_{ax} r_{3x})X_{15} + (\omega^3 c_{ax} r_{3x} - \omega^2 k_{ax} r_{2x})X_{21} + \\
& (\omega c_{ax} r_{2x} + k_{ax} r_{3x})g_{1R} - (\omega c_{ax} r_{3x} - k_{ax} r_{2x})g_{1I} + b_7 = 0 \\
& a_{81}X_1 + \dots + a_{812}X_{12} + b_8 = 0 \\
& a_{91}X_1 + \dots + a_{912}X_{12} - X_{17} + b_9 = 0 \\
& a_{101}X_1 + \dots + a_{1012}X_{12} - X_{18} + b_{10} = 0 \\
& a_{111}X_1 + \dots + a_{1112}X_{12} - (\omega^3 c_{ay} r_{2y} + \omega^2 k_{ay} r_{3y})d_{tx}X_{13} + (\omega^3 c_{ax} r_{2x} + \omega^2 k_{ax} r_{3x})d_{ty}X_{15} + \\
& (\omega^3 c_{ay} r_{3y} - \omega^2 k_{ay} r_{2y})d_{tx}X_{19} - (\omega^3 c_{ax} r_{3x} - \omega^2 k_{ax} r_{2x})d_{ty}X_{21} - (\omega c_{ax} r_{2x} + k_{ax} r_{3x})d_{ty}g_{1R} + \\
& (\omega c_{ax} r_{3x} - k_{ax} r_{2x})d_{ty}g_{1I} + (\omega c_{ay} r_{2y} + k_{ay} r_{3y})d_{tx}g_{2R} - (\omega c_{ay} r_{3y} - k_{ay} r_{2y})d_{tx}g_{2I} + b_{11} = 0 \\
& a_{121}X_1 + \dots + a_{1212}X_{12} + b_{12} = 0 \\
& a_{131}X_1 + \dots + a_{1312}X_{12} - X_{19} + b_{13} = 0 \\
& a_{141}X_1 + \dots + a_{1412}X_{12} - X_{20} + b_{14} = 0 \\
& a_{151}X_1 + \dots + a_{1512}X_{12} - (\omega^3 c_{ay} r_{3y} - \omega^2 k_{ay} r_{2y})X_{13} - (\omega^3 c_{ay} r_{2y} + \omega^2 k_{ay} r_{3y})X_{19} + \\
& (\omega c_{ay} r_{3y} - k_{ay} r_{2y})g_{2R} + (\omega c_{ay} r_{2y} + k_{ay} r_{3y})g_{2I} + b_{15} = 0 \\
& a_{161}X_1 + \dots + a_{1612}X_{12} + b_{16} = 0 \\
& a_{171}X_1 + \dots + a_{1712}X_{12} - X_{21} + b_{17} = 0 \\
& a_{181}X_1 + \dots + a_{1812}X_{12} - X_{22} + b_{18} = 0 \\
& a_{191}X_1 + \dots + a_{1912}X_{12} - (\omega^3 c_{ax} r_{3x} - \omega^2 k_{ax} r_{2x})X_{15} - (\omega^3 c_{ax} r_{2x} + \omega^2 k_{ax} r_{3x})X_{21} + \\
& (\omega c_{ax} r_{3x} - k_{ax} r_{2x})g_{1R} + (\omega c_{ax} r_{2x} + k_{ax} r_{3x})g_{1I} + b_{19} = 0 \\
& a_{201}X_1 + \dots + a_{2012}X_{12} + b_{20} = 0 \\
& a_{211}X_1 + \dots + a_{2112}X_{12} - X_{23} + b_{21} = 0 \\
& a_{221}X_1 + \dots + a_{2212}X_{12} - X_{24} + b_{22} = 0 \\
& a_{231}X_1 + \dots + a_{2312}X_{12} - (\omega^3 c_{ay} r_{3y} - \omega^2 k_{ay} r_{2y})d_{tx}X_{13} + (\omega^3 c_{ax} r_{3x} - \omega^2 k_{ax} r_{2x})d_{ty}X_{15} - \\
& (\omega^3 c_{ay} r_{2y} + \omega^2 k_{ay} r_{3y})d_{tx}X_{19} + (\omega^3 c_{ax} r_{2x} + \omega^2 k_{ax} r_{3x})d_{ty}X_{21} - (\omega c_{ax} r_{3x} - k_{ax} r_{2x})d_{ty}g_{1R} - \\
& (\omega c_{ax} r_{2x} + k_{ax} r_{3x})d_{ty}g_{1I} + (\omega c_{ay} r_{3y} - k_{ay} r_{2y})d_{tx}g_{2R} + (\omega c_{ay} r_{2y} + k_{ay} r_{3y})d_{tx}g_{2I} + b_{23} = 0 \\
& a_{241}X_1 + \dots + a_{2412}X_{12} + b_{24} = 0
\end{aligned} \tag{4.5}$$

Se define como:

$$\begin{aligned}
 C_{1x} &= \omega^3 c_{ax} r_{3x} - \omega^2 k_{ax} r_{2x} & C_{1y} &= \omega^3 c_{ay} r_{3y} - \omega^2 k_{ay} r_{2y} \\
 C_{2x} &= \omega^3 c_{ax} r_{2x} + \omega^2 k_{ax} r_{3x} & C_{2y} &= \omega^3 c_{ay} r_{2y} + \omega^2 k_{ay} r_{3y} \\
 C_{3x} &= \omega c_{ax} r_{2x} + k_{ax} r_{3x} & C_{3y} &= \omega c_{ay} r_{2y} + k_{ay} r_{3y} \\
 C_{4x} &= \omega c_{ax} r_{3x} - k_{ax} r_{2x} & C_{4y} &= \omega c_{ay} r_{3y} - k_{ay} r_{2y}
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

Reemplazando (4.6) en (4.5) y expresando en forma matricial queda

$$\begin{aligned}
 & \left[\begin{array}{l} X_1 \equiv Q_{yiR} \\ X_2 \equiv M_{xiR} \\ X_3 \equiv Q_{xiR} \\ X_4 \equiv M_{yiR} \\ X_5 \equiv M_{tiR} \\ X_6 \equiv B_{iR} \\ X_7 \equiv Q_{yil} \\ X_8 \equiv M_{xil} \\ X_9 \equiv Q_{xil} \\ X_{10} \equiv M_{yil} \\ X_{11} \equiv M_{til} \\ X_{12} \equiv B_{il} \\ X_{13} \equiv \eta_{sR} \\ X_{14} \equiv \phi_{ysR} \\ X_{15} \equiv \xi_{sR} \\ X_{16} \equiv \phi_{xsR} \\ X_{17} \equiv \theta_{sR} \\ X_{18} \equiv \theta'_{sR} \\ X_{19} \equiv \eta_{sl} \\ X_{20} \equiv \phi_{ysl} \\ X_{21} \equiv \xi_{sl} \\ X_{22} \equiv \phi_{xsl} \\ X_{23} \equiv \theta_{sl} \\ X_{24} \equiv \theta'_{sl} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{l} b_1 \\ b_2 \\ b_3^* \\ b_4 \\ b_5 \\ b_6 \\ b_7^* \\ b_8 \\ b_9 \\ b_{10} \\ b_{11}^* \\ b_{12} \\ b_{13} \\ b_{14} \\ b_{15}^* \\ b_{16} \\ b_{17} \\ b_{18} \\ b_{19}^* \\ b_{20} \\ b_{21} \\ b_{22} \\ b_{23}^* \\ b_{24} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{l} 0 \\ 0 \end{array} \right] \tag{4.7}
 \end{aligned}$$

Donde:

$$[a1]= \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -C_{2y} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{1y} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -C_{2x} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{1x} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -C_{2y}d_{tx} & 0 & C_{2x}d_{ty} & 0 & 0 & 0 & C_{1y}d_{tx} & 0 & -C_{1x}d_{ty} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -C_{1y} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -C_{2y} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -C_{1x} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -C_{2x} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 \\ -C_{1y}d_{tx} & 0 & C_{1x}d_{ty} & 0 & 0 & 0 & -C_{2y}d_{tx} & 0 & C_{2x}d_{ty} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

Y:

$$b_3^* = b_3 + C_{3y}g_{2R} - C_{4y}g_{2I}$$

$$b_7^* = b_7 + C_{3x}g_{1R} - C_{4x}g_{1I}$$

$$b_{11}^* = b_{11} - C_{3x}d_{ty}g_{1R} + C_{4x}d_{ty}g_{1I} + C_{3y}d_{tx}g_{2R} - C_{4y}d_{tx}g_{2I}$$

(4.9)

$$b_{15}^* = b_{15} + C_{4y}g_{2R} + C_{3y}g_{2I}$$

$$b_{19}^* = b_{19} + C_{4x}g_{1R} + C_{3x}g_{1I}$$

$$b_{23}^* = b_{23} - C_{4x}d_{ty}g_{1R} - C_{3x}d_{ty}g_{1I} + C_{4y}d_{tx}g_{2R} + C_{3y}d_{tx}g_{2I}$$

Una vez resuelto el sistema de ecuaciones se obtienen los verdaderos valores de las variables de estado y con estos valores se construye el vector de variables de estado en el nivel inferior y se realiza la última integración espacial con el vector de cargas exteriores y se calculan los valores de las variables de estado en el nivel superior.

Todo esto es realizado en el dominio de la frecuencia o sea que todas las variables son función de z y ω . Este proceso se repite para todos los valores ω en los que se haya dividido la carga exterior cuando se realiza la FFT directa del vector de carga externa. Para conocer los valores de la respuesta en el dominio del tiempo se aplica la Transformada Inversa de Fourier a los resultados obtenidos de las variables.

Como se indicara anteriormente, sobre la base del programa de análisis DAYSSI y para poder tener en consideración las variaciones que produce en la respuesta la incorporación de los AMS, se ha desarrollado una subrutina la cual se ha incorporado al programa, como así también se han modificado la estructura de ingreso de datos y el armado del nuevo sistema de ecuaciones. En el Apéndice A se incluye el listado de la subrutina AMS mencionada anteriormente.

4.3. CONTRASTE Y VERIFICACIÓN DEL PROGRAMA

En primer lugar, con el objetivo de verificar la herramienta numérica desarrollada, se analiza el caso de un núcleo aislado empotrado en la base y libre en el extremo superior, cuya sección transversal se presenta en Figura 4.2.

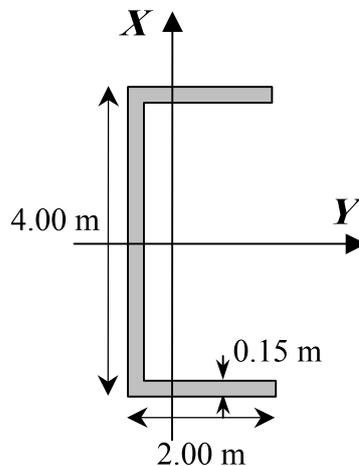


Figura 4.2 – Sección transversal del núcleo aislado

La altura de la misma es de 30 m y para contrastar los resultados obtenidos se utilizó el programa de elementos finitos SAP2000 (2005). Se modeló la estructura con elementos cáscara (Shell) de cuatro nodos que combinan comportamiento membranal y de placa en flexión. Una imagen del modelo como así también uno de los modos de vibración, se presentan en Figura 4.3.

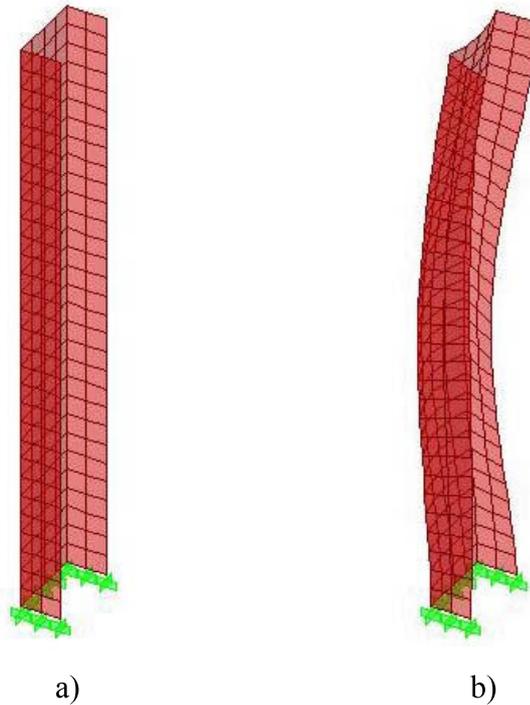


Figura 4.3 – Núcleo aislado. a) Modelo b) Segundo modo de vibración flexional

Esta estructura es considerada de hormigón armado y las propiedades geométricas y mecánicas usadas para aplicar la teoría presentada en este trabajo son

$$\begin{array}{ll}
 H = 30.00 \text{ m} & F_T = 1.155 \text{ m}^2 \\
 J_x = 0.45 \text{ m}^4 & J_y = 2.85 \text{ m}^4 \\
 a_x = 0 \text{ m} & a_y = -1.20 \text{ m} \\
 k'_x = 2000 & k'_y = 2000 \\
 J_\varphi = 1.156 \text{ m}^6 & J_d = 0.009 \text{ m}^3 \\
 a_x = 0 \text{ m} & a_y = -1.20 \text{ m} \\
 E = 3.50 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 & \rho_H = 2500 \text{ kg/m}^3 \quad \nu = 0.2
 \end{array}$$

Donde

H = altura del núcleo aislado	F_T = sección transversal
J_x = momento inercia según x	J_y = momento inercia según y
J_φ = momento sectorial de inercia	J_d = módulo de torsión
$a_x ; a_y$ = coordenadas del centro de corte	ν = módulo de Poisson
E = módulo de elasticidad del material	ρ_H = densidad del hormigón
$k'_x ; k'_y$ = Coeficientes de corte de Cowper	

Los valores de k'_x y k'_y se adoptan con un valor grande como 2000, para no tener en cuenta las deformaciones por corte.

En primer lugar se presentan en Tabla 4.1 las frecuencias naturales obtenidas, sus períodos naturales asociados y la diferencia porcentual entre los valores obtenidos según la teoría de 3.1 y el programa SAP2000.

Tabla 4.1: Frecuencias y períodos naturales de vibración. Núcleo aislado

Modo	Característica	Frecuencia Natural		Período Natural		Dif. %
		Teoría 3.1 Hz	SAP 2000 Hz	Teoría 3.1 s	SAP 2000 s	
1	Flexional Y	1.45	1.49	0.69	0.67	2.76
2	Torsional-Flexional X	1.54	1.50	0.65	0.67	2.60
3	Flexotorsión X	4.59	4.52	0.22	0.22	1.53
4	Torsional-Flexional X	7.52	7.19	0.13	0.14	4.39
5	Flexional Y	9.04	8.13	0.11	0.12	10.0

Se puede observar en Tabla 4.1 que los modelos son dinámicamente equivalentes. En referencia a las características de cada modo se expresa como torsional-flexional a un modo torsional con acoplamiento flexional mientras que como característica de flexotorsión se identifica a un modo predominantemente flexional con acoplamiento de torsión.

Para la obtención de la respuesta ante carga sísmica, se utilizaron 2 acelerogramas con contenidos de frecuencias diferentes:

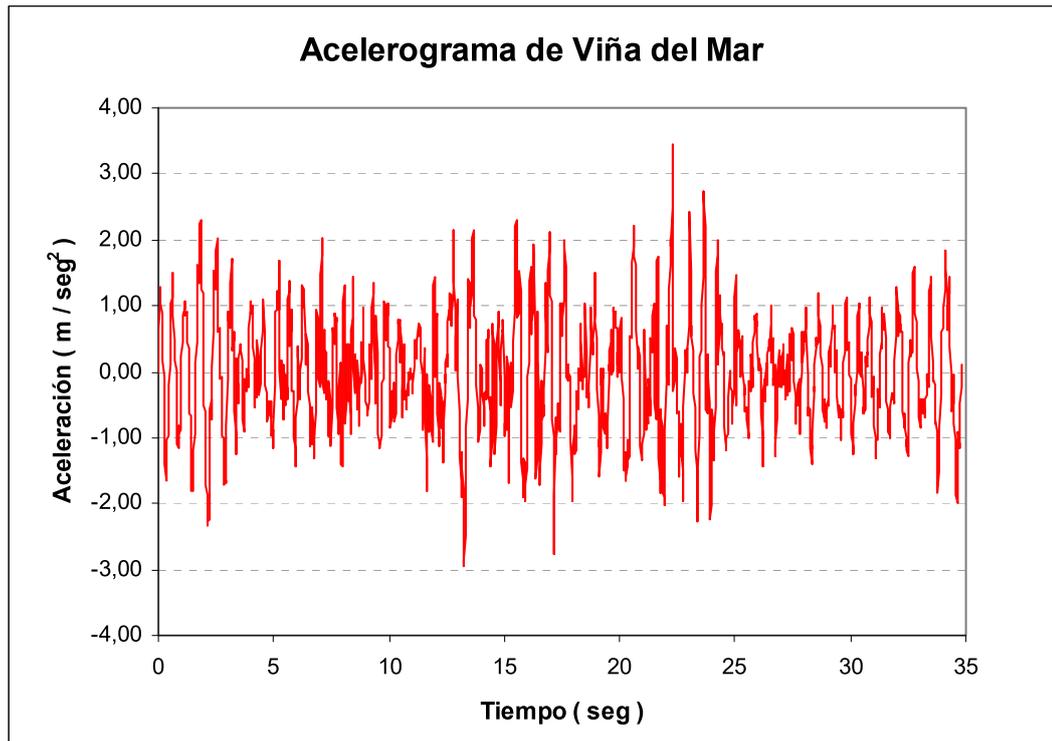
a) Acelerograma de Viña del Mar (Chile 1985).

Se presenta su registro temporal en Figura 4.3a. Registro: Viña del Mar S20W.

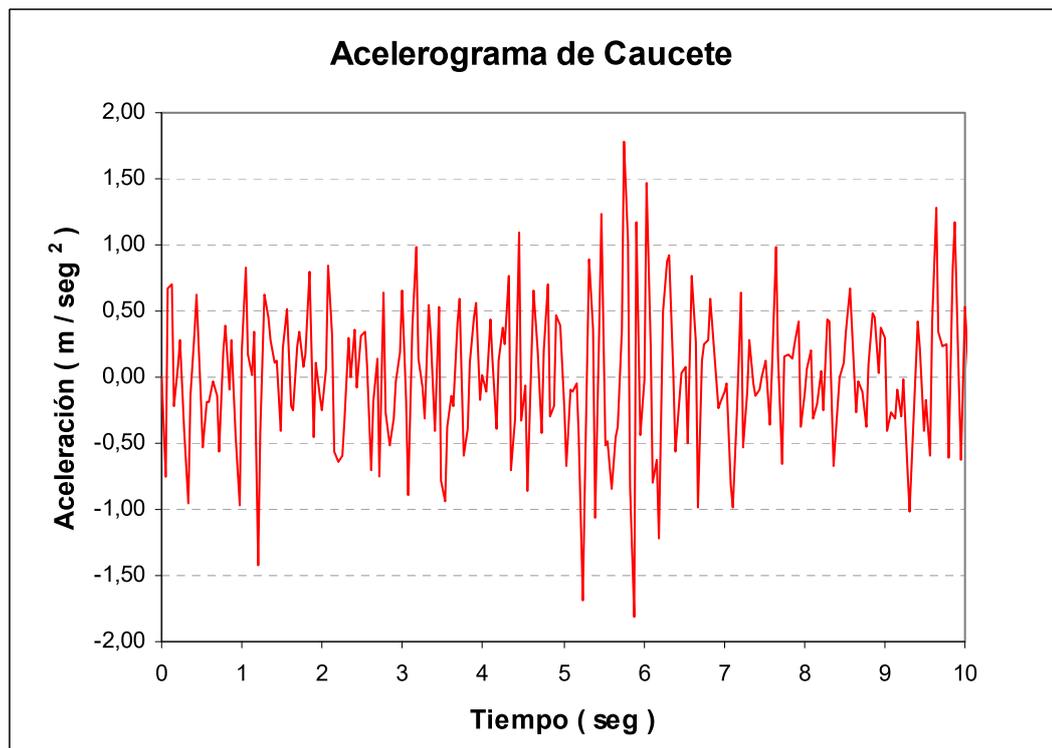
b) Acelerograma de Caucete (San Juan, Argentina 1977).

Se presenta su registro temporal en Figura 4.3b. Registro: San Juan.

Con el objeto de visualizar los contenidos de frecuencias, se presenta en Figura 4.5 los espectros de pseudoaceleraciones de los sismos utilizados.



(a)



(b)

Figura 4.4 – Registros temporales de los acelerogramas usados en el núcleo aislado

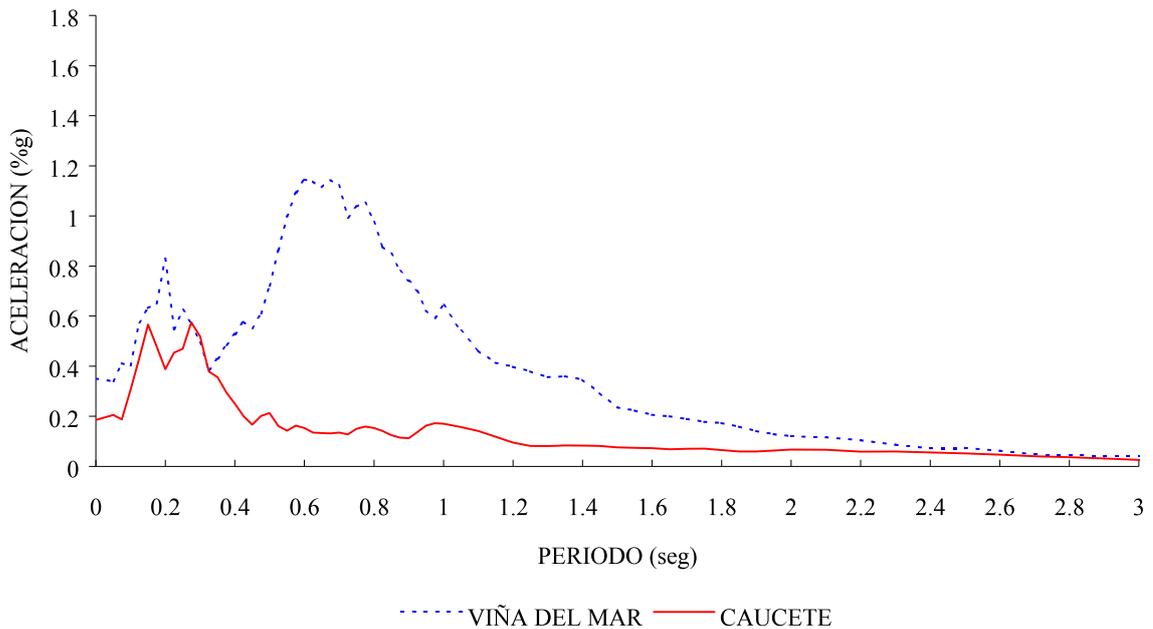


Figura 4.5. Espectros de pseudoaceleración de los acelerogramas usados en el núcleo aislado

En la Figura 4.6 se presentan los espectros de amplitud de Fourier de los sismos de Cauçete (CAU) y Viña del Mar (VM), en los cuales se puede observar que el sismo de VM tiene una banda de frecuencias máximas en torno a 1,5 Hz que es próximo a la frecuencia natural de flexión en la dirección *Y* del núcleo aislado.

Para el sismo CAU se aprecia una banda de frecuencias máximas alrededor de 4 Hz por lo que se excita fundamentalmente el primer modo de flexotorsión en X. Por lo tanto es de esperar valores mayores de la respuesta ante la excitación del sismo VM y también una mejor respuesta ante la presencia del AMS instalado en la misma.

Se realiza el análisis en la dirección *Y* que, en este caso, está desacoplada de la torsión. Se determinan los parámetros del AMS.

Se adopta una masa del AMS igual al 1% de la masa total de la estructura.

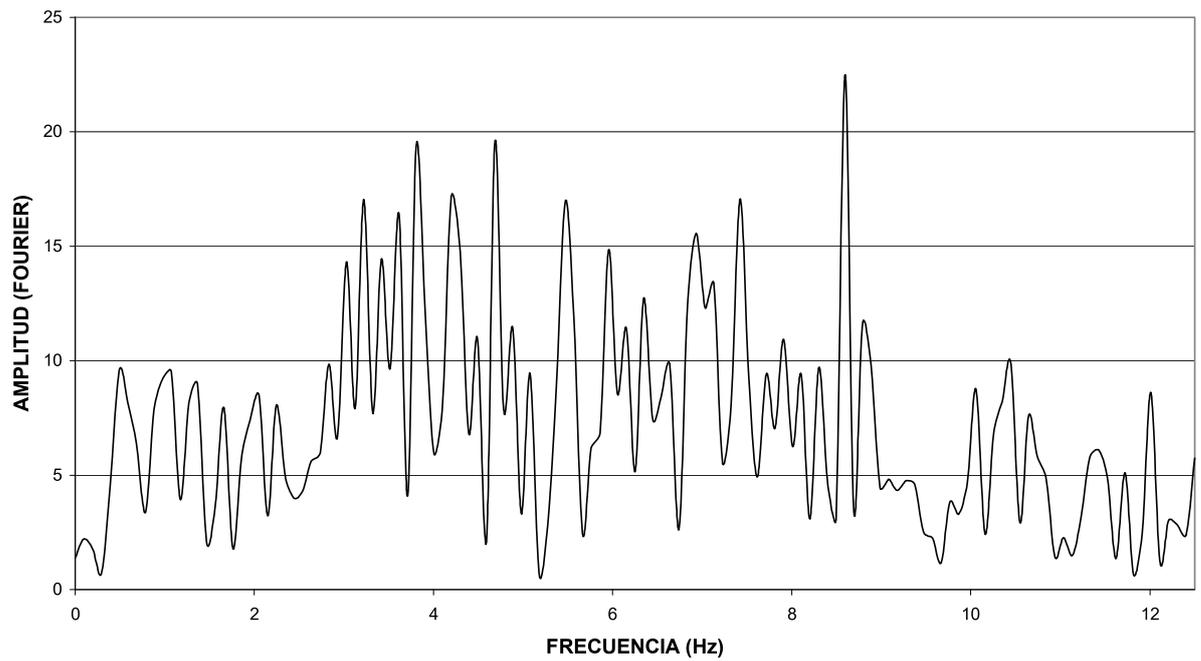
$$m_s = F_T H \rho_F = 86.625 \text{ kg}$$

$$m_a = 0,01.m_s = 866,25 \text{ kg}$$

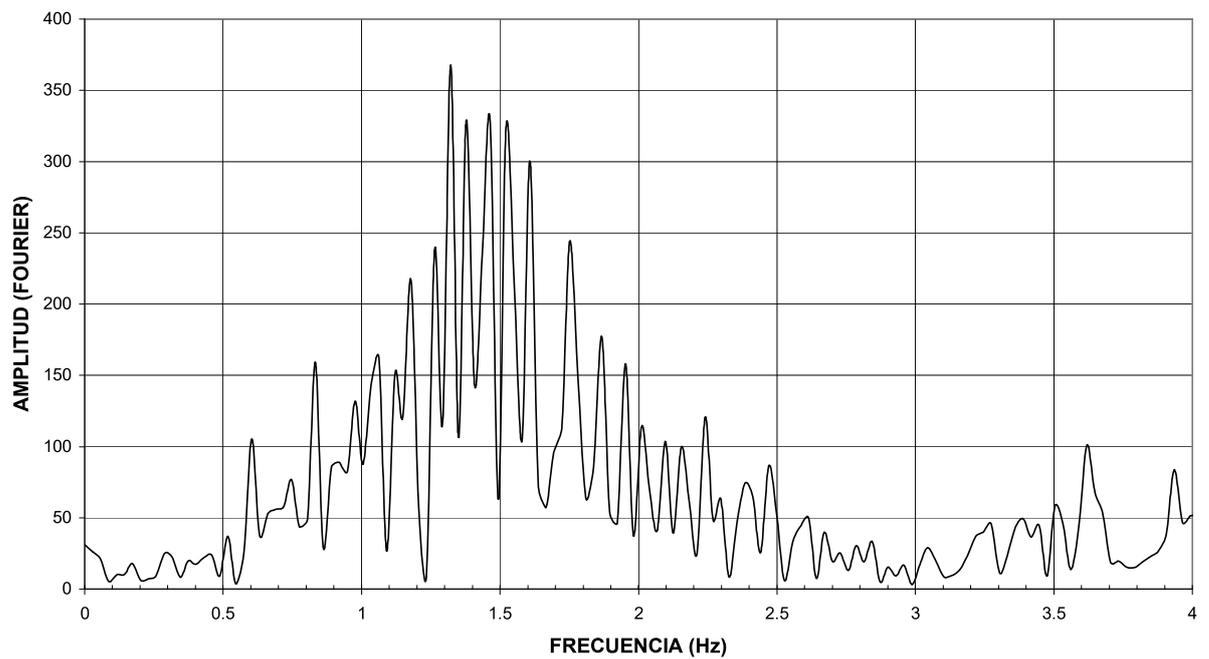
Se establece una relación de frecuencias según (3.50), $\lambda = \frac{\omega_a}{\omega_s} = 1$, luego

$$\omega_a = \omega_s = 9,11 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\omega_a^2 = \frac{k_a}{m_a} \rightarrow k_a = \omega_a^2 m_a \cong 71.900 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$



(a)



(b)

Figura 4.6 – Espectros de Fourier de los sismos (a) Caucete y (b) Viña del Mar.

Respecto del coeficiente de amortiguamiento expresado en (3.51), se realizó un estudio paramétrico para determinar su valor óptimo llegando al siguiente valor

$$\xi_a = 12,7\%$$

Resumiendo los valores utilizados

Masa: $m_a = 866,25\text{kg}$

Resorte: $k_a = 71.900\text{ N/m}$

Amortiguador: $\xi_a = 12,7\%$

Como este primer ejemplo tiene por finalidad verificar la herramienta numérica, el AMS se ubica en el centro de masa de la estructura. En Tabla 4.2 y Tabla 4.3 se presentan los resultados obtenidos para los dos sismos considerados.

Tabla 4.2. Resultados del Núcleo Aislado con el sismo de Viña del Mar.

VARIABLE	SISMO VIÑA DEL MAR					
	TEORÍA EN 3.1 y 3.2			SAP 2000		
	SIN AMS	CON AMS	VARIAC.	SIN AMS	CON AMS	VARIAC.
$d_{\text{máx}}$ (cm)	21.20	14.20	- 33.02%	21.10	12.00	- 43.13%
$Q_{\text{máx}}$ (MN)	0.65	0.42	- 35.94%	0.62	0.38	- 39.52%
$M_{\text{máx}}$ (MNm)	13.32	8.84	- 33.66%	12.93	7.70	- 40.45%
Promedio			- 34.21%			- 41.03%

Tabla 4.3. Resultados del Núcleo Aislado con el sismo de Cauçete.

VARIABLE	SISMO CAUCETE					
	TEORÍA EN 3.1 y 3.2			SAP 2000		
	SIN AMS	CON AMS	VARIAC.	SIN AMS	CON AMS	VARIAC.
$d_{\text{máx}}$ (cm)	2.47	2.23	- 9.72%	2.40	2.00	- 16.67%
$Q_{\text{máx}}$ (MN)	0.15	0.14	- 2.74%	0.13	0.11	- 12.70%
$M_{\text{máx}}$ (MNm)	1.67	1.58	- 5.05%	1.71	1.47	- 13.88%
Promedio			- 5.83%			- 14.42%

Debido a que el programa SAP2000 no tiene una forma directa de modelar el AMS, se realiza un modelo equivalente, según lo desarrollado en Ambrosini et al. (2004). El mismo consiste en una columna empotrada en el último nivel y con una masa concentrada en el extremo. Por otra parte, siguiendo la sugerencia de Villaverde and Koyama (1993) se comparan variables significativas para el diseño tales como esfuerzos de corte y momentos flectores máximos en la base y desplazamientos máximos en la parte superior de las estructuras.

Se observa en Tabla 4.2 y Tabla 4.3 que las diferencias obtenidas entre el modelo presentado en este trabajo y el programa comercial SAP2000 son, en promedio, 4.5% para el caso sin AMS y 13.0% para el caso con AMS. Lógicamente, se observan diferencias mayores en el caso de estructura con AMS debido a la imposibilidad de realizar un modelo exacto de AMS en el programa comercial SAP2000. Se consideran diferencias razonables y se concluye que la herramienta computacional desarrollada es suficientemente confiable para encarar el objetivo propuesto en el trabajo.

Se observa además en Tabla 4.2 y Tabla 4.3 que para el caso del Sismo de Viña del Mar se obtiene una reducción promedio en los valores máximos del 34.2%, y en el caso del sismo de Cauce se obtiene una reducción promedio del 5.8%. A modo ilustrativo, se presenta en Figura 4.7 y 4.8 las respuestas obtenidas con y sin AMS, utilizando el programa DAYSSI, para el caso de momento flector en la base y sismos de Cauce y Viña del Mar.

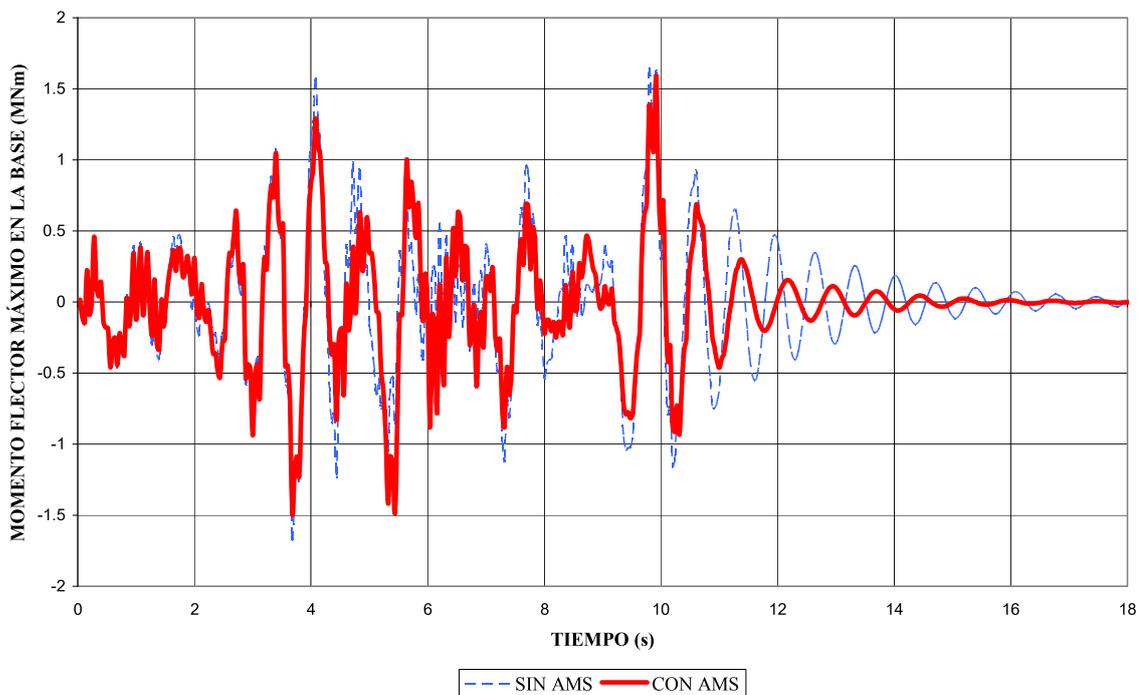


Figura 4.7 – Momento flector máximo en la base con y sin AMS. Sismo de Cauce.

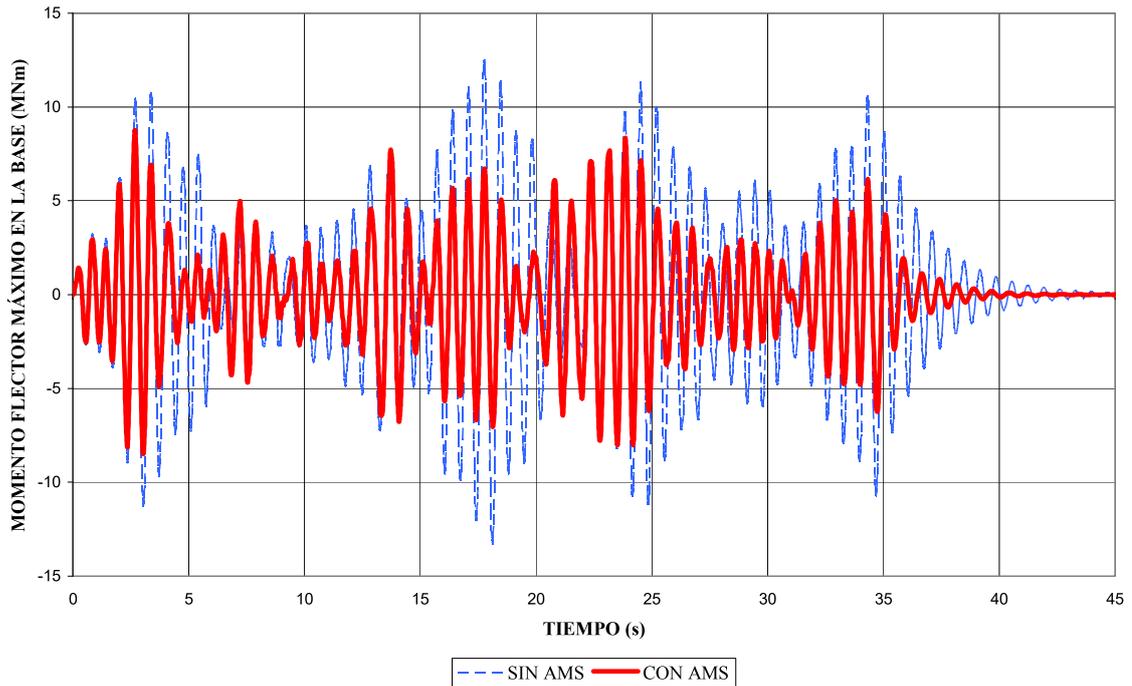


Figura 4.8 – Momento flector máximo en la base con y sin AMS. Sismo de Viña del Mar.

Se observa en Figura 4.8 las importantes reducciones en la respuesta que se alcanzan con el AMS, para el caso del sismo de Viña del Mar.

Al comprobar que los valores que se obtienen con el programa al cual se han introducido los efectos de amortiguamiento de los AMS dan resultados apropiados, se procede a realizar el estudio de la eficiencia y ubicación óptimo de los AMS en el control de vibraciones torsionales.

Debe aclararse que el programa SAP2000 solamente permite una modelación aproximada de los AMS, por lo que no resultaría confiable el uso de esta herramienta para los objetivos propuestos en esta tesis.

CAPÍTULO 5 _ RESULTADOS

5.1. INTRODUCCIÓN

Habiendo desarrollado el modelo teórico y la herramienta computacional y además realizado la verificación de los mismos en el capítulo anterior, se procede en el presente capítulo al estudio de otras estructuras.

Para el análisis de la respuesta ante carga sísmica se utilizarán los acelerogramas de los sismos de Viña del Mar, Loma Prieta y Cauçete, cuyos espectros de pseudoaceleración se presentan en la Figura 5.1.

5.2. EDIFICIO CON NÚCLEO Y TABIQUES

Con el objetivo de estudiar la influencia de los AMS en la respuesta torsional, se analiza un edificio con núcleo y tabiques (Coull, 1973). Se presenta la planta en Figura 5.2.

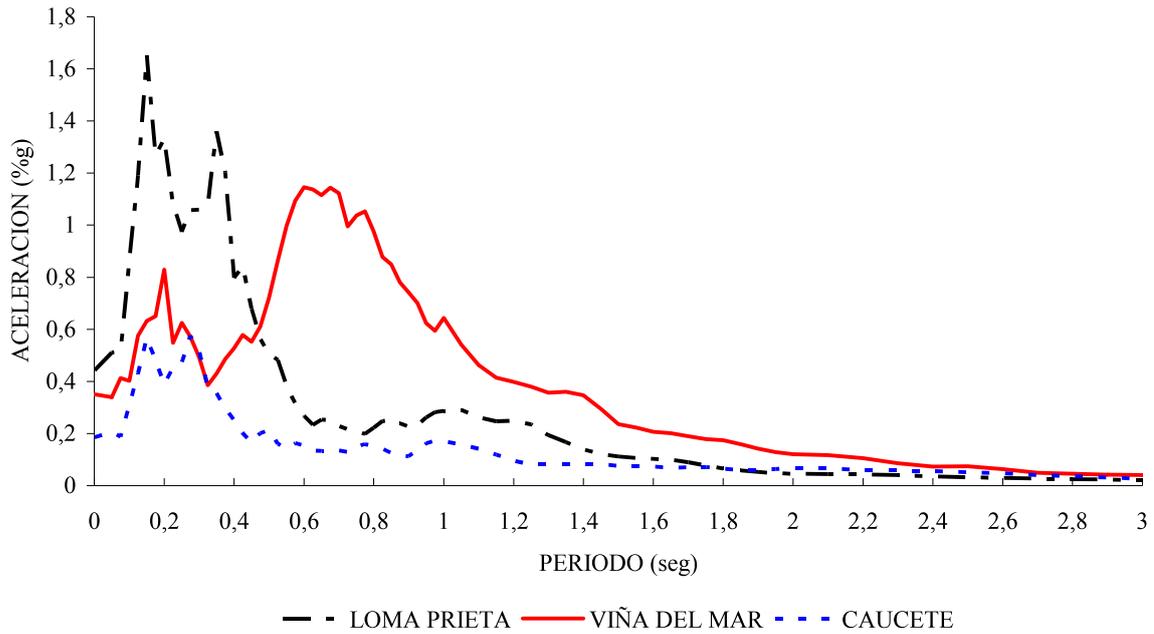


Figura 5.1 – Espectros de pseudoaceleración de los acelerogramas utilizados.

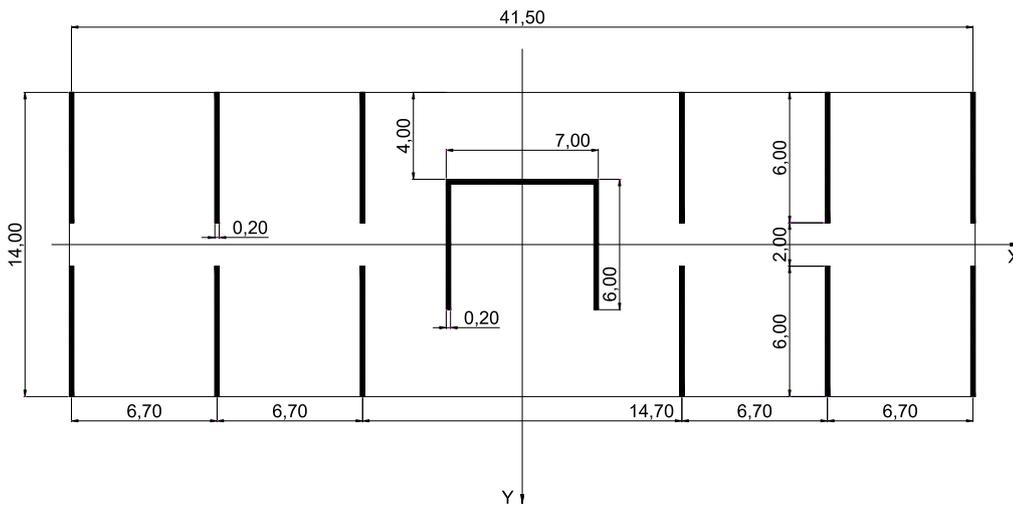


Figura 5.2 – Planta típica del edificio con Núcleo y Tabiques.

Se elige esta configuración estructural debido a que en la dirección X, existe un acoplamiento importante entre la vibración flexional y torsional. En Tabla 5.1. se presentan sus características principales

Tabla 5.1. Características del edificio con Núcleo y Tabiques

Altura total del edificio	48 m
Número de pisos	20 pisos
Altura de piso	2,40 m
Espesor de losas	0,25 m
Masa total del edificio	11.663.119 kg

Esta estructura se considera construida en hormigón armado y las propiedades geométricas y mecánicas usadas para el análisis presentado en este trabajo son:

$$\begin{array}{ll}
 H = 48,00 \text{ m} & F_T = 18,1 \text{ m}^2 \\
 J_x = 291,0 \text{ m}^4 & J_y = 3.300,0 \text{ m}^4 \\
 a_x = 0 \text{ m} & a_y = -3,0 \text{ m} \\
 k'_x = 0,10 & k'_y = 0,35 \\
 J_\varphi = 14.385,4 \text{ m}^6 & J_d = 0,242 \text{ m}^3 \\
 E = 2,352 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 & \rho_F = 13.424,4 \text{ kg/m}^3 \quad \nu = 0,2
 \end{array}$$

El valor ρ_F se define como la masa específica ficticia y se determina como el cociente entre la masa total de la estructura y el volumen del núcleo.

En primer lugar, en Tabla 5.2 se presentan las frecuencias y períodos naturales de la estructura. Por condiciones de simetría se observa que la flexión según el eje Y está desacoplada de la torsión y la flexión según el eje X está acoplada. También es importante destacar que la primera frecuencia es predominantemente torsional.

Tabla 5.2. Frecuencias y períodos naturales de vibración. Edificio con Núcleo y Tabiques

Frecuencia	Modo	Frecuencias naturales Hz	Períodos naturales s
1	1 Torsional-Flexional X	0,625	1,600
2	1 Flexional Y	1,152	0,868
3	1 Flexotorsión X	1,376	0,727
4	2 Torsional-Flexional X	3,607	0,277
5	2 Flexotorsión X	4,320	0,231

Se analiza en primer término la estructura utilizando el acelerograma de Viña del Mar, aplicado en la dirección X.

Se determinan los parámetros del AMS considerando la relación de sintonía propuesta por Chang (1999) para carga sísmica según las expresiones 3.53. Al igual que en el caso anterior se adopta una masa del AMS igual al 1% de la masa total de la estructura.

$$m_s = F_T H \rho_F \cong 11.663.000 \text{ kg}$$

$$m_a = 0,01 \cdot m_s = 116.630 \text{ kg}$$

Se sintoniza el AMS para la frecuencia del primer modo de vibración $f_s = 0,625\text{Hz}$.

$$\omega_s = 3,927 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\lambda_{opt} = \frac{\sqrt{1 - \frac{1}{2}\mu}}{1 + \mu} = 0,988 \rightarrow \omega_a = 3,878 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\omega_a^2 = \frac{k_a}{m_a} \rightarrow k_a = \omega_a^2 m_a \cong 1.754.000 \frac{\text{N}}{\text{m}} = 1.754 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Con respecto al amortiguamiento óptimo el valor recomendado da

$$\xi_{opt} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu \cdot (1 - \frac{1}{4}\mu)}{(1 + \mu) \cdot (1 - \frac{1}{2}\mu)}} = 4,98\%$$

Resumiendo los valores utilizados

Masa: $m_a = 116.630\text{kg}$

Resorte: $k_a = 1.754 \text{KN}/\text{m}$

Amortiguador: $\xi_a = 4,98\%$

Se realiza un análisis de los resultados variando el valor de k_a y se observa que se obtienen mejores resultados con un valor menor al determinado e igual a $k_a = 1.550 \text{KN}/\text{m}$. Por lo tanto se opta por utilizar el valor óptimo y en consecuencia el valor de λ_{opt} en este caso queda

$$\omega_a = \sqrt{\frac{k_a}{m_a}} = 3,645 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \rightarrow \lambda_{opt} = 0,928$$

Con respecto al valor del amortiguamiento se puede apreciar que si utilizamos el valor considerado óptimo por Sadek (1997), según ecuación 3.52 se obtiene

$$\xi_{opt} = \frac{\beta}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} = \frac{0,05}{1 + 0,01} + \sqrt{\frac{0,01}{1 + 0,01}} = 14,9\%$$

Se puede apreciar la gran variación con el valor sugerido por Chang (1999), lo cual lleva a pensar que es necesario realizar un estudio paramétrico para alcanzar el valor del amortiguamiento que nos permita alcanzar los mejores resultados.

Como resultado de este estudio el valor que se utiliza resulta

$$\xi_{opt} = 4,37\%$$

Por último los valores utilizados para el análisis de la estructura resultan

Masa: $m_a = 116.630kg$

Resorte: $k_a = 1.550 KN/m$

Amortiguador: $\xi_a = 4,37\%$

Manteniendo estos valores constantes se modifica la posición del AMS para poder apreciar el efecto del AMS en la disminución de los esfuerzos torsionales. Observando la Figura 5.2 la posición del AMS se mantendrá siempre sobre el eje Y, modificando su posición según el sentido positivo o negativo del mismo. La distancia entre el centro de coordenadas y la posición del AMS es lo que se denomina d_y , según puede apreciarse en la Figura 3.2. Los resultados obtenidos se presentan en Tabla 5.3, e incluyen el desplazamiento máximo en el extremo superior, el esfuerzo de corte máximo en la base y el momento torsor máximo en la base.

Tabla 5.3 – Resultados Edificio con Núcleo y Tabiques - Sismo Viña del Mar ($f= 0,625$ Hz)

Posición	Desplazamiento máximo en el borde libre (cm)			Esfuerzo de corte máximo en la base (MN)			Momento torsor máximo en la base (MNm)		
	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.
$d_y = -6,0$	0,168	0,164	- 2,39 %	85,066	83,73	- 1,57 %	107,05	110,53	+ 3,25 %
$d_y = -3,0$		0,164	- 2,39 %		83,93	- 1,34 %		106,25	- 0,74 %
$d_y = 0,0$		0,164	- 2,39 %		84,12	- 1,11 %		102,00	- 4,71 %
$d_y = 3,0$		0,165	- 1,80 %		84,32	- 0,88 %		97,79	- 8,65 %
$d_y = 6,0$		0,165	- 1,80 %		84,51	- 0,65 %		93,61	- 12,55 %

Se puede apreciar que no hay variaciones significativas en los valores de desplazamiento y corte, ya que el AMS se ha sintonizado con la frecuencia de torsión. Con respecto a los valores del momento torsor en la base vemos la mejora que se produce en los resultados al ubicar el dispositivo lo más alejado posible ($d_y = 6.0m$) y en sentido contrario a la posición del centro de corte, que en este caso particular se ubica en $d_y = -3.0m$. También se puede concluir que al ubicar el AMS en el centro de corte la variación es prácticamente nula, mientras que se obtienen los peores resultados al ubicarlo en $d_y = -6.0m$.

En la Figura 5.3 se aprecia la respuesta en el tiempo del momento torsor máximo en la base cuando el AMS se ha dispuesto a una distancia de 6.0 m desde el centro de los ejes de referencia, en dirección contraria a la del centro de corte.

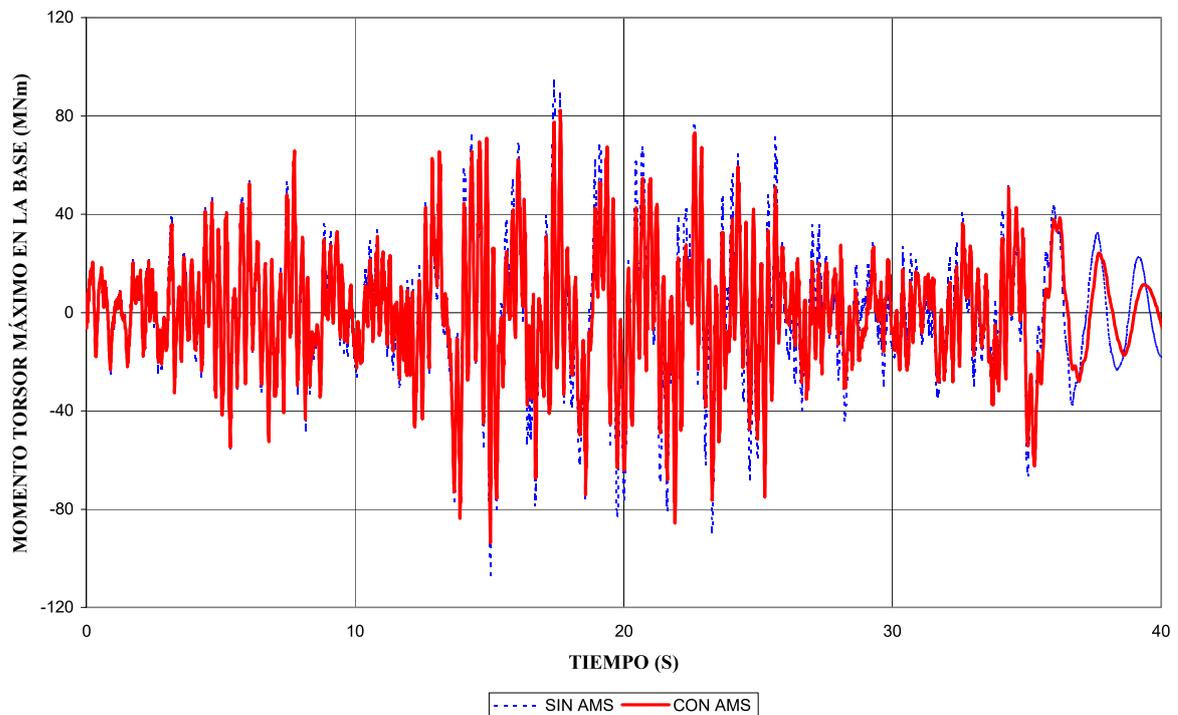


Figura 5.3 – Momento torsor máximo en la base – Edificio con Núcleo y Tabiques
 Respuesta sin y con AMS – Sismo Viña del Mar.

Se analiza el edificio con el dispositivo cuyas características se definieron anteriormente pero bajo la acción de los acelerogramas de Loma Prieta y Cauçete, actuando en la dirección X. Los resultados obtenidos se muestran en las Tablas 5.4 y 5.5.

Tabla 5.4 – Resultados Edificio con Núcleo y Tabiques - Sismo Loma Prieta ($f= 0,625$ Hz)

Posición	Desplazamiento máximo en el borde libre (cm)			Esfuerzo de corte máximo en la base (MN)			Momento torsor máximo en la base (MNm)		
	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.
$d_y = -6,0$	0,0371	0.0367	- 1,08 %	19,49	19,20	- 1,49 %	155,09	155,69	+ 0,39 %
$d_y = -3,0$		0.0367	- 1,08 %		19,23	- 1,33 %		154,63	- 0,29 %
$d_y = 0,0$		0.0367	- 1,08 %		19,26	- 1,18 %		153,56	- 0,99 %
$d_y = 3,0$		0.0370	- 0,27 %		19,29	- 1,03 %		152,49	- 1,68 %
$d_y = 6,0$		0.0370	- 0,27 %		19,32	- 0,87 %		151,42	- 2,37 %

Tabla 5.5 – Resultados Edificio con Núcleo y Tabiques - Sismo Cauce ($f= 0,625$ Hz)

Posición	Desplazamiento máximo en el borde libre (cm)			Esfuerzo de corte máximo en la base (MN)			Momento torsor máximo en la base (MNm)		
	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.
$d_y = -6,0$	0,0231	0,0230	- 0,43 %	13,43	13,33	- 0,71 %	99,00	99,06	+ 0,06 %
$d_y = -3,0$		0,0229	- 0,87 %		13,33	- 0,71 %		98,78	- 0,22 %
$d_y = 0,0$		0,0229	- 0,87 %		13,34	- 0,69 %		98,48	- 0,53 %
$d_y = 3,0$		0,0228	- 1,30 %		13,34	- 0,68 %		98,16	- 0,85 %
$d_y = 6,0$		0,0228	- 1,30 %		13,34	- 0,66 %		97,83	- 1,18 %

Se observa en los resultados que al igual que para el sismo de Viña del Mar, se produce una reducción en el momento torsor en la base al ubicar el AMS más alejado del baricentro de la planta y en dirección contraria a la posición del centro de corte. Se aprecia también que la reducción porcentual en estos casos es menor que para el sismo de Viña del Mar.

5.3. EDIFICIO CON NÚCLEO CENTRAL

Se analiza un edificio con núcleo central (Liaw 1978) cuyo esquema en planta se presenta en Figura 5.4 y sus características en Tabla 5.6.

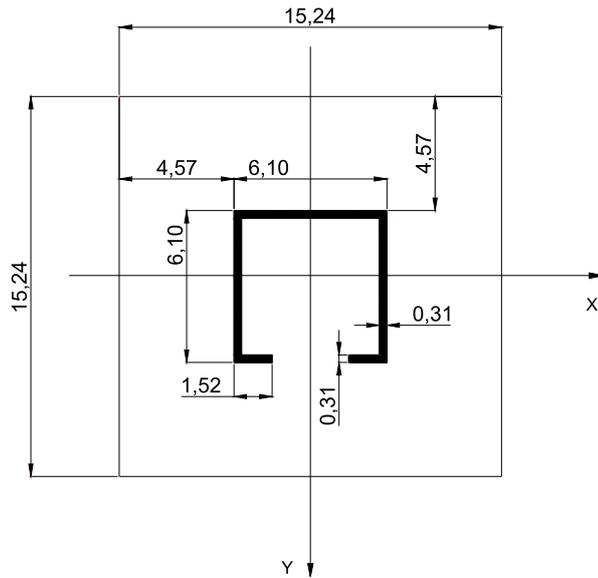


Figura 5.4 – Planta de Edificio con Núcleo Central.

Tabla 5.6. Características del edificio con núcleo central.

Altura total del edificio	57,2 m
Número de pisos	15 pisos
Altura de piso	3,81 m
Espesor de losas	0,25 m
Masa total del edificio	3.253.250 kg

Esta estructura se considera que está construida en hormigón armado y las propiedades geométricas y mecánicas usadas para el análisis que se presenta en este trabajo son:

$$\begin{array}{ll}
 H = 57,2 \text{ m} & F_T = 6,5 \text{ m}^2 \\
 J_x = 36,2 \text{ m}^4 & J_y = 45,3 \text{ m}^4 \\
 a_x = 0 \text{ m} & a_y = -6,0 \text{ m} \\
 k'_x = 0,27 & k'_y = 0,29 \\
 J_\phi = 415,8 \text{ m}^6 & J_d = 0,201 \text{ m}^4 \\
 E = 2,76 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 & \rho_F = 8.750 \text{ kg/m}^3 \quad \nu = 0.2
 \end{array}$$

En Tabla 5.7 se presentan las frecuencias naturales de la estructura obtenidas con el programa DAYSSI.

Tabla 5.7. Frecuencias y períodos naturales de vibración. Edificio con Núcleo Central

Frecuencia	Modo	Frecuencias naturales Hz	Períodos naturales seg
1	1 Flexional -Torsional X	0,355	2,817
2	1 Flexional Y	0,692	1,445
3	2 Torsional-Flexional X	1,626	0,615
4	3 Flexional -Torsional X	1,987	0,503
5	2 Flexional Y	3,656	0,273

Por condiciones de simetría, se observa que la flexión según el eje Y está desacoplada de la torsión y la flexión según el eje X está acoplada, con la torsión.

Determinamos los parámetros del AMS considerando al igual que en el caso anterior una masa igual al 1% de la masa total de la estructura

$$m_s = F_T * l * \rho_F \cong 3.253.250kg$$

$$m_a = 0,01.m_s = 32.532,50kg$$

Con respecto a la frecuencia de sintonización, se realiza el análisis para dos casos que son los correspondientes al tercer y cuarto modos de vibración. En primer término se analiza la sintonización con el tercer modo cuya frecuencia es 1.626 Hz. Se utilizan las expresiones propuestas por Chang (1999) según 3.53.

$$\omega_s = 10,216 \frac{rad}{s}$$

$$\lambda_{opt} = \frac{\sqrt{1 - \frac{1}{2}\mu}}{1 + \mu} = 0,988 \rightarrow \omega_a = 10,094 \frac{rad}{s}$$

$$\omega_a^2 = \frac{k_a}{m_a} \rightarrow k_a = \omega_a^2 m_a \cong 3.312.130 \frac{N}{m} = 3.312,13 \frac{KN}{m}$$

Con respecto al amortiguamiento óptimo el valor recomendado da

$$\xi_{opt} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu.(1 - \frac{1}{4}\mu)}{(1 + \mu).(1 - \frac{1}{2}\mu)}} = 4,98\%$$

Resumiendo los valores utilizados

Masa:	$m_a = 32.532,50\text{kg}$
Resorte:	$k_a = 3.312,13 \text{ KN/m}$
Amortiguador:	$\xi_a = 4,98\%$

Como excitación exterior se utiliza el acelerograma de Viña del Mar, actuando en la dirección X, y es de esperar que se obtengan reducciones de importancia en los esfuerzos como consecuencia del contenido de frecuencias del mismo que se aprecia en Figura 5.1 y su similitud con las frecuencias de sintonización.

Respecto del coeficiente de amortiguamiento se comienza utilizando el valor propuesto como óptimo según la expresión utilizada y se realiza un estudio modificando el valor para obtener la mejor respuesta. Para este caso particular resulta óptimo $\xi_a = 4,98\%$.

Manteniendo estos valores constantes se modifica la posición del AMS variando la misma desde el centro de coordenadas en dirección positiva y negativa respecto del eje Y. En la dirección positiva del eje el valor más alejado de posicionamiento se adopta a los 7 m y en dirección negativa el valor máximo resulta -6 m. Los resultados más relevantes se muestran en Tabla 5.8, e incluyen el desplazamiento máximo en el extremo superior, el esfuerzo corte máximo en la base y el momento torsor máximo en la base.

Tabla 5.8 – Resultados Edificio con Núcleo Central - Sismo Viña del Mar – $f = 1,626 \text{ Hz}$.

Posición	Desplazamiento máximo en el extremo superior (cm)			Esfuerzo de corte máximo en la base (MN)			Momento torsor máximo en la base (MNm)		
	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.
$d_y = -6,0$	0,135	0,113	- 16,38 %	7,579	8,33	9,91 %	37,118	40,76	9,83 %
$d_y = 0,0$		0,101	- 25,26 %		8,50	12,15 %		44,26	19,23 %
$d_y = 3,0$		0,076	- 43,31 %		5,67	- 25,17 %		27,17	- 26,79 %
$d_y = 6,0$		0,047	- 65,60 %		5,33	- 29,67 %		25,08	- 32,43 %
$d_y = 7,0$		0,043	- 68,18 %		5,24	- 30,80 %		25,75	- 30,62 %

Se observan las importantes reducciones que se producen en los tres parámetros medidos. En particular para el caso del momento torsor en la base a medida que el dispositivo se ubica más alejado del centro los resultados muestran una reducción creciente de este tipo de sollicitación. Sin embargo analizando los resultados de la posición 6.0 m y 7.0 m, se

observan mejores valores en 6.0 m que en 7.0 m, lo cual lleva a pensar en la necesidad de una optimización mediante un procedimiento sistemático en la ubicación del AMS.

En Figura 5.5 se puede apreciar la respuesta obtenida en función del tiempo del momento torsor en la base para la estructura analizada sin AMS y con un AMS ubicado en la posición $d_y = 7.0m$.

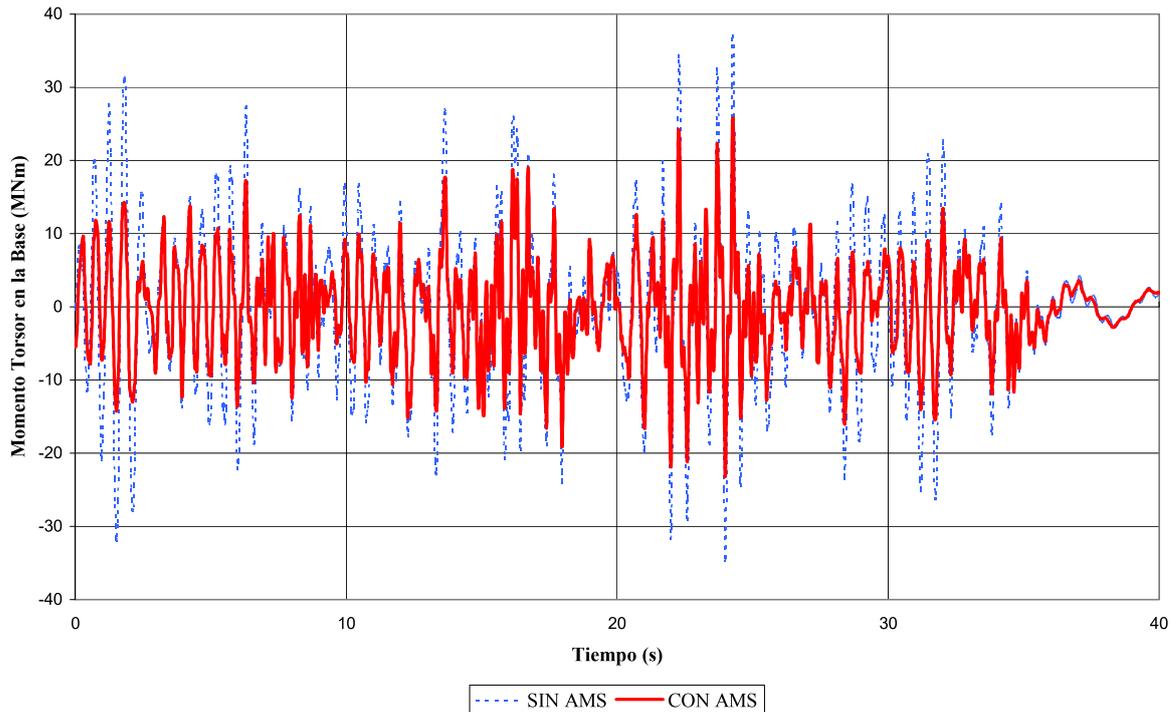


Figura 5.5 – Momento torsor máximo en la base – Edificio con Núcleo Central Frecuencia de sintonización 1,626 Hz.

Se analiza ahora la respuesta de la estructura con los acelerogramas de Loma Prieta y Cauce actuando en dirección X. Los resultados se presentan en Tablas 5.9 y 5.10.

Tabla 5.9 – Resultados Edificio con Núcleo Central - Sismo Loma Prieta – $f= 1,626$ Hz.

Posición	Desplazamiento máximo en el extremo superior (cm)			Esfuerzo de corte máximo en la base (MN)			Momento torsor máximo en la base (MNm)		
	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.
$d_y = -6,0$	0,0336	0,0295	- 12,18 %	5,11	4,96	- 2,90 %	27,19	26,76	- 1,58 %
$d_y = 0,0$		0,0369	9,85 %		4,43	- 13,32 %		26,69	- 1,84 %
$d_y = 3,0$		0,0237	- 29,44 %		4,58	- 10,39 %		25,54	- 6,07 %
$d_y = 6,0$		0,0206	- 38,67 %		4,43	- 13,42 %		25,51	- 6,17 %
$d_y = 7,0$		0,0199	- 40,76 %		4,40	- 13,87 %		25,46	- 6,36 %

Tabla 5.10 – Resultados Edificio con Núcleo Central - Sismo Cauce – $f = 1,626$ Hz.

Posición	Desplazamiento máximo en el extremo superior (cm)			Esfuerzo de corte máximo en la base (MN)			Momento torsor máximo en la base (MNm)		
	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.
$d_y = -6,0$	0,0259	0,0259	0,00 %	1,97	2,05	3,81 %	12,83	12,24	- 4,65 %
$d_y = 0,0$		0,0258	- 0,39 %		2,36	19,75 %		12,34	- 3,84 %
$d_y = 3,0$		0,0259	0,00 %		1,85	- 6,14 %		12,34	- 3,88 %
$d_y = 6,0$		0,0262	1,16 %		1,90	- 3,71 %		12,18	- 5,11 %
$d_y = 7,0$		0,0261	0,77 %		1,90	- 3,71 %		12,15	- 5,30 %

Se observa en los resultados una disminución en el valor del momento torsor en la base a medida que el AMS se ubica más alejado del baricentro y en dirección contraria al centro de corte, al igual que sucedió con los resultados obtenidos para el sismo de Viña del Mar. Se aprecia también que los porcentajes de reducción son menores que para el caso del sismo de Viña del Mar, lo cual se esperaba ya que el desempeño de los AMS es menos eficiente cuando el contenido de frecuencias de la excitación es diferente al de sintonización del AMS, como puede apreciarse en la Figura 5.1.

Se realiza a continuación el análisis de la estructura con el AMS sintonizado con la cuarta frecuencia cuyo valor es de 1,987 Hz., empleando la misma masa que en el caso anterior, del 1% del total de la estructura.

$$\omega_s = 12,485 \frac{rad}{s}$$

$$\lambda_{opt} = \frac{\sqrt{1 - \frac{1}{2}\mu}}{1 + \mu} = 0,988 \rightarrow \omega_a = 12,335 \frac{rad}{s}$$

$$\omega_a^2 = \frac{k_a}{m_a} \rightarrow k_a = \omega_a^2 m_a \cong 4.951.330 \frac{N}{m} = 4.951,33 \frac{KN}{m}$$

Con respecto al amortiguamiento óptimo el valor recomendado da

$$\xi_{opt} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\mu \cdot (1 - \frac{1}{4}\mu)}{(1 + \mu) \cdot (1 - \frac{1}{2}\mu)}} = 4,98\%$$

Resumiendo los valores utilizados

Masa: $m_a = 32.532,50kg$

Resorte: $k_a = 4.951,33 \text{ KN/m}$

Amortiguador: $\xi_a = 4,98\%$

Se analiza la estructura con el sismo de Viña del Mar actuando en dirección X, y los resultados obtenidos se muestran en Tabla 5.11.

Tabla 5.11 – Resultados Edificio con Núcleo Central - Sismo Viña del Mar – $f = 1,987 \text{ Hz}$.

Posición	Desplazamiento máximo en el extremo superior (cm)			Esfuerzo de corte máximo en la base (MN)			Momento torsor máximo en la base (MNm)		
	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.
$d_y = -6,0$	0,135	0,138	2,12 %	7,579	7,09	- 6,45 %	37,118	42,23	13,77 %
$d_y = 0,0$		0,134	- 0,84 %		7,78	2,68 %		48,20	29,86 %
$d_y = 3,0$		0,156	15,44 %		8,58	13,22 %		45,19	21,74 %
$d_y = 6,0$		0,057	- 57,89 %		5,84	- 23,01 %		25,69	- 30,80 %
$d_y = 7,0$		0,051	- 62,55 %		5,62	- 25,83 %		23,84	- 35,78 %

En la Figuras 5.6 se observa la respuesta en el tiempo del momento torsor máximo en la base donde se han graficado la respuesta sin AMS y colocando el AMS a una distancia de $d_y = 7.0 \text{ m}$ en la dirección del eje Y, desde el centro de los ejes de referencia.

Se puede observar una importante reducción en los valores máximos de la respuesta, cuando se coloca el AMS, fundamentalmente en la parte correspondiente a la vibración forzada.

Hay que destacar que en los ejemplos presentados se realiza un estudio de optimización de los valores de ξ para cada una de las posiciones en que se ubicó el AMS. Para el segundo caso y la posición correspondiente a $d_y = 3.0m$ se utilizó un valor de $\xi_a = 30\%$ con el cual se alcanzaron los valores que se indican en Tabla 4.10, mientras que el resto de los valores fueron obtenidos con el valor indicado anteriormente $\xi_a = 4,98\%$.

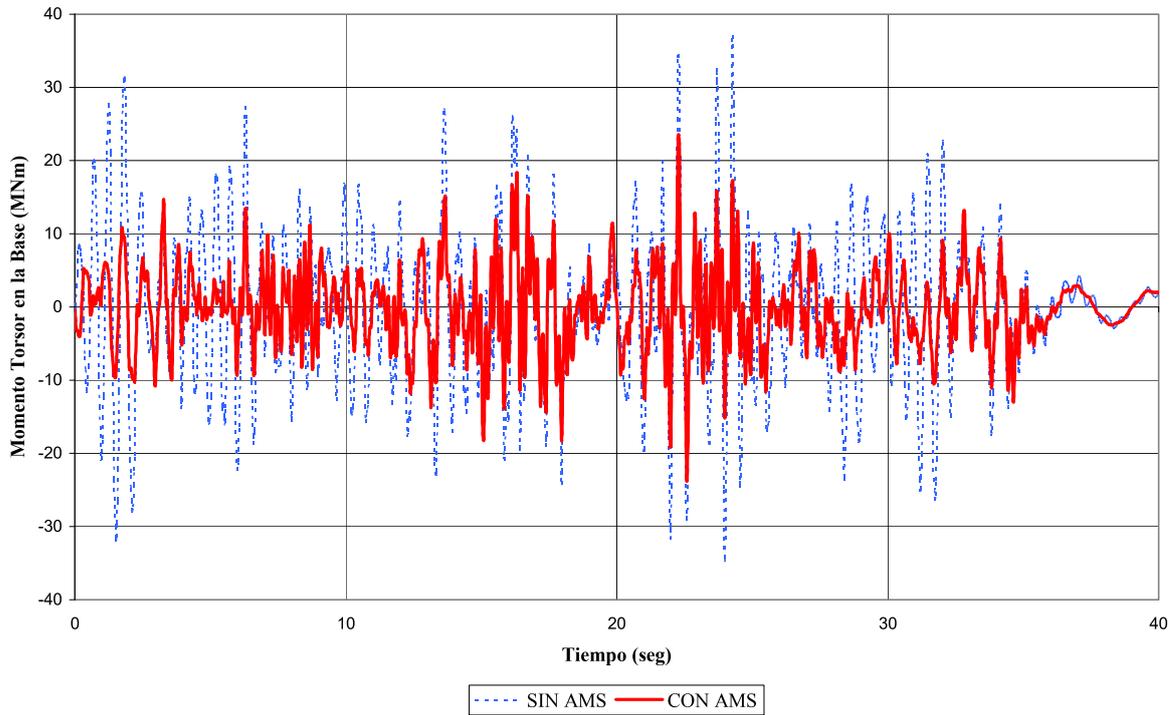


Figura 5.6 – Momento torsor máximo en la base – Edificio con Núcleo Central
Frecuencia de sintonización 1,987 Hz.

Se analiza ahora la respuesta de la estructura con los acelerogramas de Loma Prieta y Cauce actuando en la dirección X. Los resultados se presentan en Tablas 5.12 y 5.13.

Tabla 5.12 – Resultados Edificio con Núcleo Central - Sismo Loma Prieta – $f = 1,987$ Hz.

Posición	Desplazamiento máximo en el extremo superior (cm)			Esfuerzo de corte máximo en la base (MN)			Momento torsor máximo en la base (MNm)		
	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.
$d_y = -6,0$	0,0336	0.0308	- 8,31 %	5,11	5,15	0,76 %	27,19	28,04	3,10 %
$d_y = 0,0$		0,0320	- 4,73 %		4,82	- 5,69 %		32,27	18,68 %
$d_y = 3,0$		0.0429	27,72 %		5,00	- 2,15 %		33,48	23,16 %
$d_y = 6,0$		0.0225	- 33,02 %		3,85	- 24,63 %		25,14	- 7,53 %
$d_y = 7,0$		0.0211	- 37,18 %		3,86	- 24,43 %		24,76	- 8,96 %

Tabla 5.13 – Resultados Edificio con Núcleo Central - Sismo Cauce - $f = 1,626$ Hz.

Posición	Desplazamiento máximo en el extremo superior (cm)			Esfuerzo de corte máximo en la base (MN)			Momento torsor máximo en la base (MNm)		
	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.	S/AMS	C/AMS	VARIAC.
$d_y = -6,0$	0,0259	0,0259	0,00 %	1,97	2,05	3,81 %	12,83	12,24	- 4,65 %
$d_y = 0,0$		0,0242	- 6,56 %		2,09	5,89 %		12,74	- 0,72 %
$d_y = 3,0$		0,0375	44,79 %		2,46	24,72 %		20,11	56,67 %
$d_y = 6,0$		0,0242	- 6,56 %		2,20	11,57 %		12,27	- 4,37 %
$d_y = 7,0$		0,0242	- 6,56 %		2,12	7,82 %		11,96	- 6,81 %

Al igual que en el caso anterior, se observa en los resultados una disminución en el valor del momento torsor en la base a medida que el AMS se ubica más alejado del baricentro y en dirección contraria al centro de corte. Se aprecia también que los porcentajes de reducción son menores que para el caso del sismo de Viña del Mar, como consecuencia de la diferencia entre el contenido de frecuencias de la excitación y el de sintonización del AMS.

CAPÍTULO 6 _ CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo final, se realiza la discusión de los resultados obtenidos en los capítulos precedentes. En base a ellos se enuncian las correspondientes conclusiones. Por último se realizan las recomendaciones en relación a las investigaciones futuras que deberían encararse en el tema en estudio.

6.2. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

En el presente trabajo se desarrolla una metodología numérica para el análisis del control de la torsión en estructuras bajo acción sísmica, en las cuales se ha incorporado un dispositivo AMS. Se realiza un extenso análisis paramétrico con el objetivo de determinar cuáles de los parámetros involucrados son los que tienen mayor incidencia en los resultados obtenidos.

En cuanto al modelo físico de la estructura se utiliza un modelo general de vigas. La formulación inicial, basada en las hipótesis de Vlasov, fue modificada permitiendo la inclusión de deformaciones angulares inducidas por el esfuerzo de corte, sección variable en la dirección longitudinal e inercias rotacionales en las ecuaciones de movimiento. Se utiliza un método de integración numérica conjuntamente con el algoritmo de la transformada rápida de Fourier (FFT) para trabajar en el dominio de la frecuencia.

En primer lugar se desarrollan las ecuaciones que gobiernan el problema de la incorporación de un AMS en el piso superior de una estructura y con estas ecuaciones se escribió una subrutina para tener en cuenta este efecto y poder incorporar las mismas en el programa DAYSSI.

Para poder dar validez a los resultados que se obtienen una vez que el programa se puso en funcionamiento, se realiza un análisis comparativo sobre una estructura sencilla, por un lado utilizando el programa DAYSSI modificado y por otro el programa comercial SAP2000. Los valores que se obtienen permiten concluir que la incorporación de la subrutina en el programa DAYSSI modifica la respuesta, produciendo reducciones en la misma de un orden similar al obtenido por el programa comercial. Se recuerda que el programa comercial solamente permite una modelación aproximada de los AMS

Finalmente se realiza el análisis sobre estructuras asimétricas en una dirección con el propósito de que la respuesta tenga una componente torsional de gran magnitud, en las cuales se busca reducir el efecto de la torsión con la incorporación de un AMS.

Como consecuencia de los resultados que se han obtenido en los capítulos anteriores se realizan las siguientes consideraciones:

En el edificio con Núcleo y Tabiques se observan importantes reducciones en el momento torsor máximo en la base para la ubicación del AMS en $d_y = 6.0$ m. Obviamente las variables relacionadas con la flexión no registran disminuciones importantes debido a que el

dispositivo se encuentra desintonizado de la frecuencia correspondiente. Cuando se ubica el AMS en coincidencia con el centro de corte ($d_y = -3.0$ m) prácticamente no hay influencia sobre el momento torsor. Por otra parte, cuando se ubica el AMS en el extremo opuesto de la planta ($d_y = -6.0$ m) los resultados son muy desfavorables desde el punto de vista de la torsión.

Se observa que al analizar el mismo edificio bajo la acción de otros acelerogramas diferentes de Viña del Mar, como con los acelerogramas de Loma Prieta y Cauce, la respuesta en torsión también se mejora al ubicar el AMS alejado del centro de masa y en dirección opuesta al centro de corte.

En el edificio con Núcleo Central sintonizado para la frecuencia $f=1,626$ Hz, se observan importantes reducciones en el momento torsor en la base cuando el dispositivo se ubica alejado desde el centro de masa y en dirección contraria al centro de corte, con la particularidad que se aprecian mejores resultados en la ubicación $d_y = 6$ m que en $d_y = 7$ m, lo que lleva a pensar en la necesidad de realizar un estudio de optimización con relación a la ubicación.

El mismo edificio pero sintonizado para la frecuencia $f=1,987$ Hz, presenta importantes reducciones en el momento torsor en la base cuando el dispositivo se encuentra ubicado en la posición $d_y = 7$ m, y a diferencia del caso anterior la reducción es mayor en esta posición que en $d_y = 6$ m. Esta situación no hace más que ratificar la necesidad de la optimización de la posición del dispositivo para cada estructura que se analice.

La misma estructura evaluada bajo la acción de otros acelerogramas también presenta una mejora en la respuesta torsional al ubicar los AMS alejados del centro de masa, y el porcentaje de reducción disminuye cuando el contenido de frecuencia de la excitación externa difiere de la frecuencia de sintonización del AMS.

Como conclusiones de los resultados obtenidos se puede decir

- Se observa la efectividad en el control de la respuesta como consecuencia de la incorporación de los dispositivos AMS, debidamente sintonizados.
- Resulta de fundamental importancia sintonizar el AMS con la primera frecuencia predominantemente torsional para reducir los esfuerzos relacionados.
- Se obtienen grandes disminuciones en la respuesta cuando el máximo contenido de frecuencia de la excitación es similar al de sintonización, lo cual es favorable ya que para este caso se esperan las mayores solicitaciones.

- La ubicación en planta del AMS resulta de fundamental importancia para controlar la respuesta torsional. Deben realizarse estudios de optimización en cada caso ya que pueden existir ubicaciones en las cuales resulta perjudicial, aumentando significativamente los esfuerzos relacionados. En principio, la localización lo más alejada posible del centro de masa, permite obtener las mayores reducciones en la respuesta.
- Cuando se quiera controlar la respuesta torsional y flexional se requiere al menos de tres AMS, dos para controlar la respuesta flexional sintonizados según las frecuencias respectivas, ubicados en dos direcciones ortogonales y uno para controlar en forma específica la respuesta torsional. Habrá que analizar la interacción de los mismos en la respuesta, según la posición en que se los ubique.
- El amortiguamiento óptimo para el control de la respuesta torsional es significativamente diferente del obtenido para controlar la respuesta flexional, por lo que no puede utilizarse el mismo valor y deben realizarse estudios independientes en cada caso.

6.3. RECOMENDACIONES PARA TRABAJOS FUTUROS

En este punto se sugieren una serie de recomendaciones tendientes a desarrollar la problemática aquí planteada orientada específicamente al control de la torsión en estructuras asimétricas ante excitación sísmica

- Sería de gran importancia tener en cuenta el efecto en la respuesta cuando se incorporan a la estructura varios AMS. Para ello habría que desarrollar el modelo correspondiente y extender la herramienta numérica.
- Con el modelo desarrollado, deberían determinarse los parámetros óptimos de múltiples amortiguadores de masa sintonizados (MAMS) para edificios de configuración estructural típica de la provincia de Mendoza sometidos a acciones sísmicas de duración y contenido de frecuencias registrados en la zona.
- Por otra parte, se debería incorporar un algoritmo de optimización del tipo de algoritmo genético que permita lograr modificar los parámetros y ubicaciones de los AMS con el fin de obtener la respuesta más satisfactoria.

- Se podría analizar la factibilidad de combinación de amortiguadores de masa sintonizados con otros dispositivos disipadores de energía del tipo de amortiguadores metálicos, viscosos y amortiguadores de líquido sintonizados.
- Podrían desarrollarse propuestas alternativas originales, para la materialización efectiva de los dispositivos de masa sintonizados.
- Sería también muy deseable, elaborar normativas y recomendaciones para el diseño y análisis de estructuras con dispositivos AMS para luego incorporarlas en los reglamentos actuales.

APÉNDICE A

LISTADO DE LA SUBROUTINA AMS

```
C*****
C   SUBROUTINA AMS
C   SIRVE PARA MODIFICAR LAS MATRICES DET Y YIN, INCLUYENDO EN ELLAS
C   LOS TÉRMINOS VINCULADOS AL EFECTO DE LOS AMS SOBRE LA ESTRUCTURA
C-----
C   SUBROUTINE AMS(DET,YIN,QX,QY,AX1,AX2,AY1,AY2)
C-----
C   BLOQUES COMMON
C-----
C   COMMON /C5/ OMEGA,NJ,NJOINT
C   COMMON /C6/ PL,RO,AX1,AX2,AY1,AY2,H1,H2
C   COMMON /C8/ NTRY,NITER
C   COMMON /C15/ MAX,KAX,CAX,DAY,MAY,KAY,CAY,DAX
C   COMMON /C16/ QX,QY
C-----
C   DEFINICION DE VARIABLES
C-----
C   DOUBLE PRECISION OMEGA,PI,DET(24,24),YIN(24),FRECU,FRECU2,FRECU3
C   DOUBLE PRECISION QX(16400),QY(16400),G1R,G2R,G1I,G2I
C   DOUBLE PRECISION MAX,KAX,CAX,DAY,MAY,KAY,CAY,DAX,R1X,R2X,R3X,R1Y,
C   1R2Y,R3Y,C1X,C2X,C3X,C4X,C1Y,C2Y,C3Y,C4Y,DTX,DTY
C   DOUBLE PRECISION AX1(20),AX2(20),AY1(20),AY2(20)
C-----
C   DETERMINACION DE LAS COMPONENTES REALES E IMAGINARIAS DE LOS
C   VECTORES DE CARGA SEGUN X E Y
C-----
C   G1R=0.0D0
C   G2R=0.0D0
C   G1I=0.0D0
C   G2I=0.0D0
C   DO J=1,2
C   IF(NTRY.EQ.1)THEN
C     K=1
C   ELSEIF(NTRY.EQ.NITER)THEN
C     K=2
C   ELSEIF(J.EQ.1)THEN
C     K=NTRY*2-1
C   ELSEIF(J.EQ.2)THEN
C     K=NTRY*2
C   ENDIF
C   IF(J.EQ.1)THEN
C     G1R=QX(K)
C     G2R=QY(K)
C   ELSEIF(J.EQ.2.AND.NTRY.NE.1.AND.NTRY.NE.NITER)THEN
C     G1I=QX(K)
C     G2I=QY(K)
C   ENDIF
C   ENDDO
C-----
```

C DETERMINACION DE CONSTANTES FUNCION DE OMEGA Y DE LOS
 C PARAMETROS DE LOS AMORTIGUADORES

C-----
 PI=3.141592653589793
 FRECU=2.0D0*PI*OMEGA
 FRECU2=FRECU**2
 FRECU3=FRECU**3
 R1X=KAX-FRECU2*MAX
 R1Y=KAY-FRECU2*MAY
 R2X=FRECU*CAX*MAX/(R1X**2+FRECU2*CAX**2)
 R2Y=FRECU*CAY*MAY/(R1Y**2+FRECU2*CAY**2)
 R3X=R1X*MAX/(R1X**2+FRECU2*CAX**2)
 R3Y=R1Y*MAY/(R1Y**2+FRECU2*CAY**2)
 C1X=FRECU3*CAX*R3X-FRECU2*KAX*R2X
 C2X=FRECU3*CAX*R2X+FRECU2*KAX*R3X
 C3X=FRECU*CAX*R2X+KAX*R3X
 C4X=FRECU*CAX*R3X-KAX*R2X
 C1Y=FRECU3*CAY*R3Y-FRECU2*KAY*R2Y
 C2Y=FRECU3*CAY*R2Y+FRECU2*KAY*R3Y
 C3Y=FRECU*CAY*R2Y+KAY*R3Y
 C4Y=FRECU*CAY*R3Y-KAY*R2Y
 DTX=DAX-AX2(NJOINT)
 DTY=DAY-AY2(NJOINT)

C-----
 C DETERMINACION DE LOS TERMINOS NUEVOS DE LAS MATRICES
 C DET(=A) Y YIN(=B)

C-----
 DO I=1,24
 DO J=13,24
 DET(I,J)=0.0D0
 ENDDO
 ENDDO
 DET(1,13)=-1.0D0
 DET(2,14)=-1.0D0
 DET(3,13)=-C2Y
 DET(3,19)=C1Y
 YIN(3)=YIN(3)-C3Y*G2R+C4Y*G2I
 DET(5,15)=-1.0D0
 DET(6,16)=-1.0D0
 DET(7,15)=-C2X
 DET(7,21)=C1X
 YIN(7)=YIN(7)-C3X*G1R+C4X*G1I
 DET(9,17)=-1.0D0
 DET(10,18)=-1.0D0
 DET(11,13)=-C2Y*DTX
 DET(11,15)=C2X*DTY
 DET(11,19)=C1Y*DTX
 DET(11,21)=-C1X*DTY
 YIN(11)=YIN(11)+C3X*DTY*G1R-C4X*DTY*G1I-C3Y*DTX*G2R+C4Y*DTX*G2I
 DET(13,19)=-1.0D0
 DET(14,20)=-1.0D0
 DET(15,13)=-C1Y
 DET(15,19)=-C2Y
 YIN(15)=YIN(15)-C4Y*G2R-C3Y*G2I
 DET(17,21)=-1.0D0
 DET(18,22)=-1.0D0

```
DET(19,15)=-C1X
DET(19,21)=-C2X
YIN(19)=YIN(19)-C4X*G1R-C3X*G1I
DET(21,23)=-1.0D0
DET(22,24)=-1.0D0
DET(23,13)=-C1Y*DTX
DET(23,15)=C1X*DTY
DET(23,19)=-C2Y*DTX
DET(23,21)=C2X*DTY
YIN(23)=YIN(23)+C4X*DTY*G1R+C3X*DTY*G1I-C4Y*DTX*G2R-C3Y*DTX*G2I
RETURN
END
```

REFERENCIAS

- Abé, M., Igusa, T., (1995)**, “Tuned mass dampers for structures with closely spaced natural frequencies”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 247-261.
- Ahlawat, A.S., Ramaswamy, A., (2003)**, “Multiobjective optimal absorber system for torsionally coupled seismically excited structures”, *Engineering Structures*, 25, 941-950.
- Almazán, J.L., De la Llera, J.C., Vial, I., García, M., (2004)**, “Balance torsional de estructuras asimétricas por medio de disipadores de energía”, XXXI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Mendoza, CD-Rom, pp. 1-14.
- Ambrosini, R.D., (1991)**, “Análisis dinámico de estructuras de pared delgada y sección abierta en el dominio de la frecuencia”, Tesis de Magíster en Ingeniería Estructural, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnológicas, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina.
- Ambrosini, R.D., (1994)**, “Consideración de la interacción suelo-estructura en el análisis dinámico de estructuras”, Tesis Doctoral, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina.
- Ambrosini, R.D., Riera, J.D., Danesi, R.F., (1995)**, “Dynamic analysis of thin-walled an variable open section beams with shear flexibility”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 38(17), 2867-2885.
- Ambrosini, R.D., Cuitiño, G., Rebeco, J., (2004)**, “Eficiencia de amortiguadores de masa sintonizados en estructuras sismorresistentes”, *Mecánica Computacional* Vol. XXIII, pp. 447-462.
- Chang, C.C., (1999)**, “Mass dampers and their optimal designs for building vibration control”, *Engineering Structures*, 21, 454-463.
- Cheng, G., Wu, J., (2003)**, “Experimental study on multiple tuned mass dampers to reduce seismic responses of a three-storey building structure”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, 793-810.

- Constantinou, M.C., Symans, M.D., Tsopelas, P., Taylos, D.P. (1993)**, « Fluid viscous dampers in applications of seismic energy dissipation and seismic isolation”, Proc. ATC 17-1 on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Control, 2, 581-591.
- Coull, A., (1973)**, “Interactions between coupled shear walls and cantilever cores in three-dimensional regular symmetrical cross-wall structures”, Proc. Institution of Civil Engineers, Part 2, 55.
- Den Hartog, J.P., (1984)**, “Mechanical Vibrations, Dover, New York.
- Ebner, A., Billington, D., (1968)**, “Steady state vibrations of damped Timoshenko beams”, Journal of the Structural Division, ASCE, pp. 737-760.
- Frahm, H. (1909)**, “Device for damped vibrations of bodies”, U.S. Patent N° 989958, Oct. 30.
- Fujino, Y., Sun, L., Pacheco, B.M., Chaiseri, P. (1992)**, “Tuned Liquid Damper (TLD) for suppressing horizontal motion of structures”, J. Engrg. Mech., 118(10), 2017-2030.
- Gerges, R.R., Vickery, B.J., (2005)**, “Design of tuned mass dampers incorporating wire rope springs: Part I: Dynamic representation of wire rope springs”, Engineering Structures, 27, 653-661.
- Gerges, R.R., Vickery, B.J., (2005)**, “Design of tuned mass dampers incorporating wire rope springs: Part II: Simple design method”, Engineering Structures, 27, 662-674.
- Goel, R.k., (1998)**, “Effects of supplemental viscous damping on seismic response of asymmetric-plan systems”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, 125-141.
- Goel, R.k., (2000)**, “Seismic behaviour of asymmetric buildings with supplemental damping”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, 461-480.
- Goel, R.k., Booker, C.A., (2001)**, “Effects of supplemental viscous damping on inelastic seismic response of asymmetric systems”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, 411-430.

- Gordaninejad, F., Saiidi, M., Hansen, B.C. and Chang, F.K. (1998)**, “Magneto-rheological fluid dampers for control of bridges”, Proceedings of the Second World Conference on Structural Control, Kyoto, July.
- Hoang, N., Warnitchai, P., (2005)**, “Design of multiple tuned mass dampers by using a numerical optimizer”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 34, 125-144.
- Hunt, J. B. (1979)**, “Dynamic Vibration Absorbers”, Mechanical Engineering Publications Ltd., London.
- Igusa, T., Xu, K., (1994)**, “Vibration control using multiple tuned mass dampers”, Journal of Sound and Vibration, 175(4), 491-503.
- Jangid, R.S., (1995)**, “Dynamic characteristics of structures with multiple tuned mass dampers”, Struct. Eng. Mech. 3,497-509.
- Jangid, R.S., Datta, T.K., (1997)**, “Performance of multiple tuned mass dampers for torsionally coupled system”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, 307-317.
- Jensen, H., Setareh, M., Peek, R., (1992)**, “TMDs for vibration control of systems with uncertain properties”, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, N° 12, Dec.
- Kareem, A., Tognarelli, M., (1994)**, “Passive and hybrid tuned liquid dampers”, Structural Engineering Forum, Oct., 26-30.
- Kareem, A., Kijewski, T., (1999)**, “Mitigation of motions of tall buildings with specific examples of recent applications”, Wind & Structures, Volume 2, Number 3, Sept.
- Kelly, James, (1998)**, “Earthquake Resistant Design with Rubber”, Second Edition, Springer.
- Koshika, N., Sakamoto, M., Ikeda, Y. And Kobori, T. (1992)**, “Control effect of active mass driver system during earthquakes and winds”, MOVIC.
- Koss, L.L., Melbourne, W.H., (1995)**, Chain dampers for control of wind-induced vibration of tower and mast structures, Engineering Structures, Vol. 17, N° 9, 622-625.

- Lee, C.L., Chen, Y.T., Chung, L.L. y Wang Y.P., (2006)**, “Optimal design theories and applications of tuned mass dampers”, *Engineering Structures*, 28, 43-53.
- Li, Ch., Qu, W., (2006)**, “Optimum properties of multiple tuned mass dampers for reduction of translational and torsional response of structures subject to ground acceleration”, *Engineering Structures*, 28, 472-494.
- Liaw, T.C., (1978)**, “Torsion of Multi-storey Spatial Core Walls”, *Proc. Institution of Civil Enginners*, Part 2, 65, Sept.
- Lin, C.C., Ueng, J.M., Huang, T.C., (1999)**, “Seismic response reduction of irregular buildings using passive tuned mass dampers”, *Engineering Structures*, 22, 513-524.
- Luft, R.W., (1979)**, “Optimal tuned mass dampers for building”, *J. Struct. Div., ASCE*, 105(12), 2766-2772.
- Makris, N., Burton, S., Hill, D., Jordan, M. (1995)**, “Analysis and design of an electrorheological damper for seismic protection of structures”, *Proceedings SPIE Conference on Smart Structures and Materials*, 184-194.
- Masri, S.F., Caughey, T.K., (1966)**, “On the stability of the impact damper”, *Trans. ASME*, Sept., 586-592.
- Miyashita, K., Itoh, M., Fujii, K., Yamashita, J., Takahashi, J. (1998)**, “Full-scale measurements of wind-induced responses on the Hamamatsu ACT Toser”, *J.Wind Eng. Ad Ind.*, 74-76, 943-953.
- Nims, D.K., Richter, P.J. and Bachman, R.E., (1993)**, “The use of the energy dissipating restraint for seismic hazard mitigation”, *Earthquake Spectra*, 9(3), 467-489.
- Pall, A.S., Marsh, C., (1982)**, “Response of friction damped braced frames”, *J. Struct. Div., ASCE*, 108(ST6), 1313-1323.
- Pestel, E.C., Leckie, F.A., (1963)**, *Matrix Methods in Elastomechanics*, McGraw-Hill, New York.
- Pinkaew, T., Lukkunaprasit, P., Chatupote, P., (2003)**, “Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures”, *Engineering Structures*, 25, 39-46.

- Rana, R., Soong, T.T., (1998)**, “Parametric study and simplified design of TMDs”, *Engineering Structures*, 20, 193-204.
- Reed, W.H., III, (1967)**, “Hanging-chain impact dampers: a simple method for damping tall flexible structures”, *International Research Seminar – Wind Effects on Buildings and Structures*, Ottawa, 284-321.
- Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A.W., Chung, R.M., (1997)**, “A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, 617-635.
- Sakamoto, M., Kobori, T. (1996)**, “Applications of structural response control (reviews from the past and issues toward the future)”, *Proceedings of the Second International Workshop on Structural Control*, Hong Kong, December.
- SAP2000, (2005)**, *Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures*, V 9.03, Computers and Structures Inc.
- Singh, M.P., Moreschi, L.M., (2002)**, “Optimal placement of dampers for passive response control”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 955-976.
- Soong, T.T., (1990)**, “Active Structural Control”, Wiley and Sons, New York.
- Soong, T.T., Dargush, G.F., (1997)**, “Passive energy dissipation systems in structural engineering”, Wiley and Sons, New York.
- Soto-Brito, R., Ruiz, S.E., (1999)**, “Influence of ground motion intensity on the effectiveness of tuned mass dampers”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, 1255-1271.
- Spencer, B.F., Jr., Sain, M.K. (1997)**, “Controlling Buildings: a new frontier in feedback”, *IEEE Control Syst. Mag.*, 17(6), 19-35.
- Symans, M.D., Constantiou, M.C. (1999)**, “Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review”. *Eng. Struct.*, 21, 469-487.
- Tamura, Y., (1997)**, “Application of damping devices to suppress wind-induced responses of buildings”, *Proceedings of the 2nd European and African Conference on Wind Engineering*, Palazzo Ducale, Genova, Italy.

- Villaverde, R., Koyama, L.A., (1993)**, “Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, 491-507.
- Villaverde, R., (1994)**, “Seismic control of structures with damped resonant appendages”, *Proc. 1st World Conf. on Structural Control*, 3-5 August, Los Angeles, California, USA, pp. WP4-113-119.
- Wang, J.F., Lin, C.C., Chen, B.L., (2003)**, “Vibration suppression for high-speed railway bridges using tuned mass dampers”, *International Journal of Solids and Structures*, 40, 465-491.
- Warburton, G.B., Ayorinde, E.O., (1980)**, “Optimum absorber parameters for simple systems”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, 197-217.
- Yalla, S.K., Kareem, A. (1998)**, “Initial triggering and semi-active control strategies for tuned liquid column dampers to suppress wind and seismic response of structures”, *Proceedings of the Second World Conference on Structural Control*, Kyoto, July.
- Yamazaki, S., Nagata, N., Abiru H. (1992)**, “Tuned active dampers installed in the Minato Mirai Landmark Tower in Yokohama”, *J. Wind. Eng. and Ind.*, 41-44, 1937-48.