

Grado Universitario en Ingeniería Mecánica

2018-2019

Trabajo Fin de Grado

“Sistema de amortiguación de vibraciones para un edificio de cuatro plantas”

Miguel Ángel Jiménez García de Dionisio

Tutor:

Manuel Cuadrado Sanguino

RESUMEN

Comenzaremos el trabajo haciendo una introducción de conceptos generales de Dinámica de Estructuras, nos basaremos en el libro *Dinámica de Estructuras* de Anil K. Chopra donde se explica con detalle todo el proceso de planteamiento y formulación del problema.

Continuaremos haciendo un resumen de los distintos tipos de sistemas de control de la respuesta de estructuras y, posteriormente, obtendremos las propiedades dinámicas de una estructura cuyas características se presentan en el capítulo 4 del informe a partir de la aplicación de la librería de programas de CEINCI-LAB desarrollada por el profesor Roberto Aguiar.

Tras obtener las propiedades dinámicas, utilizaremos estos datos para realizar una evaluación de la aptitud de la estructura mediante la aplicación de la normativa NCSE-02

Por último, procederemos al reforzamiento de la estructura a partir de un sistema de control pasivo tipo TADAS.

Palabras clave

Dinámica de estructuras, sistemas de control, amortiguadores, aisladores, espectros de respuesta elástica.

DEDICATORIA

Quiero aprovechar para agradecer a mis padres, hermanas y amigos más cercanos sin los que ni este TFG ni llevar a cabo el grado hubiera sido posible.

A Google e Internet en general, por permitir el intercambio de información a nivel mundial.

A toda la gente que comparte su conocimiento y permite que el proceso de aprendizaje autodidacta sea posible.

A mí mismo, por no rendirme.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. Introducción.	1
1.1.Motivación del trabajo.	1
1.2.Objetivos.	1
1.3.Normativa aplicable.	2
1.4.Limitaciones del trabajo.	3
2. Dinámica de estructuras.	4
2.1.Conceptos generales.	4
2.2.Sistemas de un grado de libertad.	5
2.2.1. Vibraciones libres no amortiguadas.	7
2.2.2. Vibraciones libres amortiguadas.	8
2.2.3. Vibraciones forzadas.	9
2.2.4. Excitación sísmica.	10
2.3.Sistemas de N grados de libertad.	10
3. Métodos de control de la respuesta sísmica.	13
3.1.Sistemas activos.	14
3.1.1. Sistema AMD.	14
3.2.Sistemas semiactivos.	14
3.2.1. Sistema de rigidez variable.	14
3.3.Sistemas híbridos.	15
3.3.1. Dispositivo S-HMD.	15
3.4.Sistemas pasivos.	16
3.4.1. Sistemas de absorción de energía.	16
3.4.1.1.Sistema de amortiguamiento histérico.	17
3.4.1.1.1. Dispositivo Honeycomb.	17
3.4.1.1.2. Amortiguador de Junta.	18
3.4.1.1.3. Dispositivos ADAS y TADAS.	19
3.4.1.1.4. Amortiguador PVD.	19
3.4.1.1.5. Amortiguador de Extrusión de Plomo.	19
3.4.1.1.6. Dispositivo Pall.	20
3.4.1.1.7. Dispositivo Sumitomo.	21

3.4.1.2.Sistemas de amortiguación viscosa.	22
3.4.1.2.1. Amortiguamiento de aceite de alto rendimiento.	22
3.4.1.2.2. Amortiguador viscoelástico 3M.	22
3.4.1.2.3. Amortiguador SAVE y V-SAVE.	23
3.4.2. Sistemas de Efecto Masa.	24
3.4.2.1.Dispositivos S-TMD.	24
3.4.2.2.Amortiguador de masa pasivo IHI.	24
3.4.2.3.Dispositivo SSD.	26
3.4.3. Sistemas de aislación basal.	26
3.4.3.1.Sistemas elastoméricos.	27
3.4.3.1.1. Apoyo de goma laminada.	27
3.4.3.1.2. Apoyo de goma de alto amortiguamiento.	27
3.4.3.1.3. Apoyo de goma con núcleo de plomo.	27
3.4.3.2.Sistemas deslizantes.	28
3.4.3.2.1. Sistema de Péndulo Friccional – FPS.	28
3.4.3.2.2. Sistema de aislación basal TASS.	29
4. Modelo de análisis.	30
5. Análisis dinámico.	32
5.1.Propiedades dinámicas de la estructura.	32
5.2.Aceleración sísmica de cálculo.	33
5.3.Espectro de respuesta elástica.	33
5.4.Desplazamientos modales máximos.	34
6. Reforzamiento sísmico.	38
6.1.Dimensionamiento de los disipadores.	41
6.2.Propiedades dinámicas de la estructura reforzada.	42
6.2.1. Modificación del espectro de respuesta.	42
7. Comparación de resultados.	45
8. Conclusiones.	46
Bibliografía	
Anexos	

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sistema masa-resorte-amortiguador. (Chopra , 2014).....	5
Figura 2 Relación fuerza-desplazamiento para sistemas inelásticos y elásticos (Chopra , 2014).....	6
Figura 3 (Krawinkler, Bertero y Popov . 1971)	7
Figura 4 Vibración libre de un sistema sin amortiguamiento (Chopra , 2014).....	8
Figura 5 Vibración libre de sistemas subamortiguados, críticamente amortiguado y sobreamortiguado. (Chopra , 2014).....	9
Figura 6 Sistema de dos grados de libertad. (Chopra , 2014)	10
Figura 7 Modelización del sistema de dos grados de libertad (Chopra , 2014)	11
Figura 8 Modos de vibración de un edificio de viviendas https://xfma.wordpress.com	12
Figura 9 Técnicas de control activo (Oviedo y Duque , 2006)	15
Figura 10 Esquema dispositivo S-HMD (Avilés , 2001).....	16
Figura 11 Amortiguador Honeycomb (Gatica , 2012).....	17
Figura 12 Ejemplos de instalación del amortiguador Honeycomb (Gatica , 2012).....	18
Figura 13 Ejemplos de uso del amortiguador de junta (Avilés , 2001)	18
Figura 14 Funcionamiento dispositivo ADAS (Aguiar , 2016).....	19
Figura 15 Esquema amortiguador de extrusión de plomo (Avilés , 2001).....	20
Figura 16 Esquema amortiguador Pall. (Avilés , 2001)	20
Figura 17 Esquema amortiguador Sumorio (Avilés , 2001).....	21
Figura 18 Esquema de instalación amortiguador Sumorio (Avilés , 2001)	21
Figura 19 Esquema amortiguador de aceite (Gatica , 2012)	22
Figura 20 Esquema amortiguador 3M (Gatica , 2012).....	23
Figura 21 Esquema amortiguador SAVE (Avilés , 2001)	23
Figura 22 Dispositivo S-TMD (Gatica , 2012).....	24

Figura 23 Amortiguador de masa sintonizada.....	25
Figura 24 Sistema SSD (Avilés, 2001).....	26
Figura 25 Estructura con aislamiento de base	27
Figura 26 Esquema aliado FPS.....	28
Figura 27 Aislador FPS de varios niveles de actuación	28
Figura 28 Esquema sistema TASS	29
Figura 29 Pórtico de Calculo	31
Figura 30 Espectro elástico de respuesta NCSE-02	34
Figura 31 Funcionamiento dispositivo TADAS (Aguiar, 2016).....	38
Figura 32 Diagramas de deformación, momentos y curvatura (Aguiar, 2016).....	39
Figura 33 Modelización diagramas de histéresis (Aguiar, 2016).....	40
Figura 34 Pórtico reforzado.....	41
Figura 35 Espectro de respuesta elástico para el sistema.	43

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Propiedades dinámicas de la estructura.....	32
Tabla 2 Valores del coeficiente de respuesta β	36
Tabla 3 Resultados para la estructura sin reforzar.....	36
Tabla 4 Desplazamientos combinados.	37
Tabla 5 Propiedades dinámicas para la estructura reforzada.....	43
Tabla 6 Resultados para la estructura reforzada.	44
Tabla 7 Desplazamientos combinados.	44
Tabla 8 Comparación de resultados.	45

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación del trabajo.

Dentro del mundo de la ingeniería existen multitud de ramas en las que un estudiante puede enfocarse una vez que ha terminado sus estudios de grado. La motivación de este trabajo de fin de grado surge de la incertidumbre que tal abanico de posibilidades crea dentro de la mente del estudiante y su finalidad, además de un requerimiento para obtener el título, es acercarse a la temática para evaluar las posibilidades de desarrollo personal dentro de ella.

La Dinámica de Estructuras reúne conceptos sobre Física, Mecánica de estructuras, Elasticidad, Resistencia de Materiales e de Ingeniería Civil. La afinidad por estas ramas y las expectativas de futuro profesional en ellas me llevo a plantear este proyecto.

1.2. Objetivos

El presente informe pretende mostrar el proceso de investigación que se ha llevado a cabo para el análisis y reforzamiento de una estructura de viviendas a través del dimensionamiento de un sistema de control para reducir la respuesta de la estructura.

Los objetivos marcados para la realización del siguiente informe son los siguientes:

- Familiarización con los distintos sistemas de control y métodos existentes para la protección y disipación de los efectos producidos por acciones dinámicas en estructuras.
- Análisis de la normativa vigente aplicable.
- Investigación sobre el análisis matemático de los sistemas de control.
- Realización de un modelo de cálculo en el cual implementar un sistema de disipación.

1.3. Normativa de aplicación.

La norma sismorresistente que marca la regulación de las estructuras en España es la NCSE-02, dentro de esta norma se detallan distintos procedimientos de cálculo, los niveles de demanda sísmica que la estructura debe soportar en los distintos puntos del mapa nacional y recomendaciones de diseño que las estructuras dentro de la aplicación de la norma tienen que cumplir.

En el anexo A se han incluido los capítulos III y IV de la normativa para ayudar a la comprensión de los cálculos realizados en los capítulos 5 y 6 de este informe.

La normativa NCSE-02 solo cubre las acciones sísmicas sobre las estructuras, como se menciona en ella, para la realización de las comprobaciones de estados límite de servicio y los estados límite últimos esta acción sísmica se debe sumar a la contribución de las diferentes acciones a las que se pueda ver sometida la estructura, y cuya determinación y cuantificación se debe realizar a través del Código Técnico de la Edificación.

El documento básico de seguridad estructural, CTE-DB-SE, determina las condiciones que deben cumplir las construcciones para evitar el fallo de estas. El CTE-DB-SE-AE detalla las acciones a las que se ve sometida la estructura, su ponderación y los criterios para la combinación de los efectos de las diferentes acciones.

Dentro de la titulación, el diseño y cálculo de estructuras de acero se ha abarcado ampliamente, pero, por lo general, la mayoría de las construcciones utilizan elementos estructurales formados por hormigón armado. Por ello, también es necesario la consideración de la normativa de aplicación para este material. La instrucción de hormigón estructural, EHE-08, recoge una extensa colección de documentos que permiten determinar las solicitaciones a las que se pueden ver sometidas las estructuras y los requerimientos de seguridad que deben cumplir.

1.4. Limitaciones del trabajo.

Para la realización de este informe solo se considerarán los efectos ocasionados por la acción de fuerzas sísmicas, por lo que no tendremos en cuenta el efecto combinado de estas acciones con las acciones que se mencionan en el Código Técnico.

El modelo planteado para el análisis, como se verá con más detalle en el capítulo 4, representa una estructura de viviendas de hormigón armado. Debido a la falta de un modelo estructural real, solo haremos uso de la normativa EHE-08 para el cálculo de la contribución del hormigón a la resistencia a cortante y la obtención de las propiedades del material.

Existen diferentes métodos de análisis para la determinación de los efectos producidos por cargas dinámicas. En este informe hemos optado por realizar un análisis a partir de modelos de cálculo simplificados, pero una forma muy eficaz de realizar este tipo de análisis sería la modelización de la estructura en un programa de elementos finitos, como podrían ser ANSYS, ABAQUS o CYPE, y llevar a cabo un cálculo dinámico completo en el tiempo.

Como se acaba de mencionar, el análisis llevado a cabo en este informe tiene asociadas ciertas simplificaciones, por ejemplo, no tendrá en cuenta la influencia de la cimentación de la estructura ni la contribución de las paredes de ladrillo a la rigidez de la estructura

2. DINÁMICA DE ESTRUCTURAS

La dinámica de estructuras es una rama de la ingeniería que estudia la influencia que tienen cargas variables en el tiempo sobre la estructura, esto puede incluir las fuerzas generadas por el viento, terremotos, tráfico, impactos sobre la estructura o incluso la fuerza generada por la circulación de trenes a alta velocidad.

2.1. Conceptos generales.

La finalidad del estudio dinámico y de los sistemas de amortiguación, es evitar, en la medida de lo posible, daños en la estructura que desemboquen en daños personales y pérdidas económicas. Existen diferentes métodos para realización de cálculos dinámicos, en este informe vamos a analizar la estructura a través de sus modos de vibración.

Cuando las fuerzas de inercia dejan de ser despreciables, aparecen dos fuerzas de volumen adicionales:

$$\checkmark \text{ Fuerzas de inercia: } -\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (2.1)$$

$$\checkmark \text{ Fuerzas amortiguadoras: } -\mu \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.2)$$

Las fuerzas de inercia inducen la vibración en la estructura, mientras que las fuerzas amortiguadoras son las que provocan que la amplitud de esta vibración disminuya progresivamente.

Para diferentes frecuencias de vibración, las estructuras presentan diferentes modos de vibración, estos modos de vibración son las diferentes maneras en las que la estructura puede vibrar. Conocer estas frecuencias y modos de vibración es importante ya que si la estructura vibra cerca de estas frecuencias puede inducirse un estado de resonancia en la estructura por el cual la amplitud del movimiento se incrementaría ciclo tras ciclo llevando al colapso de la estructura.

Como se mencionó antes, las fuerzas amortiguadoras son las que provocan que la amplitud de la vibración disminuya de manera constante. En el amortiguamiento, la energía del sistema en vibración se disipa por diversos mecanismos y, con frecuencia, más de un mecanismo puede estar presente al mismo tiempo. Como resultado, el

amortiguamiento de las estructuras reales se representa por lo general en una forma muy idealizada. A diferencia de la rigidez de una estructura, el coeficiente de amortiguamiento no puede calcularse a partir de las dimensiones de la estructura y los tamaños de los elementos estructurales. Así, los experimentos de vibración en estructuras reales proporcionan datos para evaluar el coeficiente de amortiguamiento.

2.2. Sistemas de un grado de libertad.

Comenzaremos viendo las ecuaciones que rigen el movimiento para sistemas que pueden idealizarse como una masa concentrada soportados por una estructura sin masa. En la Figura 1 podemos ver como se modeliza el sistema. En estructuras reales todos los elementos estructurales contribuyen a las propiedades inerciales, elásticas y de disipación de energía, pero esta simplificación nos permite acercarnos al estudio de estos problemas para familiarizarnos con conceptos importantes en el análisis dinámico.

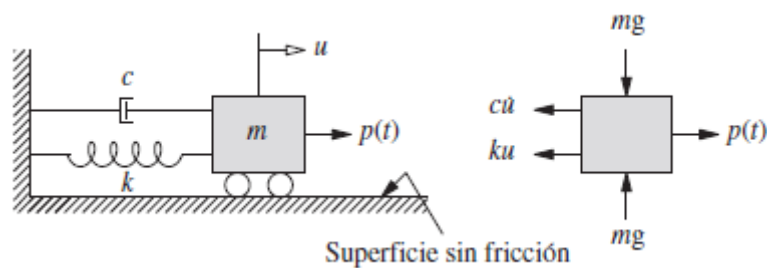


Figura 1 Sistema masa-resorte-amortiguador. (Chopra, 2014)

Para sistemas elásticos la ecuación diferencial que controla el desplazamiento lateral $u(t)$ de estas estructuras idealizadas es:

$$mu'' + cu' + ku = p(t) \quad (2.3)$$

donde:

- ✓ $p(t)$ carga dinámica.
- ✓ mu'' fuerzas de inercia debidas a la aceleración del sistema debido a la carga dinámica.
- ✓ cu' contribución de las fuerzas amortiguadoras que disminuyen la energía cinética del sistema.
- ✓ ku fuerzas elásticas.

Para sistemas inelásticos, la ecuación es similar a la anterior, pero se sustituye la componente de fuerzas elásticas:

$$mu'' + cu' + f_S(u) = p(t) \quad (2.3)$$

La diferencia entre estos dos sistemas se basa en la forma en la que se relaciona la fuerza lateral frente al desplazamiento, en los sistemas elásticos la relación es lineal $f_S = ku$, por otro lado, los sistemas inelásticos presentan una relación no lineal entre fuerza y desplazamiento $f_S = f_S(u)$

En la Figura 2 puede apreciarse que, para sistemas lineales, la curva de carga y descarga son idénticas, pero en los sistemas inelásticos no. Esto implica que la relación fuerza-deformación depende de la dirección, es decir, depende de si la deformación está aumentando o disminuyendo

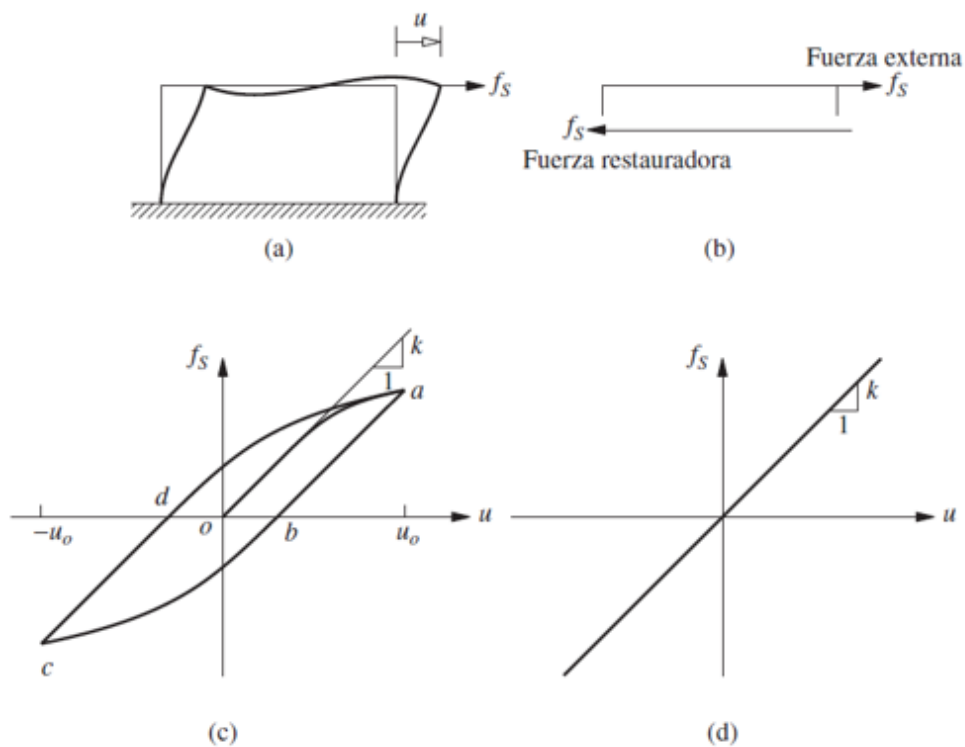


Figura 2 Relación fuerza-desplazamiento para sistemas inelásticos y elásticos (Chopra, 2014)

En la Figura 3 se muestra la relación fuerza-deformación para un elemento estructural de acero.

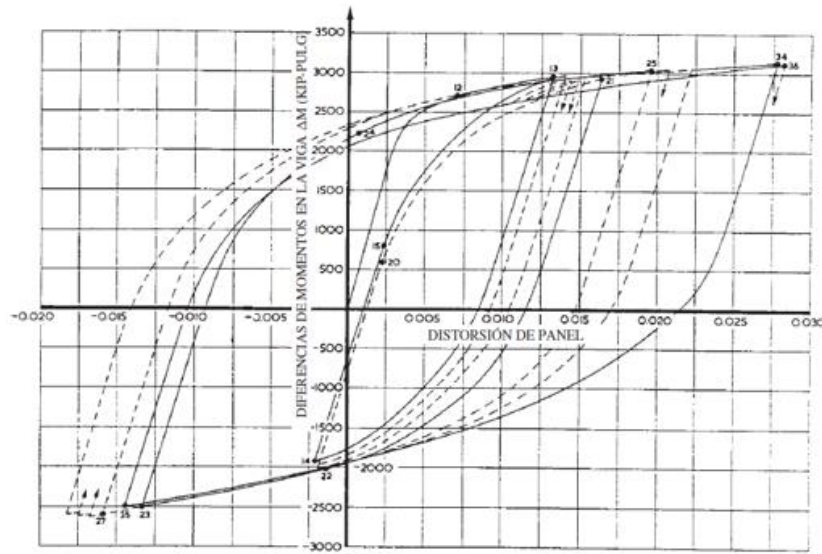


Figura 3 (Krawinkler, Bertero y Popov. 1971)

El movimiento de los sistemas de un grado de libertad se pueden clasificar en diferentes tipos de vibraciones:

2.2.1. Vibraciones libres no amortiguadas.

Debido a la ausencia de amortiguación la ecuación del movimiento toma la siguiente forma:

$$mu'' + ku = 0 \quad (2.4)$$

La vibración libre se inicia al sacar al sistema de su posición de equilibrio estático, impartiendo a la masa cierto desplazamiento $u(0)$ y velocidad $u'(0)$ en el tiempo cero, definido como el instante en que se inicia el movimiento.

La solución de la ecuación diferencial homogénea sujeta a estas condiciones iniciales se obtiene por métodos comunes y es la siguiente:

$$u(t) = u(0) \cos(w_n t) + \frac{u'(0)}{w_n} \text{sen}(w_n t) \quad (2.5)$$

donde:

$$w_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.6)$$

w_n es la frecuencia natural del sistema y representa como se mueve el sistema como se ha comentado al principio del capítulo. En la Figura 4 se muestra el movimiento del sistema en función del tiempo, como se observa que la amplitud ciclo tras ciclo se mantiene constante. Esto no se corresponde con la realidad, por lo que en el siguiente punto de este capítulo analizaremos cómo se comportan las vibraciones de una manera más cercana a la realidad.

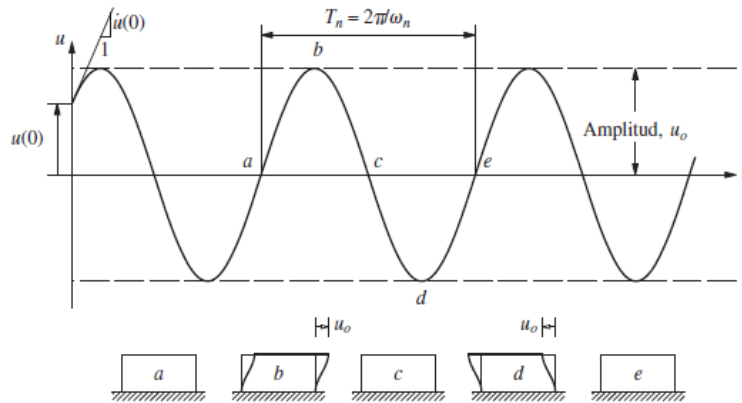


Figura 4 Vibración libre de un sistema sin amortiguamiento (Chopra, 2014)

El tiempo requerido para que el sistema no amortiguado complete un ciclo de vibración libre es el periodo natural de vibración del sistema, que se denomina como T_n y cuyas unidades son segundos. Se relaciona con la frecuencia circular natural de vibración, w_n , en unidades de radianes por segundo es:

$$T_n = \frac{2\pi}{w_n} \quad (2.7)$$

La frecuencia cíclica natural de vibración se define mediante:

$$f_n = \frac{w_n}{2\pi} \quad (2.8)$$

2.2.2. Vibraciones libres amortiguadas.

En esta ocasión se considera la componente amortiguadora dentro de la ecuación de movimiento:

$$mu'' + cu' + ku = 0 \quad (2.9)$$

Esta ecuación puede reescribirse de la siguiente manera:

$$u'' + 2\zeta w_n u' + w_n^2 u = 0 \quad (2.10)$$

donde:

$$\zeta = \frac{c}{2mw_n} = \frac{c}{c_{critico}} \quad (2.11)$$

Según el valor de ζ el movimiento del sistema puede ser de tres tipos:

- ✓ Críticamente amortiguado, la estructura alcanza el reposo en el menor tiempo.
- ✓ Sobreamortiguado.
- ✓ Subamortiguado, se produce la vibración.

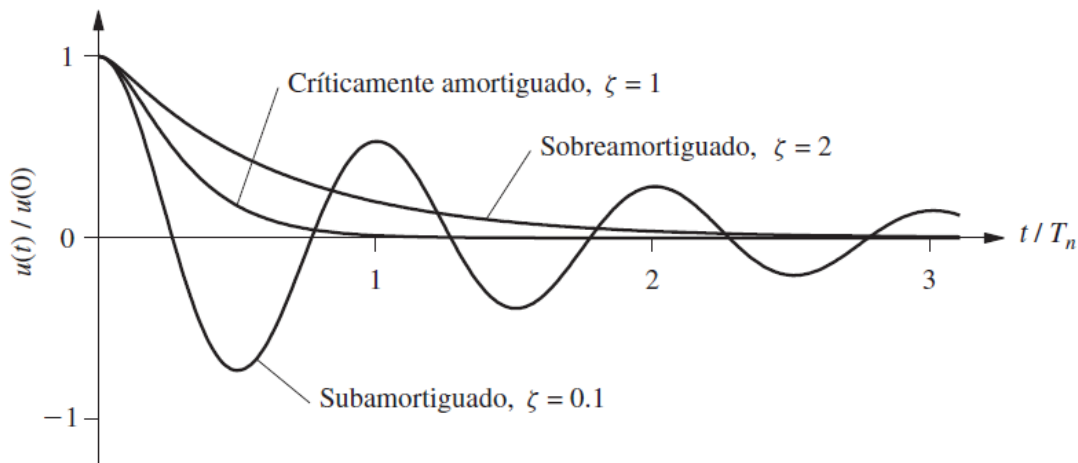


Figura 5 Vibración libre de sistemas subamortiguados, críticamente amortiguado y sobreamortiguado. (Chopra, 2014)

2.2.3. Vibraciones forzadas.

Las cargas dinámicas pueden presentarse de distintas maneras y existe una extensa bibliografía sobre el tratamiento de estas cargas, por ello, en este informe solo comentaremos que la respuesta para este tipo de vibraciones está formada por dos soluciones: una solución particular, la cual se trata de la solución de la ecuación del movimiento para el periodo de tiempo en el que la carga está presente, y una solución homogénea para el periodo de tiempo en el que la carga ha dejado de actuar, esta solución se trata de la solución a la ecuación del movimiento como una vibración libre cuyas condiciones iniciales coinciden con las condiciones que presenta el sistema en el instante en que deja de actuar la carga sobre este.

2.2.4. Excitación sísmica.

En las regiones es necesario conocer el comportamiento de las estructuras sometidas a movimientos del terreno. El desplazamiento total al que está sometida la masa es la suma del desplazamiento del terreno y el desplazamiento relativo entre la masa y el terreno.

$$u^t(t) = u_g(t) + u(t) \quad (2.12)$$

El desplazamiento relativo o deformación $u(t)$ de la estructura debida a la aceleración del terreno $u_g''(t)$ será idéntica al desplazamiento $u(t)$ de la estructura si su base fuese estacionaria y se sometiera a una fuerza externa $-m u_g''(t)$. Esto finalmente conlleva a la siguiente expresión:

$$mu'' + cu' + f_S(u) = -m u_g''(t) \quad (2.12)$$

2.3. Sistemas de N grados de libertad.

Para acercar el problema al estudio de modelos más acordes con la realidad, se va a mostrar la forma que toman las expresiones mencionadas en el capítulo anterior. En la figura siguiente podemos un sistema formado por dos plantas con masas m_1 y m_2 , sobre cada masa se aplica una carga variable en el tiempo lo que induce el desplazamiento de estas. A la derecha de la imagen se puede ver el diagrama de fuerzas a las que se ve sometida cada una de las masas.

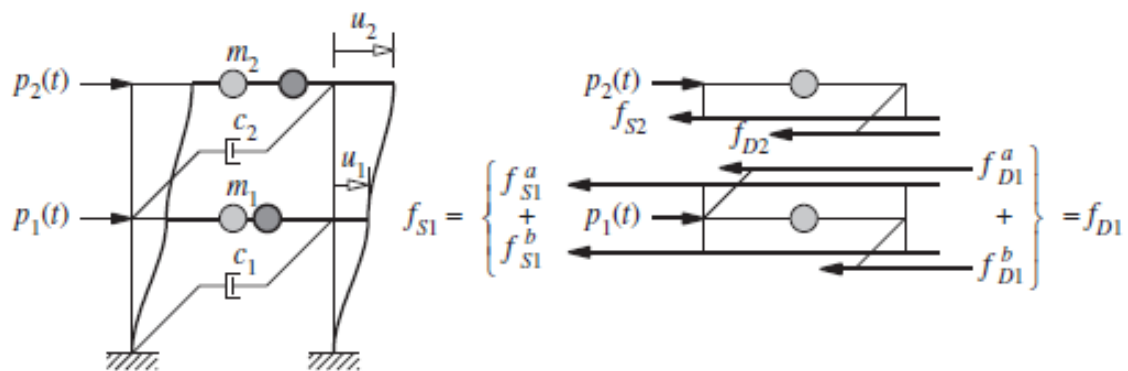


Figura 6 Sistema de dos grados de libertad. (Chopra, 2014)

Para el caso más general, la ecuación del movimiento presenta la siguiente forma:

$$MU'' + CU' + KU = F \quad (2.13)$$

donde:

- ✓ $M\ddot{U}$ vector de fuerzas de inercia del sistema.
- ✓ CU' vector de fuerzas restauradoras.
- ✓ KU vector de fuerzas elásticas.
- ✓ F vector de fuerzas que se aplican sobre el sistema.

El sistema de la Figura 6 puede modelizarse como el sistema representado en la Figura 7

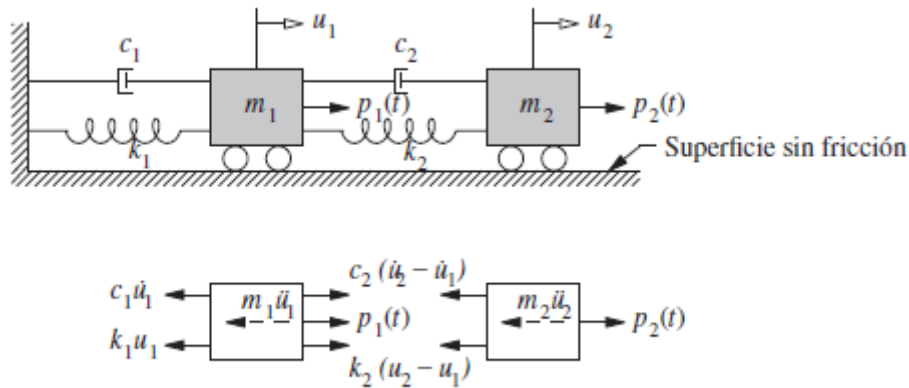


Figura 7 Modelización del sistema de dos grados de libertad (Chopra, 2014)

Para este sistema, la forma matricial de la ecuación del movimiento que surge a partir del equilibrio de fuerzas dinámico sería la siguiente:

$$\begin{pmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1'' \\ u_2'' \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1' \\ u_2' \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

Al igual que en los sistemas de un solo grado de libertad, podemos tratar matemáticamente estas expresiones. Para el caso de amortiguaciones libres no amortiguadas la ecuación del movimiento puede reescribirse como:

$$(-wM + K) u = 0 \quad (2.15)$$

Esta ecuación solo puede cumplirse si el determinante de $(-wM + K)$ es igual a cero. Por lo tanto, la solución de la ecuación del movimiento se trata de un problema de autovalores y autovectores. Para cada uno de los autovalores, que corresponden con las frecuencias propias del sistema, se obtiene un autovector asociado, que corresponde con los modos normales de vibración del sistema. En la Figura 8 pueden observarse los tres primeros modos de vibración para una estructura de viviendas.

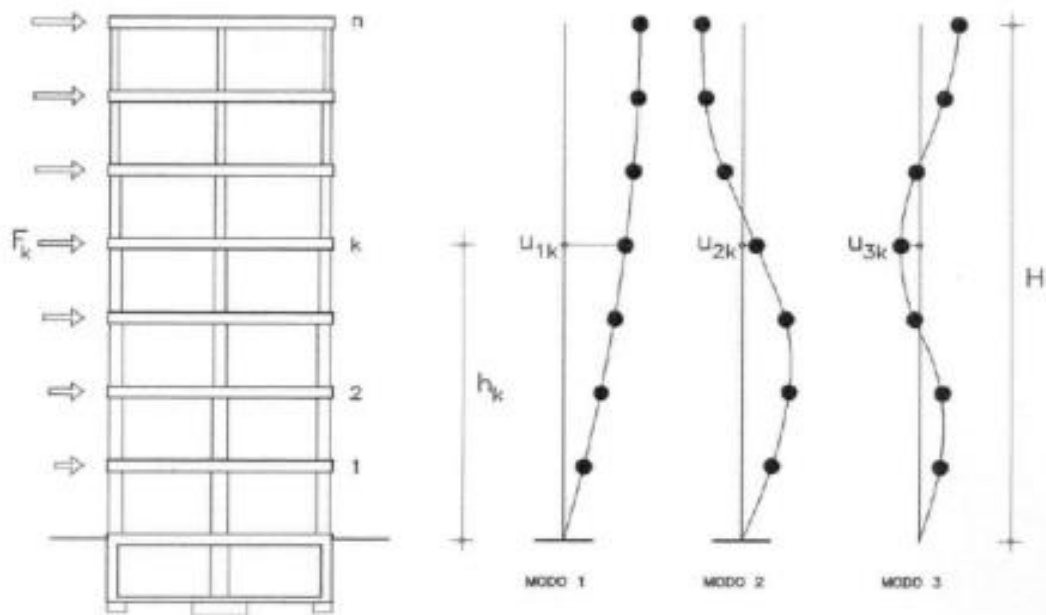


Figura 8 Modos de vibración de un edificio de viviendas <https://xfma.wordpress.com>

Los modos de vibración solo aportan información sobre la forma en la que vibra la estructura y no representan las magnitudes del desplazamiento, pero esta se puede obtener a partir de ellos. En el capítulo 5 veremos cómo, a través de la aplicación de la normativa NCSE-02, utilizaremos los modos de vibración de la estructura de cálculo detallada en capítulo 4 para obtener los desplazamientos modales máximos de la estructura.

3. MÉTODOS DE CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Los sistemas de control son dispositivos que se emplean para reducir la respuesta generada por acciones variables en estructuras. En la actualidad, incluyen diseños relativamente simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizados, pudiendo así clasificar estos sistemas como: Sistemas activos, semiactivos, híbridos y pasivos.

El objetivo fundamental del diseño estructural frente a sollicitaciones sísmicas es el de mantener la respuesta estructural dentro de límites marcados por la seguridad, servicio y confort humano evitando aceleraciones excesivas o desplazamientos que provocasen el fallo e incluso el colapso de la estructura. Tradicionalmente, el diseño sismorresistente se basa en satisfacer la ecuación de demanda externa y capacidad de la estructura. Así un diseño es seguro cuando:

$$\textit{Capacidad} > \textit{Demanda}$$

El diseño sismorresistente convencional trataba de satisfacer esta desigualdad por medio del aumento de la capacidad de los elementos estructurales, ya sea por el aumento de las dimensiones de los elementos resistentes, o por la adición de nuevos elementos estructurales que aporten rigidez la estructura como, por ejemplo, el uso de pantallas rigidizadoras.

Los sistemas de control de vibraciones reducen y controlan la respuesta de la estructura no solo para las acciones provocadas por el movimiento sísmico, sino también por el viento, tráfico, maquinaria y una variedad de otras fuentes, haciendo que los períodos naturales de vibración del edificio se alejen de los períodos predominantes de la excitación sísmica, con el objeto de evitar el fenómeno de resonancia, y proporcionar a la estructura un amortiguamiento que permita absorber la energía cinética de la estructura, y así reducir las deformaciones debidas a la sollicitación sísmica.

Además, cabe destacar que todos estos dispositivos pueden ser sustituidos cuando, debido a los ciclos de carga tras terrenos y otras acciones, se vean dañados. Este aspecto hace de ellos buen método para evitar la fatiga de elementos estructurales como vigas y columnas que no son fácilmente reemplazables.

3.1. Sistemas activos

Los sistemas activos de protección sísmica son sistemas complejos que incluyen sensores de movimiento, sistemas de control y procesamiento de datos, y actuadores dinámicos. Estos sistemas monitorean la respuesta sísmica de la estructura en tiempo real, detectando movimientos y aplicando las fuerzas necesarias para contrarrestar los efectos sísmicos.

Una de las principales desventajas de los sistemas activos de protección sísmica, además de su costo, es que necesitan de una fuente de alimentación externa continua para su funcionamiento durante un sismo. No obstante, constituyen la mejor alternativa de protección sísmica de estructuras, ya que permiten ir modificando la respuesta de los dispositivos en tiempo real, lo que implica un mejor comportamiento de la estructura durante el sismo.

3.1.1. Sistema AMD (Active Mass Damper).

Este sistema se diseñó para suprimir la respuesta de un edificio a excitaciones externas irregulares como sismos y tifones. Consiste en una masa auxiliar instalada en un edificio y un actuador que opera la masa produciendo una fuerza de control que responde a las perturbaciones sufridas por el edificio.

3.2. Sistemas semiactivos.

Los sistemas semiactivos de protección sísmica, al igual que los activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural, pero normalmente reciben los resultados desde otro lugar donde se están analizando los datos. A diferencia de los sistemas activos no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura, estos sistemas actúan modificando, en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía.

3.2.1. Sistema de Rigidez Variable – AVS.

Este dispositivo puede alterar la rigidez de la estructura seleccionando una alternativa de un número de diferentes posibilidades, los dispositivos que aportan rigidez al edificio pueden estar acoplados o desacoplados. El cambio de rigidez se logra a través de un sistema mecánico. en función de las características específicas del movimiento del suelo un sistema computarizado determina la configuración que mejor se adapta a la demanda.

En la Figura 9 podemos observar un esquema de funcionamiento tanto del sistema con el actuador de masa y el sistema de rigidez variable.

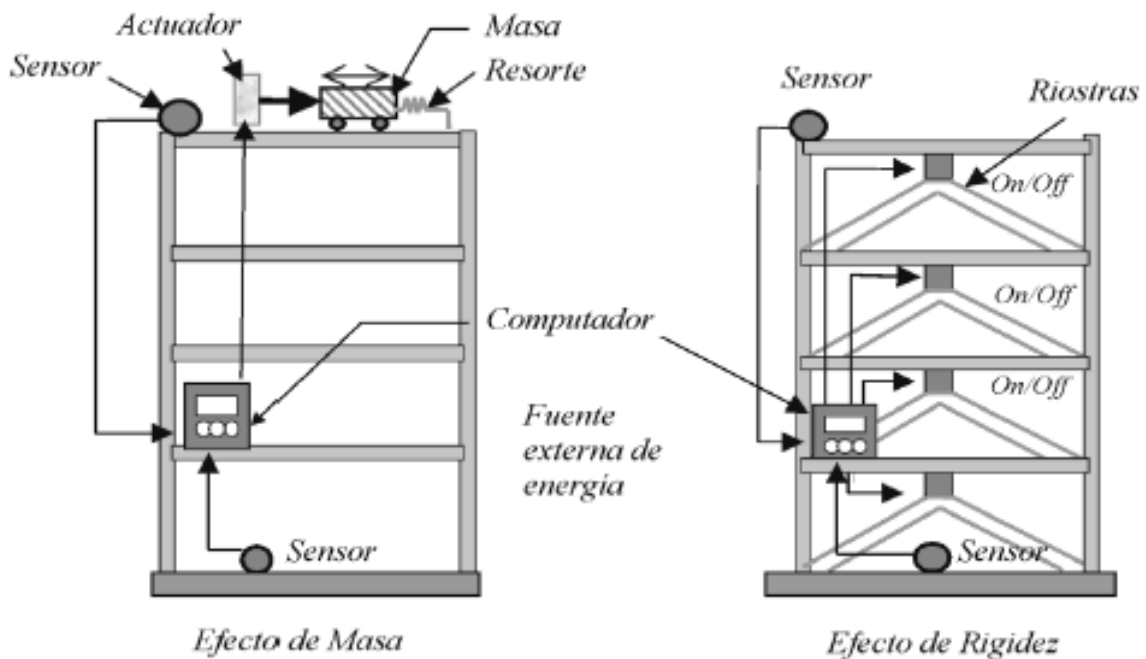


Figura 9 Técnicas de control activo (Oviedo y Duque, 2006)

3.3. Sistemas híbridos.

Estos sistemas pueden combinar la acción sobre masas para modificar la respuesta de la estructura con sistemas pasivos o semiactivos que aporten rigidez y amortiguación al sistema. Necesitan mucha menor energía que los sistemas activos.

3.3.1. Dispositivo S-HMD.

Compuesto por una masa auxiliar soportada por apoyos de goma multiplataforma y un servomotor con un tornillo cilíndrico para el sistema actuante. Es efectivo para reducir todo tipo de vibraciones, esto incluye tanto la vibración lateral como la vibración torsional de la estructura. Por otro lado, no sólo es efectivo para reducir la respuesta debido al viento, sino también para la reducción de la respuesta contra cargas sísmicas moderadas. El S-HMD es muy efectivo para controlar las vibraciones de edificios muy altos.

En la Figura 10, podemos observar un esquema del funcionamiento del sistema.

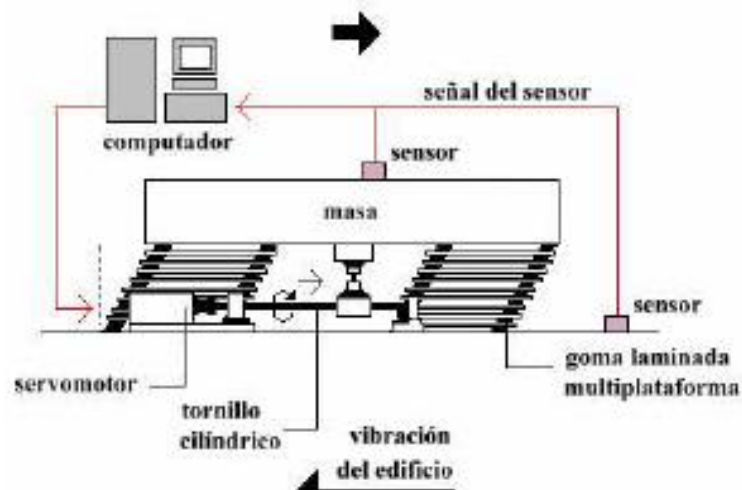


Figura 10 Esquema dispositivo S-HMD (Avilés, 2001)

3.4. Sistemas pasivos.

Los sistemas pasivos son los dispositivos de protección sísmica más comunes. Los sistemas pasivos permiten reducir la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados. Podemos clasificar estos sistemas en:

- Sistemas de absorción de energía.
- Sistemas de aislación basal.
- Sistemas de Efecto – Masa.

3.4.1. Sistemas de absorción de energía.

Estos dispositivos son diseñados para disipar la energía entregada por sismos, fenómenos de viento fuerte u otras sollicitaciones de origen dinámico, protegiendo y reduciendo los daños en elementos estructurales y no estructurales. Estos dispositivos permiten aumentar el nivel de amortiguamiento de la estructura, están basados amortiguadores que absorben la energía de entrada de las acciones dinámicas.

Los sistemas de absorción de energía utilizan el desplazamiento relativo de pisos que ocurre en las estructuras durante excitaciones sísmicas o las producidas por vientos. Estos desplazamientos de la estructura causan el desplazamiento o velocidad del amortiguador haciendo que este trabaje.

3.4.1.1. Sistema de amortiguamiento histérico.

Estos sistemas absorben energía a través de la deformación plástica de placas de acero, o por medio de la fricción producida por el desplazamiento relativo entre elementos del dispositivo. Ofrecen la ventaja de tener una gran capacidad de amortiguamiento desde un volumen del dispositivo relativamente pequeño.

3.4.1.1.1. Dispositivo Honeycomb.

Es un amortiguador de placa de acero con muchas aberturas en forma de rejillas en el medio de él como se puede observar en la Figura 11. Este dispositivo actúa en una sola dirección, la deformación del amortiguador disipa la energía de vibración y con ello reduce el movimiento de respuesta de la estructura.



Figura 11 Amortiguador Honeycomb (Gatica, 2012)

La forma del amortiguador es diseñada así para que tenga una alta rigidez y una capacidad de disipación de la energía que induce a la deformación plástica alrededor de todo el cuerpo del amortiguador homogéneamente. El dispositivo puede acoplarse a la estructura de diferentes maneras, en la Figura 12 se observan las más habituales



Figura 12 Ejemplos de instalación del amortiguador Honeycomb (Gatica, 2012)

3.4.1.1.2. Amortiguador de Junta.

Este es otro tipo de dispositivo de acero histórico, por medio de este sistema se pueden conectar dos estructuras de edificios adyacentes, con lo que se logra una reducción del movimiento de respuesta de ambas estructuras. Utiliza como mecanismo disipador el desplazamiento relativo entre las dos estructuras, produciéndose una deformación de los amortiguadores, los cuales disipan la energía de vibración que llega a las estructuras de edificios bajo una excitación sísmica grande.

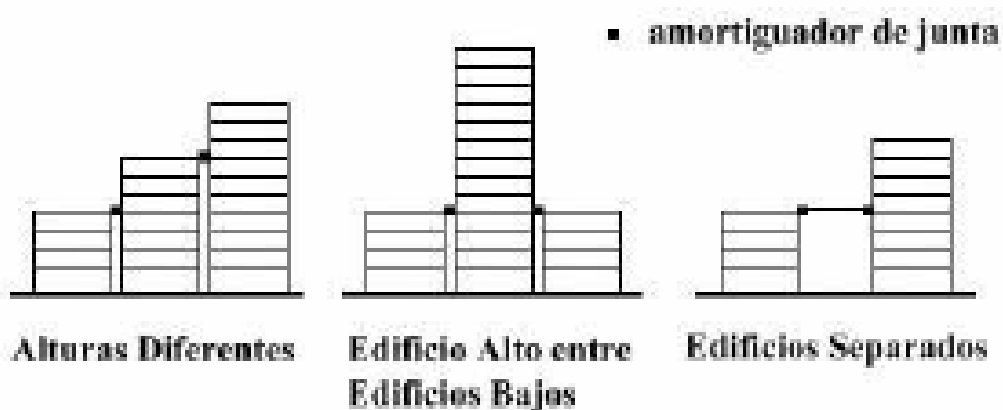


Figura 13 Ejemplos de uso del amortiguador de junta (Avilés, 2001)

3.4.1.1.3. Dispositivos ADAS y TADAS.

Este consiste en múltiples placas de acero dulce, en forma de X para los dispositivos ADAS y en forma triangulares para los dispositivos TADAS, combinadas en paralelo entre los topes rígidos. La ventaja principal de la forma de la placa es que cuando es deformada, la deformación de esta es uniforme sobre su altura y, por consiguiente, cuando es deformada dentro de su rango plástico, la fluencia es uniformemente distribuida sobre la altura de la placa.

Estos sistemas se implementan en la estructura a través de contravientos de acero como se puede apreciar en la siguiente imagen.

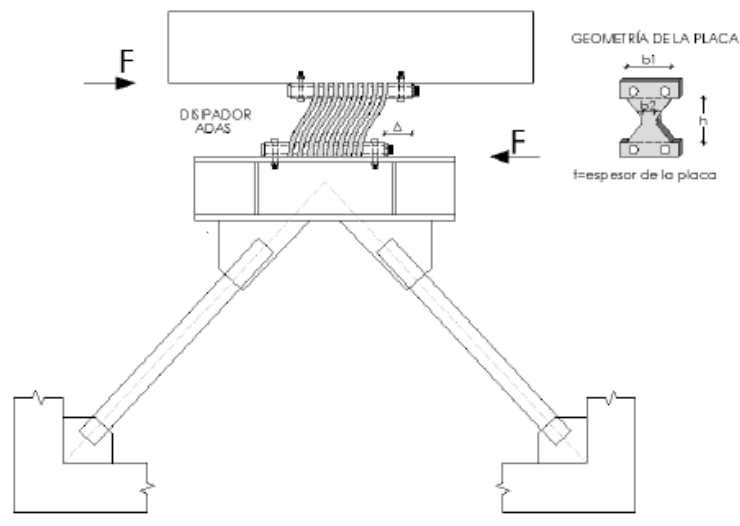


Figura 14 Funcionamiento dispositivo ADAS (Aguilar, 2016)

3.4.1.1.4. Amortiguador PVD.

Este sistema logra amortiguar las sollicitaciones a las que se ve sometida la estructura a través de la deformación plástica de un núcleo de plomo. Cuando este material se deforma plásticamente, sufre un proceso de recristalización que le permite conservar sus propiedades mecánicas estables, esto lo habilita para ser sometido a muchos ciclos.

3.4.1.1.5. Amortiguador de Extrusión de Plomo.

El amortiguador de extrusión de plomo, en que el plomo es extruido cíclicamente, es decir, el material a extruir que se encuentra en el cuerpo cilíndrico de acero del amortiguador se fuerza a fluir a través de un orificio. El proceso de extrusión es un complejo problema

elastoplástico, en el que se producen grandes deformaciones plásticas, por lo que proporciona un importante nivel de disipación de energía.

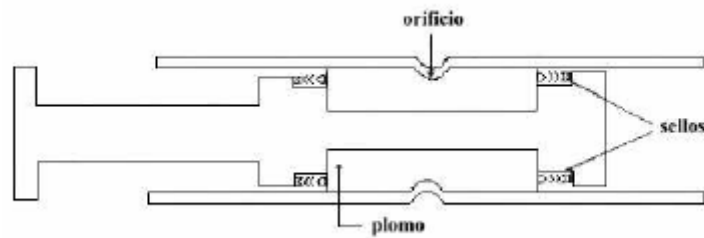


Figura 15 Esquema amortiguador de extrusión de plomo (Avilés, 2001)

3.4.1.1.6. Dispositivo Pall.

Este sistema utiliza la fricción debida al movimiento relativo entre elementos del dispositivo. consiste en elementos de arriostramientos diagonales, que tienen una interfase de fricción en su punto de intersección, que están conectados juntos por elementos de eslabones horizontales y verticales.

En un sistema friccional la cantidad de energía disipada por el sistema y el amortiguamiento, son proporcionales al deslizamiento de los elementos friccionales, por lo que en los sistemas de amortiguamiento friccional logra su mejor desempeño con el aumento de la demanda. Este tipo de aisladores es idóneo para excitaciones severas.

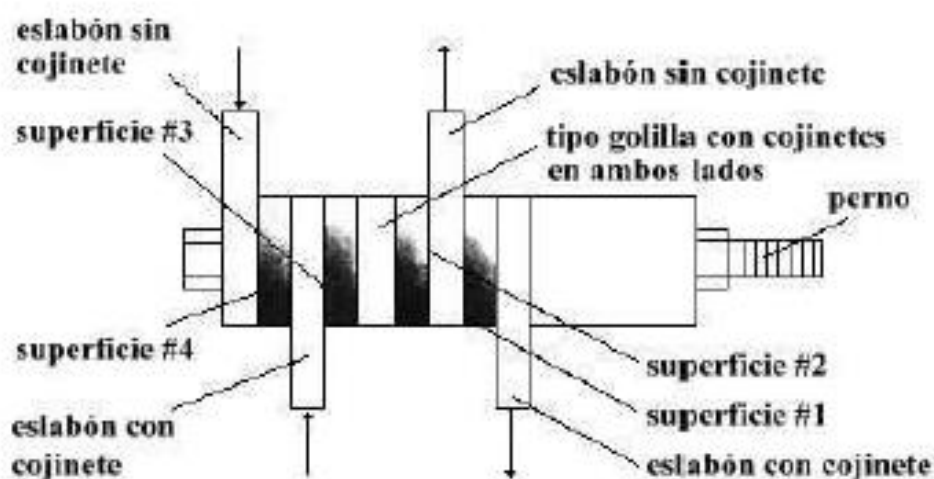


Figura 16 Esquema amortiguador Pall. (Avilés, 2001)

3.1.1.1.7. Dispositivo Sumitomo

Este sistema consiste en una serie de cunas las cuales actúan unas en contra de las otras, cuando se encuentran bajo una carga los cojinetes deslizan directamente por sobre la superficie de acero interior del dispositivo. Los cojinetes de fricción son una mezcla de cobre que tiene incrustaciones de grafito los que proveen lubricación seca al sistema, asegurándose de lograr una fuerza de fricción estable y reduciendo el ruido durante el movimiento. Para fuerzas menores que la fuerza de deslizamiento, los cojinetes no se deslizan y en consecuencia no disipan energía.

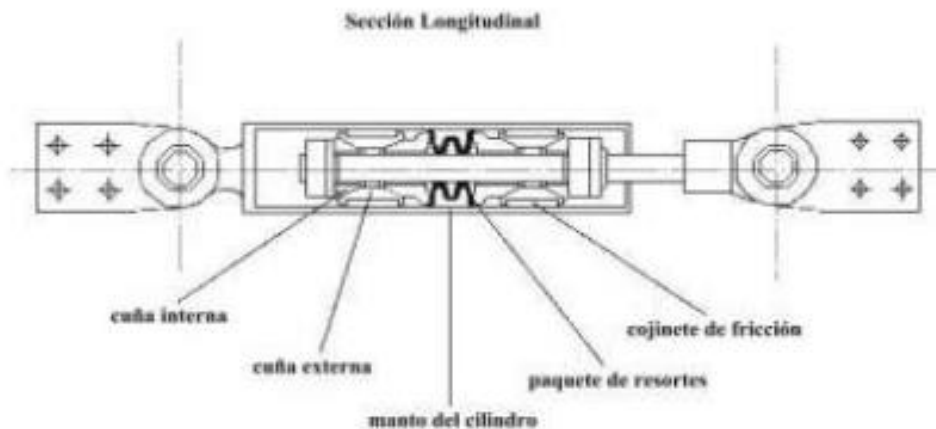


Figura 17 Esquema amortiguador Sumorio (Avilés, 2001)

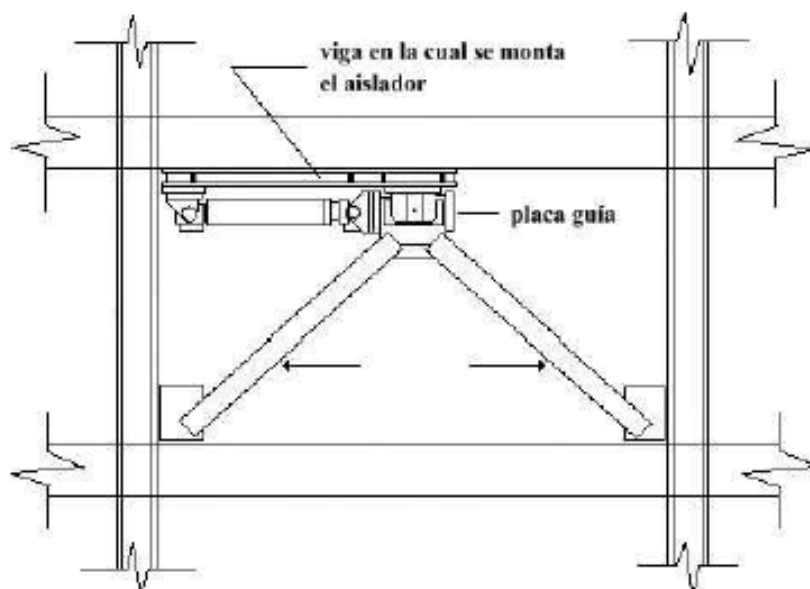


Figura 18 Esquema de instalación amortiguador Sumorio (Avilés, 2001)

3.4.1.2. Sistemas de amortiguación viscosa.

Estos sistemas disipan energía del sistema a través de la deformación de materiales viscosos o viscoelásticos. Las fuerzas que originan estos tipos de materiales dependen de la velocidad a la que son deformados. Estos sistemas pueden funcionar para niveles de vibración muy pequeños comparados con los mecanismos de histéresis, pero el efecto de amortiguamiento por unidad de volumen del dispositivo es limitado y, por ello, estos amortiguadores deben ser grandes para compensar.

3.4.1.2.1. Amortiguamiento de aceite de alto rendimiento.

El dispositivo encierra aceite en ambos lados de un pistón. La eficiencia del amortiguamiento es lograda por el movimiento relativo del pistón y la resistencia del fluido que pasa por las válvulas de control de presión que conectan ambas cámaras de aceite de manera que genera una gran fuerza de amortiguamiento por un pequeño golpe del pistón.

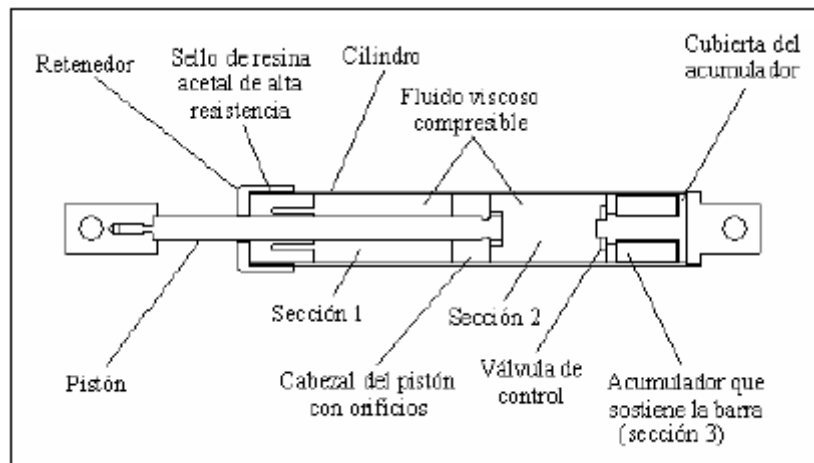


Figura 19 Esquema amortiguador de aceite (Gatica, 2012)

3.4.1.2.2. Amortiguador viscoelástico 3M.

El amortiguador de corte viscoelástico (VE), comprende dos o más capas de material con una configuración tipo sándwich. Generalmente, son introducidos en los arriostramientos de diagonales simples. Este tipo de amortiguador aprovecha el desplazamiento relativo entre el arriostramiento y la viga para disipar la energía de vibración y de esta forma reducir el movimiento de respuesta de la estructura.

Estos amortiguadores no tienen un nivel de fuerza de activación, como por ejemplo lo tienen los dispositivos de fricción. De esta manera disipan energía para todos los niveles de excitación sísmica.

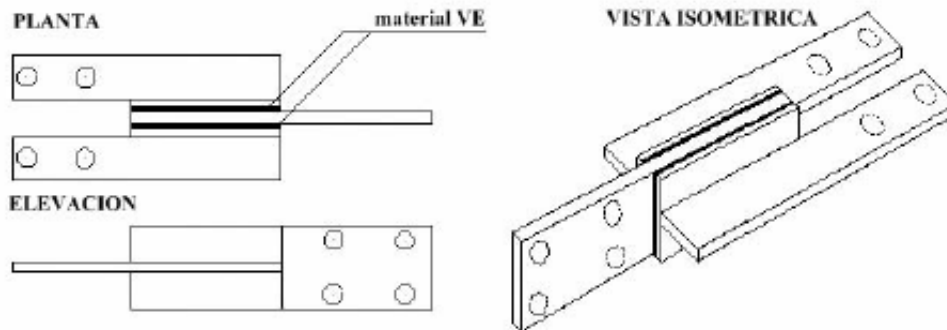


Figura 20 Esquema amortiguador 3M (Gatica, 2012)

3.4.1.2.3. Amortiguador SAVE y V-SAVE.

Este tipo de dispositivos están compuestos de múltiples capas, que van alternando placas de acero y material viscoelástico, que son insertados dentro de los muros del edificio. De esta forma, en respuesta a la distorsión del edificio, los materiales viscoelásticos se deforman y absorben energía reduciendo así las vibraciones. En otras palabras, el amortiguador utiliza el desplazamiento relativo entre pisos para disipar la energía. Por ello son instalados en cada piso del edificio. El disipador V-SAVE posee unas características similares al SAVE, pero se utiliza para disipación vertical de vibraciones.

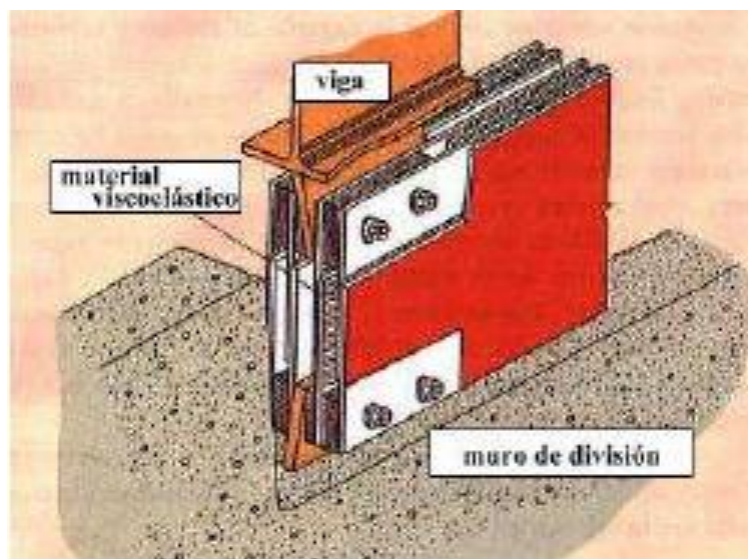


Figura 21 Esquema amortiguador SAVE (Avilés, 2001)

3.4.2. Sistemas de Efecto Masa.

Los sistemas de efecto-masa consisten en amortiguadores de masa sintonizada, que son dispositivos que utilizan una gran masa colocada en la parte superior de la estructura. Los valores de la masa se determinan para que, la frecuencia natural de vibración del dispositivo se aproxime a la frecuencia fundamental de la y, de esta manera, el comportamiento del sistema con dos grados de libertad formado por el primer modo de vibración de la estructura y por el dispositivo corresponda al de un sistema con menor rigidez que el modo propio fundamental, pero con un amortiguamiento más importante que el de éste.

3.4.2.1. Dispositivos S-TMD.

Se trata de un sistema de masa sintonizada la cual esta soportada por unos apoyos de goma multiplataforma. Las vibraciones del edificio son reducidas haciendo resonar la masa auxiliar del amortiguador con el edificio, es decir, se iguala la frecuencia del amortiguador de masa con la frecuencia del edificio.

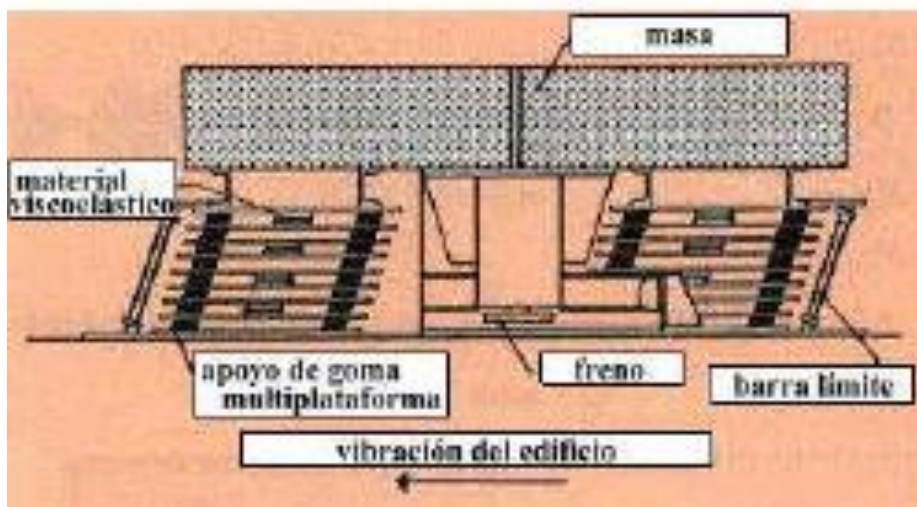


Figura 22 Dispositivo S-TMD (Gatica, 2012)

3.4.2.2. Amortiguador de masa pasivo IHI.

Este sistema consta de una estructura de cuatro columnas y vigas que suspenden una masa deslizante. Cuando la estructura vibra en el rango de su frecuencia natural, el dispositivo utiliza la resonancia de la estructura para inducir el movimiento natural del amortiguador de masa y, de esta manera, producir una disminución de la vibración de la estructura, controlando la respuesta.

Resortes en forma de espiral, son adheridos entre las superficies interiores de las columnas. Varios orificios de conexión son taladrados en los tirantes para poder cambiar las posiciones de los resortes y así, ajustar la frecuencia natural de la masa del amortiguador. Para proveer el amortiguamiento necesario, el amortiguador pasivo consta de amortiguadores hidráulicos instalados entre el marco superior y las columnas con masas deslizantes suspendidas desde sus superficies interiores.

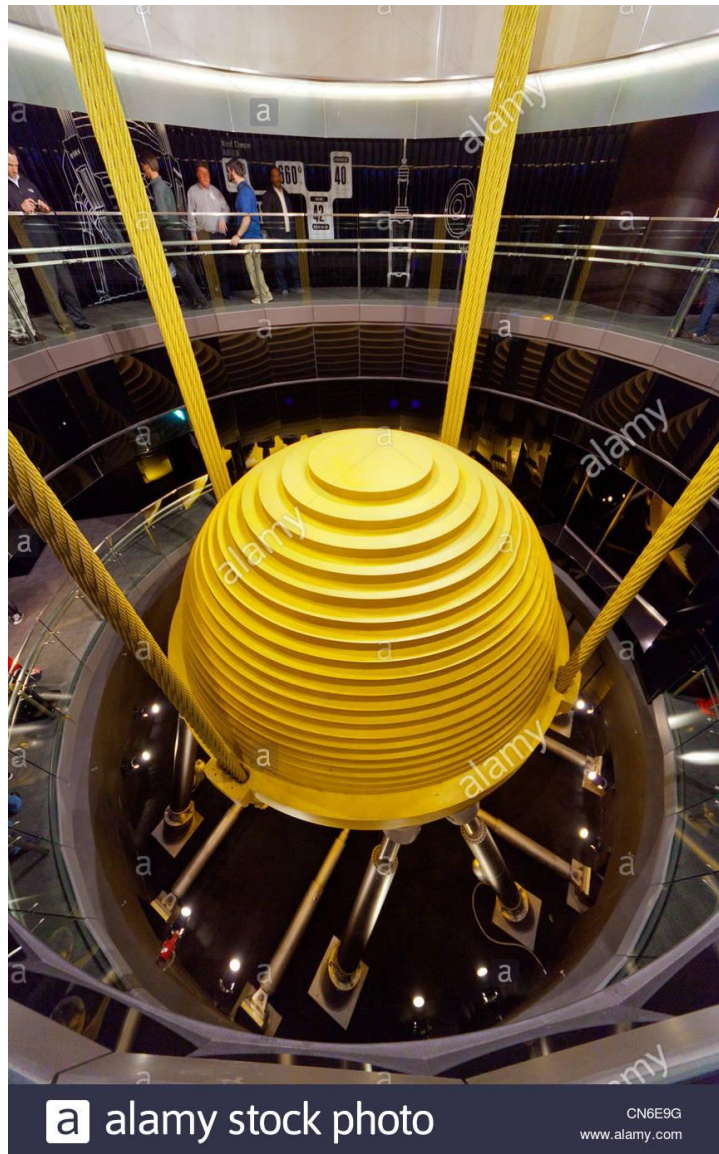


Figura 23 Amortiguador de masa sintonizada <https://c8.alamy.com/>

3.4.2.3. Dispositivo SSD.

consiste en un tanque con varias divisiones horizontales que contienen agua. El propósito del principio del SSD es reducir la vibración del edificio utilizando la resonancia entre el agua y el edificio, es decir, sintonizar la frecuencia del amortiguador de masa líquido con la frecuencia del edificio.

El SSD es efectivo para controlar las vibraciones en edificios altos producidas por vientos y no tan apropiado para sismos pequeños. Este tipo de dispositivo se instala en la parte superior del edificio.

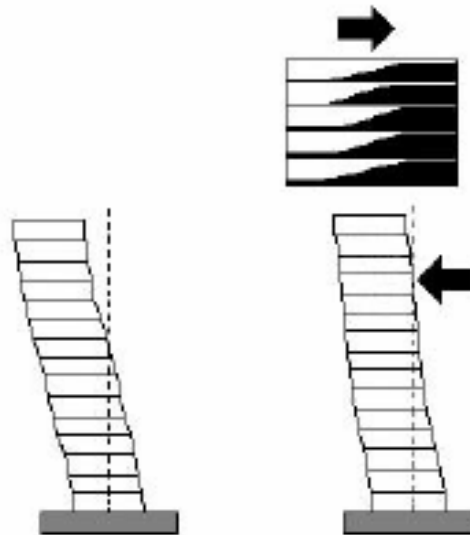


Figura 24 Sistema SSD (Avilés, 2001)

3.4.3. Sistemas de aislación basal.

Este tipo de sistemas se basan en el principio de separar la estructura de los movimientos del suelo a través de elementos flexibles generalmente ubicados entre la estructura y su cimentación. La incorporación de aisladores sísmicos permite reducir la rigidez del sistema estructural logrando que el período de vibración de la estructura aislada sea, aproximadamente, tres veces mayor al período de la estructura sin sistema de aislación, esto provoca la reducción de las aceleraciones a las que se ve sometida la estructura.

3.4.3.1. Sistemas elastoméricos.

3.4.3.1.1. Apoyo de goma laminada.

Compuesto por capas alternas de goma y placas de acero unidas entre sí, la rigidez del apoyo es controlada a través del espesor de las laminas de goma. Así, mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el apoyo en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que inhibe la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical.

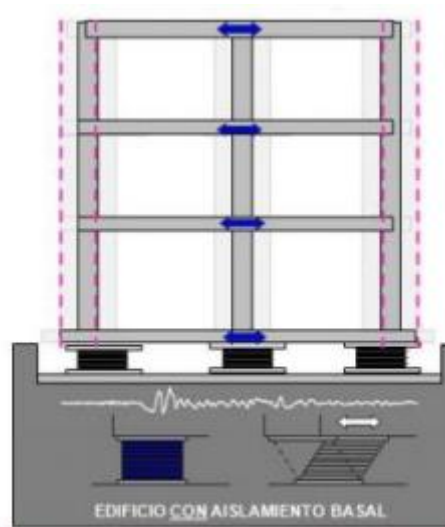


Figura 25 Estructura con aislamiento de base <http://repositorio.ug.edu.ec>

3.4.3.1.2. Apoyo de goma de alto amortiguamiento.

Este dispositivo es muy similar al anterior, pero utiliza un tipo especial de goma que aporta el amortiguamiento necesario al sistema, sin necesidad de dispositivos añadidos que cumplan esta función de disipación de energía.

3.4.3.1.3. Apoyo de goma con núcleo de plomo.

Este dispositivo también es similar a los anteriores, pero, en este caso, disipa energía a partir de la deformación plástica de un núcleo de acero. Anteriormente ya se ha mencionado, el acero sufre un proceso de recristalización tras su deformación plástica que provoca que sus propiedades se mantengan estables si la geometría no varía, esto conduce a que el sistema pueda seguir funcionando tras un número elevado de ciclos de carga.

3.4.3.2. Sistemas deslizantes.

3.4.3.2.1. Sistema de Péndulo Friccional – FPS.

Este sistema se basa en resbaladores sobre los que se apoya la estructura, lo cuales deslizan sobre una superficie esférica. El apoyo FPS es activado sólo cuando la fuerza de corte sobre la interfase de aislación, debida a las fuerzas sísmicas, supera la fuerza de fricción estática. Una vez en movimiento, el cursor articulado se mueve a lo largo de la superficie esférica cóncava, causando la elevación de la masa soportada, con movimientos equivalentes a la de un péndulo simple. En la figura se muestra un ejemplo de un sistema de un único nivel

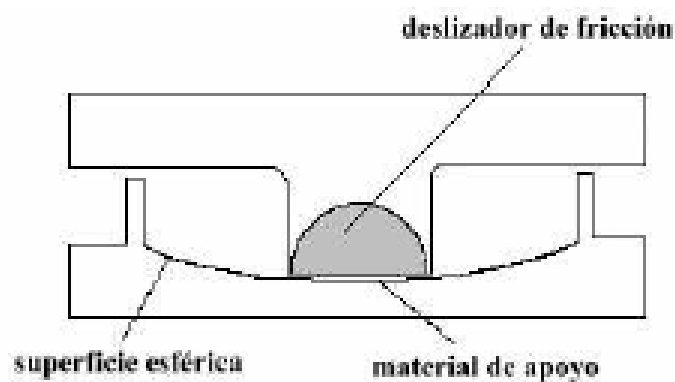


Figura 26 Esquema aliado FPS <https://www.sciencedirect.com/>

Para poder adaptarse diferentes frecuencias y niveles de demanda se diseñan sistemas de varios niveles como el que podemos ver en la siguiente imagen.

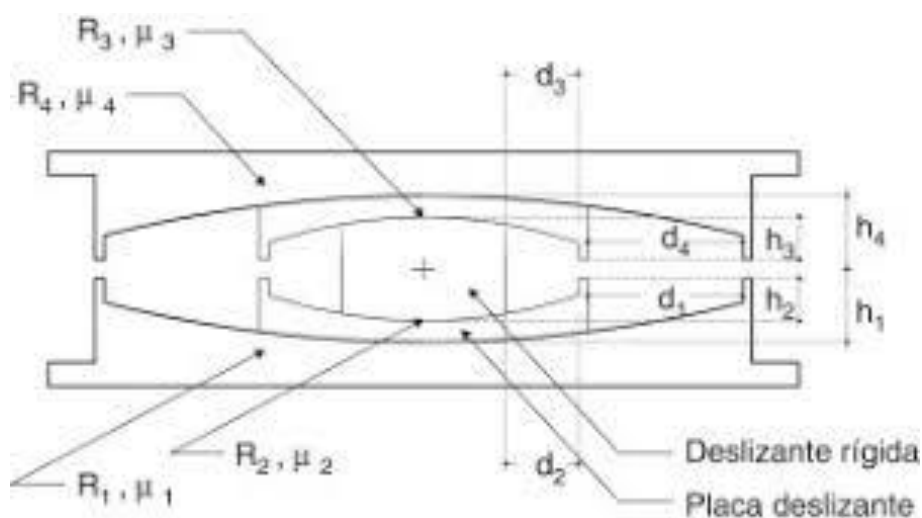


Figura 27 Aislador FPS de varios niveles de actuación <https://www.sciencedirect.com/>

3.4.3.2. Sistema de aislación basal TASS

Este tipo de sistemas separan la transmisión de carga y la aportación de fuerzas restauradoras como se muestra en la figura. Combinan un sistema de péndulo con un sistema de apoyo de goma para aportar amortiguamiento.

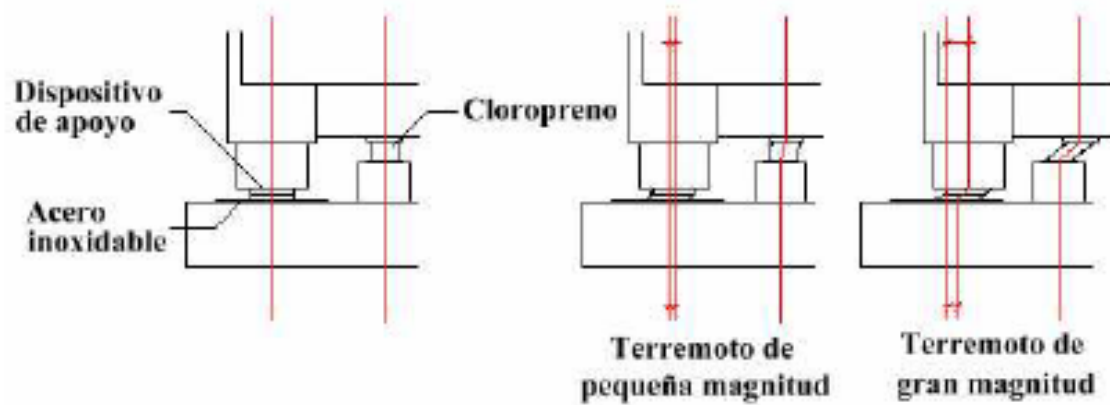


Figura 28 Esquema sistema TASS

4. MODELO DE ANÁLISIS

En este apartado se muestra el modelo que se ha planteado para la familiarización con los modelos de análisis dinámicos propuestos en el capítulo III de la normativa NCSE-02.

Esta normativa establece como debe modelizarse la estructura para la realización del análisis dinámico además de pautas de diseño que las estructuras diseñadas en base a esta normativa deben cumplir.

“Se establecerá un modelo discreto, en general tridimensional, que considere los grados de libertad que mejor representen el comportamiento de la estructura real.

El modelo de vibración de los edificios de pisos con soportes continuos hasta la cimentación y con forjados suficientemente rígidos en su plano puede analizarse, en cuanto a los movimientos en ese plano, con sólo tres grados de libertad por planta, suponiendo en ésta los movimientos del sólido rígido en su plano: dos traslaciones y una rotación.

Si el edificio es de planta regular y con excentricidad de masas respecto al centro de torsión inferior al 10% de la dimensión en planta, el modelo de vibración en cada una de las dimensiones principales puede analizarse mediante dos modelos planos ortogonales independientes, reduciendo el movimiento horizontal a un solo grado de libertad por planta.”

Por lo tanto, en base a las recomendaciones establecidas, decidimos realizar un modelo simétrico a fin de evitar excentricidades de las masas respecto al centro de torsión y para favorecer la homogeneidad de rigideces en la estructura. Estos aspectos simplifican el proceso de cálculo ya que nos permiten realizar un modelo como un pórtico plano con un grado de libertad.

La estructura pretende representar un edificio de viviendas constituido por cuatro plantas. Decidimos establecer este número de plantas para garantizar los criterios de aplicación del cálculo simplificados que establece la normativa.

La planta de la estructura es cuadrada y está formada por dos planos ortogonales como los que se aprecian en la siguiente imagen.

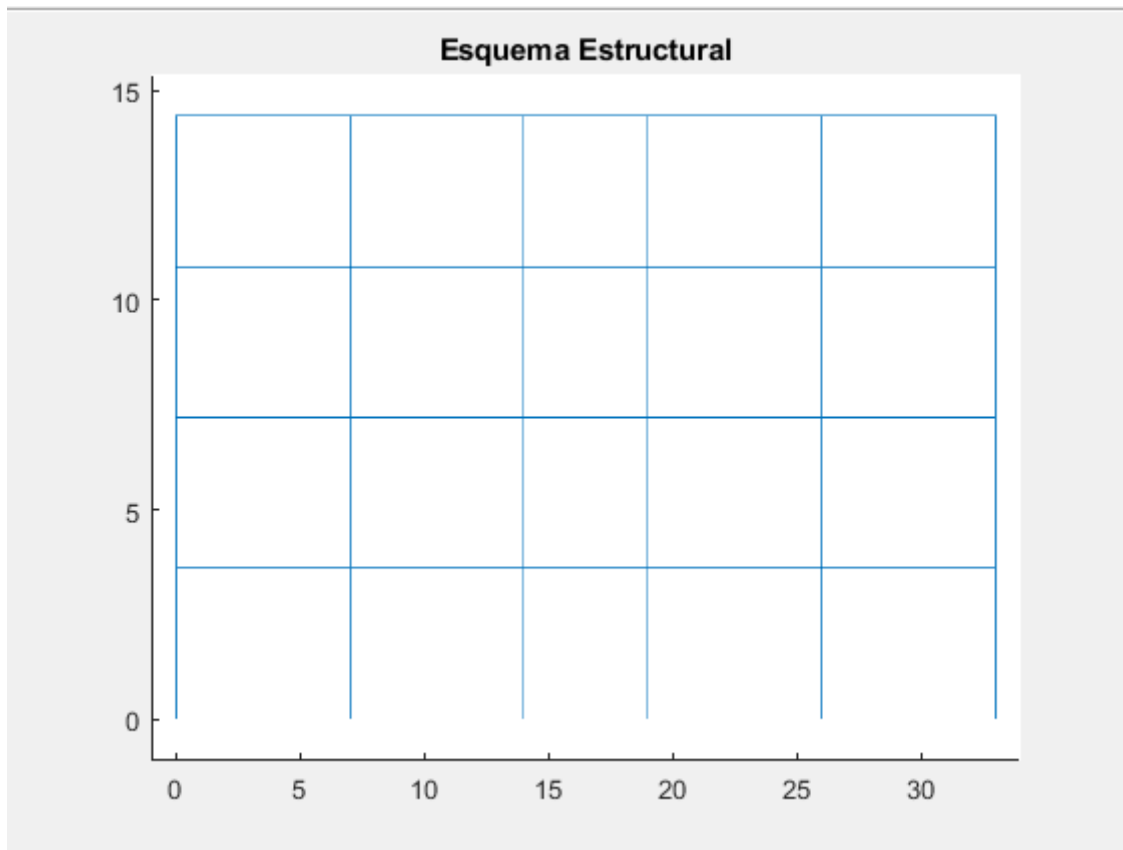


Figura 29 Pórtico de Cálculo

El pórtico está compuesto por 4 vanos laterales de 7 metros y un pórtico central de 5 metros. La altura de cada piso es de 3,6 metros. Las columnas y vigas son todas iguales con una sección de 0.45mx0.45m

El material que compone la estructura es hormigón armado HA-30. Los apoyos están empotrados a nivel del suelo, no se considerará la influencia de la cimentación de la estructura. A efectos de cálculo, se considera que la losa es lo suficientemente rígida para poder realizar el análisis dinámico a partir del análisis con un grado de libertad.

5. ANÁLISIS DINÁMICO

Para la aplicación del método del cálculo mediante el espectro de respuesta establecido en la normativa NCSE-02 realizaremos un análisis modal de la estructura. Para ello, haremos uso del programa CEINCI-LAB desarrollado por el profesor Roberto Aguiar, cuyo trabajo puede encontrarse en la plataforma Researchgate.net.

Este programa se trata de un conjunto de funciones ejecutables con MATLAB. A través de su libro de Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB donde enseña cómo utilizar el programa, y algunos ejemplos de cálculo a los que pudimos acceder a través del portal de recursos de la Universidad Eloy Alfaro de Manabí, Ecuador, desarrollamos dos programas para obtener los periodos y modos de vibración de la estructura con y sin disipadores. Los programas desarrollados pueden encontrarse anexos a este informe.

En los anexos, además, se han incluido los apartados 2 y 3 de la normativa NCSE-02 para aclarar el procedimiento de cálculo, establecer los parámetros del sistema y permitir establecer las referencias a partir de las que se han obtenido los datos numéricos utilizados para el análisis de nuestro sistema.

5.1. Propiedades dinámicas de la estructura:

Tras modelizar nuestro pórtico con la ayuda de los programas CEINCI-LAB, en la tabla 1 podemos ver los valores obtenidos.

Tabla 1 Propiedades dinámicas de la estructura.

Periodos de vibración T_i (s)	Coeficiente s de forma				Frecuencias w_i (1/s)
2.7238	0,006	0,0169	0,0234	0,0188	2,3068
0,8585	0,0143	0,0225	-0,0017	-0,0226	7,3187
0,4812	0,0209	0,0028	-0,0216	0,0177	13,0582
0,3427	0,0246	-0,0217	0,0151	-0,0072	18,3369

5.2. Aceleración sísmica de cálculo.

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 2.12 \text{ m/s}^2 \quad (5.1)$$

donde:

a_b Aceleración sísmica básica,

ρ Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción. ($\rho = 1$).

S Coeficiente de amplificación del terreno. ($S = 1.205$) Para $0,1g < \rho \cdot a_b < 0,4g$ toma el valor:

$$S = \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) \quad (5.2)$$

5.3. Espectro de respuesta elástica.

La norma NCSE 02 establece un espectro normalizado de respuesta elástica definido por los siguientes valores:

$$\text{Si } T < T_A \quad \alpha(T) = 1 + 1,5 \cdot T/T_A$$

$$\text{Si } T_A \leq T \leq T_B \quad \alpha(T) = 2,5 \quad (5.3)$$

$$\text{Si } T > T_B \quad \alpha(T) = K \cdot C/T$$

Siendo:

$\alpha(T)$ Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.

T Período propio del oscilador en segundos.

K Coeficiente de contribución.

C Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación.

$$T_A = K \cdot C/10 = 0.16 \text{ s} \quad (5.4)$$

$$T_B = K \cdot C/2,5 = 0.64 \text{ s} \quad (5.5)$$

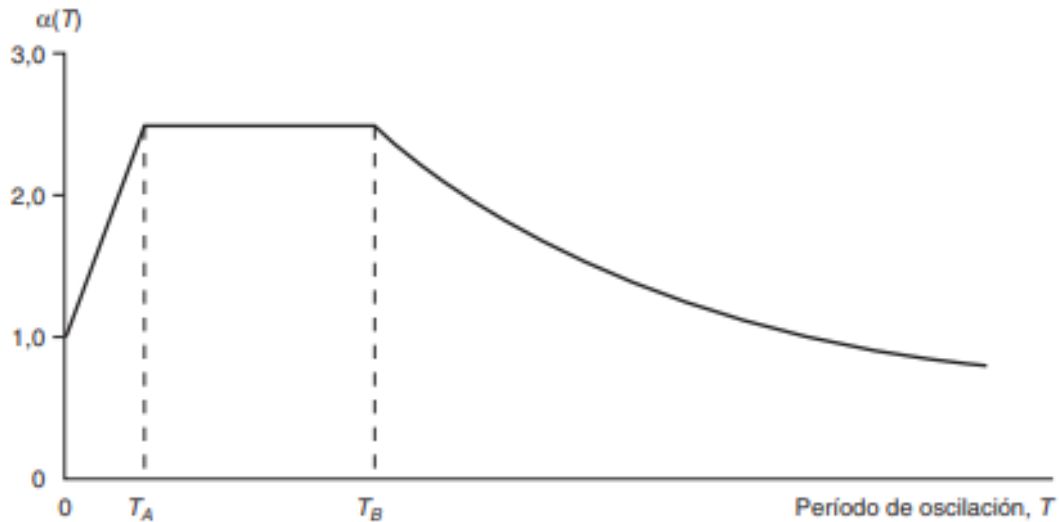


Figura 30 Espectro elástico de respuesta NCSE-02

En el Anejo 1 de la normativa NCSE-02 puede encontrarse un listado con los valores de a_b y K para los distintos municipios a nivel nacional. Elegimos el municipio de Fuente Vaqueros, Granada, por lo que los valores de la aceleración básica y el coeficiente de contribución serán los siguientes:

$$a_b = 0.23g$$

$$K = 1$$

El valor de la variable C también se determinó a partir de la normativa NCSE-02:

$$C = 1,6$$

5.4. Desplazamientos modales máximos

“Para cada dirección en que se considera la acción sísmica, los desplazamientos máximos equivalentes $u_{ij,máx}$ para el modo de vibración i , correspondiente a cada grado de libertad j , supuesto en el modelo lineal equivalente de la estructura, vienen dados por:

$$u_{ij,máx} = a_{ij,máx}/w_i^2 \quad (5.6)$$

donde:

$$a_{ij,máx} = \alpha_i \cdot \eta_{ij} \cdot a_c \quad (5.7)$$

siendo:

$a_{ij,m\acute{a}x}$ Componente del vector aceleración asociado al modo de vibración i , correspondiente al grado de libertad j .

w_i Frecuencia propia del modo de vibración i .

α_i Coeficiente de valor:

$$\begin{aligned}\alpha_i &= \alpha(T_i) \cdot \beta \text{ si } T_i \geq T_A \\ \alpha_i &= 1 + (2,5\beta - 1) \text{ si } T_i \leq T_A\end{aligned}\tag{5.8}$$

β Coeficiente de respuesta de valor: $\beta = v/\mu$. Obtenido a partir de valores habituales en estructuras reales.

v Coeficiente, dependiente del amortiguamiento.

μ Coeficiente de comportamiento por ductilidad en la dirección o en el elemento analizado que depende fundamentalmente de la organización y materiales de la estructura, y además de detalles de proyecto y construcción.

η_{ij} Factor de distribución del modo de vibración i , correspondiente a la masa m , en el grado de libertad j .

a_c Aceleración sísmica de cálculo.

El desplazamiento máximo, para cada modo y cada planta, se calculará multiplicando el desplazamiento máximo equivalente, calculado por el procedimiento anterior, por el coeficiente de comportamiento por ductilidad μ ."

A falta de un modelo real, nos basamos en los valores habituales presentes en la normativa para obtener el valor de β . En la tabla 2 podemos encontrar los valores habituales para esta variable.

El valor de los factores de distribución para cada modo de vibración se obtuvo a partir de la siguiente expresión:

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}^2} \quad (5.9)$$

Tabla 2 Valores del coeficiente de respuesta β

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
Hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipo similares	Compartimentada	6	—	—	0,46	0,93

Para realizar el dimensionado de los dispositivos, a partir del método simplificado de cálculo que se expone en la normativa NCSE-02, establecidos estos parámetros, y con los valores de la tabla 1, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 3 Resultados para la estructura sin reforzar

Modo de vibración	Componente de aceleración [m/s ²]	Desplazamientos [m]	Fuerzas [KN]	Cortantes [KN]
1	0,147702966	0,019696789	82,0655402	911,480998
	0,35659716	0,047553677	198,129661	829,415457
	0,523290507	0,069782911	290,746485	631,285796
	0,620352456	0,082726516	340,539311	340,539311
2	0,487474887	0,006387735	270,846897	372,73346
	0,663641555	0,008696174	368,727211	101,886562
	0,113422375	0,001486255	63,0188325	-266,84065
	-0,600897262	-0,00787399	-329,85948	-329,85948
3	0,393689227	0,001592715	218,738459	109,749965
	-0,055254628	-0,000223539	-30,700135	-108,98849

	-0,368824644	-0,001492122	-204,9234	-78,288359
	0,230688073	0,000933275	126,635039	126,635039
4	0,206636288	0,000418952	114,809602	45,6932111
	-0,245995582	-0,000498752	-136,6781	-69,11639
	0,19053476	0,000386306	105,863399	67,5617066
	-0,069773292	-0,000141464	-38,301692	-38,301692

Combinando los resultados obtenidos a partir del análisis modal como se detalla en la normativa, se obtienen los siguientes desplazamientos por planta.

Tabla 4 Desplazamientos combinados.

Piso	Desplazamientos [m]
1	0,020772071
2	0,048345366
3	0,069815753
4	0,083105759

En la tabla 4, podemos observar que el desplazamiento del piso superior es de 8cm, el CTE indica que el desplazamiento máximo debe ser inferior a $L/500$, en este caso el desplazamiento máximo deber inferior a 2.8cm.

A través del EHE-08, calculamos la contribución a cortante del hormigón a través de la siguiente expresión, no se tiene en cuenta la contribución de la armadura ya que se desconoce.

$$V_{cu} = \max \left\{ \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} ; \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\xi^3 \cdot f_{ck}} \right\} \cdot b_0 \cdot d \quad (5.10)$$

Un ejemplo de cálculo fue obtenido en el libro Apuntes de Hormigón Armado, de Francisco de Borja, José Antonio López y Luis Bañón. Implementando las características de la estructura, obtuvimos una capacidad cortante para las columnas de 119,68 kN.

Considerando que cada piso tiene 36 columna, la estructura aguantara perfectamente el cortante, sin embargo, debido a su desplazamiento, decidimos realizar un reforzamiento de la estructura.

6. REFORZAMIENTO SÍSMICO

Para el reforzamiento de la estructura, se decidió incorporar a esta un conjunto de disipadores de energía de tipo TADAS.

Como se ha visto en el capítulo 3, este tipo de sistema se trata de un sistema de control pasivo cuya finalidad es la de aportar rigidez y amortiguamiento a la estructura. El sistema disipa energía a través de la deformación plástica de láminas de acero debida al movimiento relativo entre los pisos, por ello, estos disipadores tienen asociados a ellos unas curvas de tensión deformación que siguen ciclos de histerias como el que se puede apreciar en la siguiente imagen. El área bajo la curva durante el ciclo de histéresis permite obtener los niveles de energía disipada. En el informe de Roberto Aguiar “Análisis Sísmico de Estructuras con Disipadores de Energía ADAS o TADAS” se detalla el funcionamiento de este tipo de disipadores y los fundamentos teóricos que siguen. Por ello, en el anexo se ha incluido el segundo capítulo de su proyecto. A partir de este proyecto fuimos capaces de proceder al dimensionado del dispositivo.

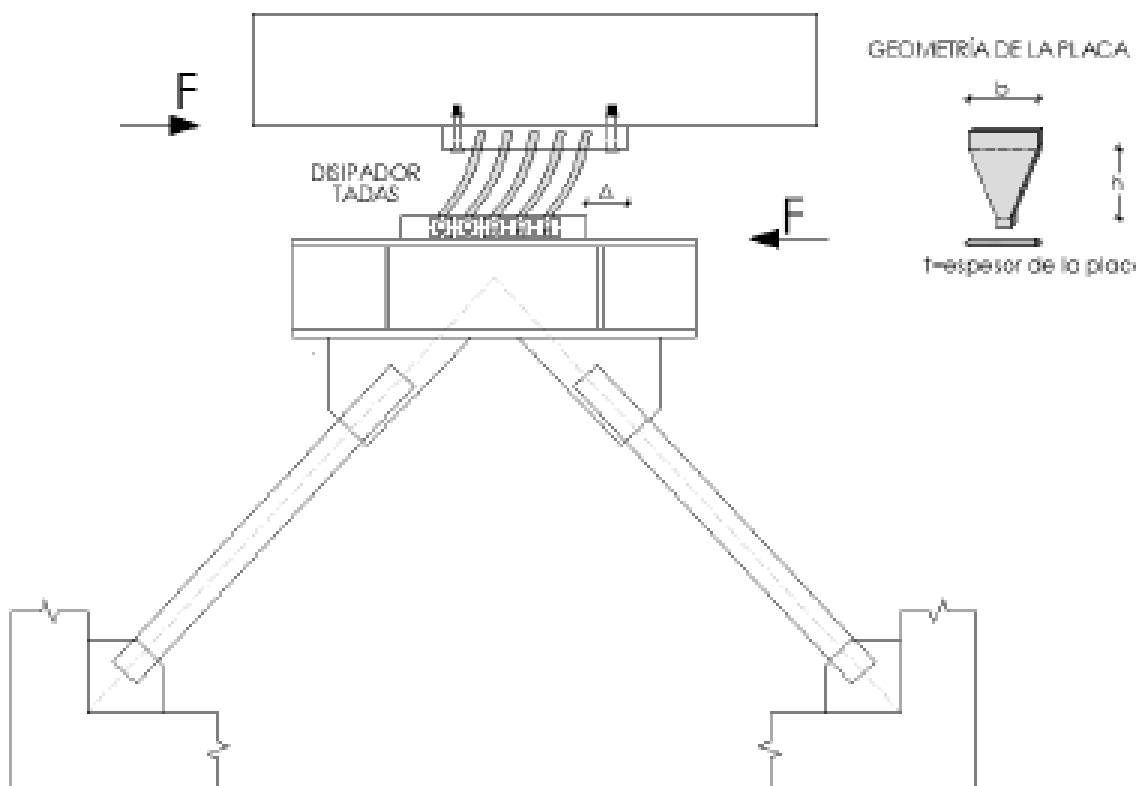


Figura 31 Funcionamiento dispositivo TADAS (Aguiar, 2016)

Los dispositivos TADAS cumplen las siguientes características, el lado superior esta empotrado en la viga y el otro lado se encuentra articulado, permitiendo un desplazamiento vertical a lo largo de los agujeros ovalados de la placa. El movimiento relativo entre piso induce un estado tensional en las placas del dispositivo que las lleva a plastificar, es lo que da origen a la disipación de energía.

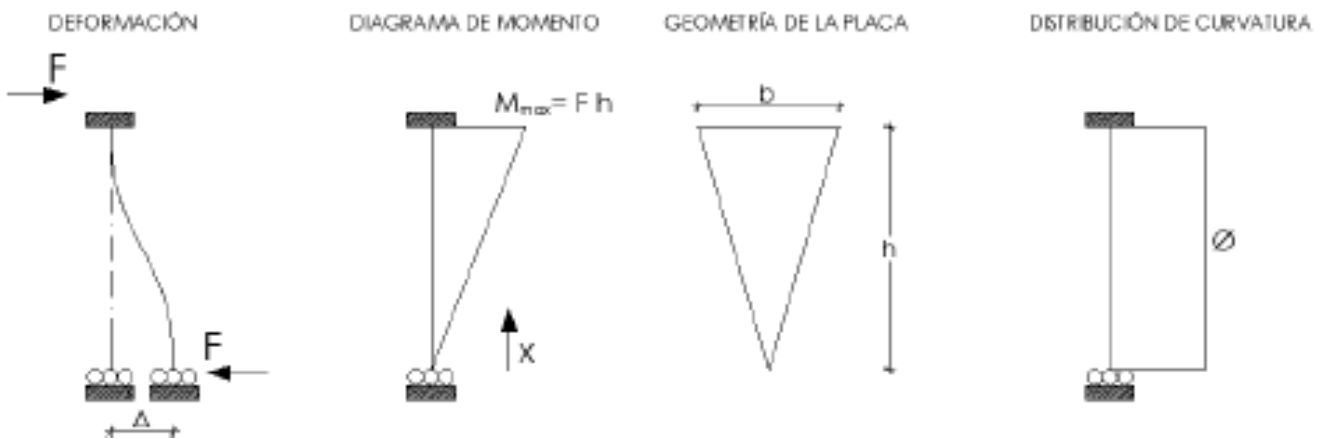


Figura 32 Diagramas de deformación, momentos y curvatura (Aguilar, 2016)

En la figura siguiente puede observarse la curvatura y el diagrama de momentos que induce el desplazamiento. Como puede apreciarse, la geometría de la placa conduce a que la curvatura a lo largo de ella sea constante, de esta manera, cuando el estado tensional induce la plastificación de la placa, esta plastificación se produce en toda la placa al mismo tiempo.

Como se mencionó en el primer apartado, estos dispositivos muestran un comportamiento inelástico, lo cual provoca que la curva de fuerza desplazamiento no presente un comportamiento lineal, por el contrario, presentan una forma como la que podemos apreciar en la siguiente imagen.

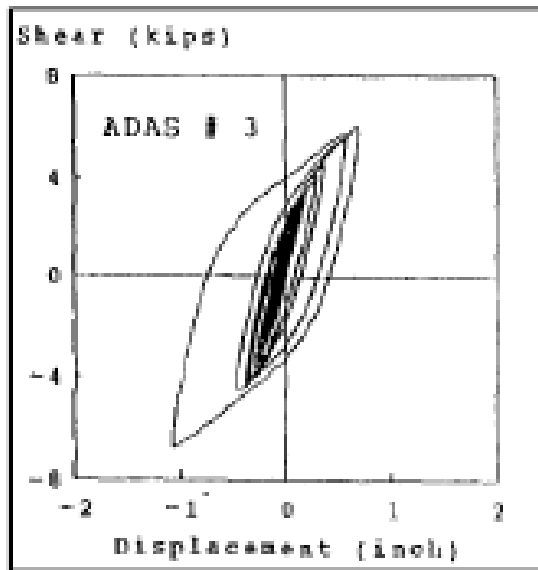


Figura 32 Diagrama de histéresis sistemas ADAS (Aguiar, 2016)

Como se puede observar, la relación entre fuerza y desplazamiento presenta un ciclo de histéresis que se puede modelizar como se aprecia en la figura

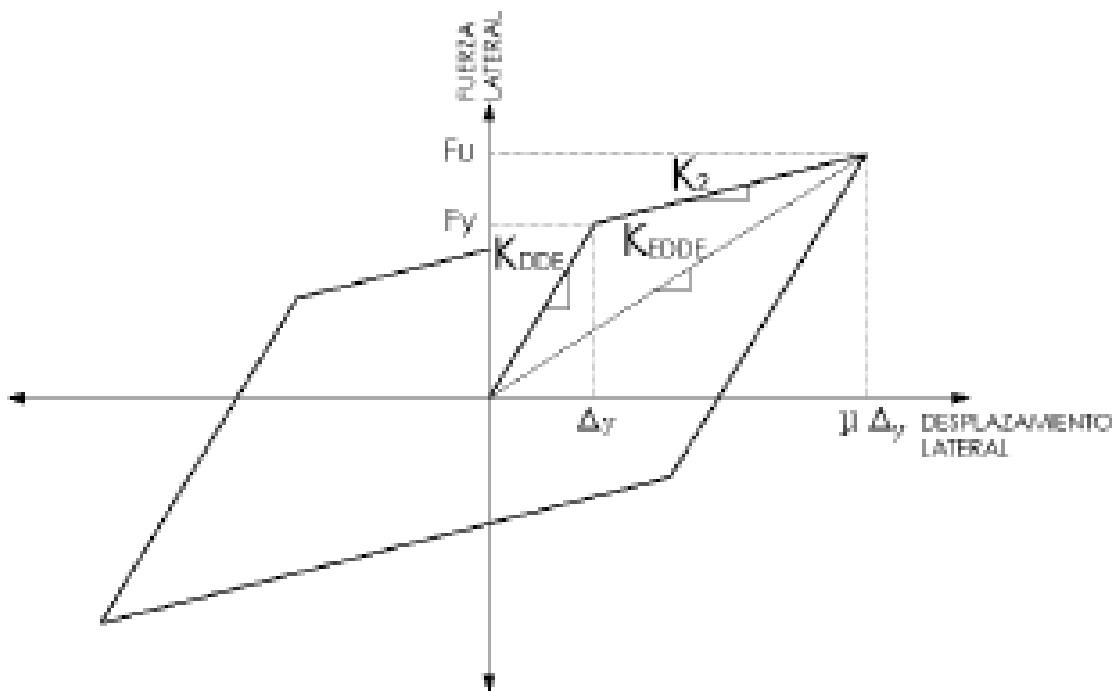


Figura 33 Modelización diagramas de histéresis (Aguiar, 2016)

Podemos encontrar las expresiones que determinan las expresiones notables de este diagrama en el anexo. Estas mismas expresiones se utilizarán en el siguiente epígrafe para la obtención del amortiguamiento equivalente de dispositivo.

6.1. Dimensionamiento de los disipadores.

Como se ha mencionado anteriormente, el dimensionamiento de los disipadores se realizó a través de las ayudas de cálculo presentes en el documento de investigación llevado a cabo por Roberto Aguiar y que se ha incluido en el anexo para ayudar a la comprensión de los cálculos realizados en este informe.

En el capítulo anterior se obtuvieron los cortantes a los que está sometido cada piso y, como se vio, aunque la estructura tiene capacidad suficiente para aguantar el cortante, los desplazamientos superan las limitaciones establecidas por el CTE. A través de las ayudas de cálculo ya mencionadas y el análisis de los resultados obtenidos a través de la modelización de la estructura con MATLAB, se decidió establecer el modelo que se puede observar en la Figura 34 como sistema de reforzamiento de la estructura.

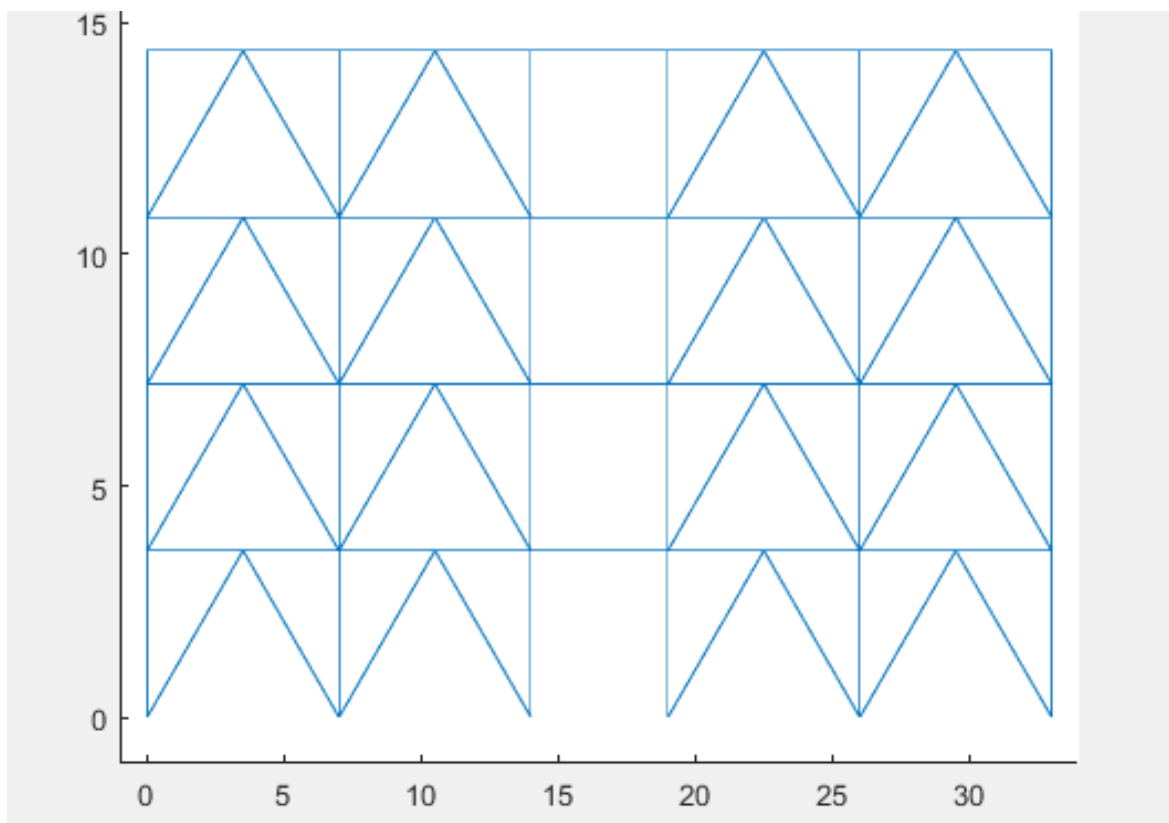


Figura 34 Pórtico reforzado.

Como se ve, la estructura ha sido reforzada con un sistema formado por diagonales de acero y dispositivos TADAS. Las diagonales tienen un diámetro de 30mm, y, al igual que

los disipadores, esta construida en acero con un limite de fluencia de 3200 kg/cm² y módulo de elasticidad de 2100000kg/cm²

Todos los dispositivos TADAS son iguales y están compuestos por 10 láminas de 2cm de espesor, 15cm de altura y 10cm de base.

6.2. Propiedades dinámicas de la estructura reforzada.

Al igual que en el capítulo 5, utilizamos el programa de CEINCI-LAB para el análisis de las propiedades dinámicas de la estructura. El programa calcula la matriz de rigidez de la estructura a partir de la obtención de rigideces equivalentes tanto para el dispositivo como para las diagonales de acero, después, suma la contribución del sistema a la matriz de rigidez de la estructura original.

6.2.1. Modificación del espectro de respuesta.

Debido a la implementación de los dispositivos TADAS, la estructura adquiere un nivel de amortiguamiento adicional por lo que el espectro de respuesta elástica definido en la normativa NCSE-02, que está diseñado para un amortiguamiento del 5%, debe ser corregido multiplicando los valores del espectro para periodos superiores a T_a por el siguiente valor:

$$v = \left(\frac{5}{\Omega}\right)^{0.4} \quad (6.1)$$

Donde Ω representa el amortiguamiento en tanto por ciento en función del crítico.

Para obtener el amortiguamiento que aportan los dispositivos al sistema utilizamos la siguiente fórmula.

$$\xi_{eq} = \frac{2 \Delta_y (K_{DDE} - K_2)(\mu \Delta_y - \Delta_y)}{\pi K_{DDE} (\mu \Delta_y)^2} \quad (6.2)$$

Todos los parámetros de la anterior expresión se encuentran en el anexo, utilizamos 3 para el valor μ de la ductilidad del acero. Obtuvimos un amortiguamiento del 20.7%. Tras la corrección del espectro de respuesta, los resultados obtenidos para el análisis son los siguientes:

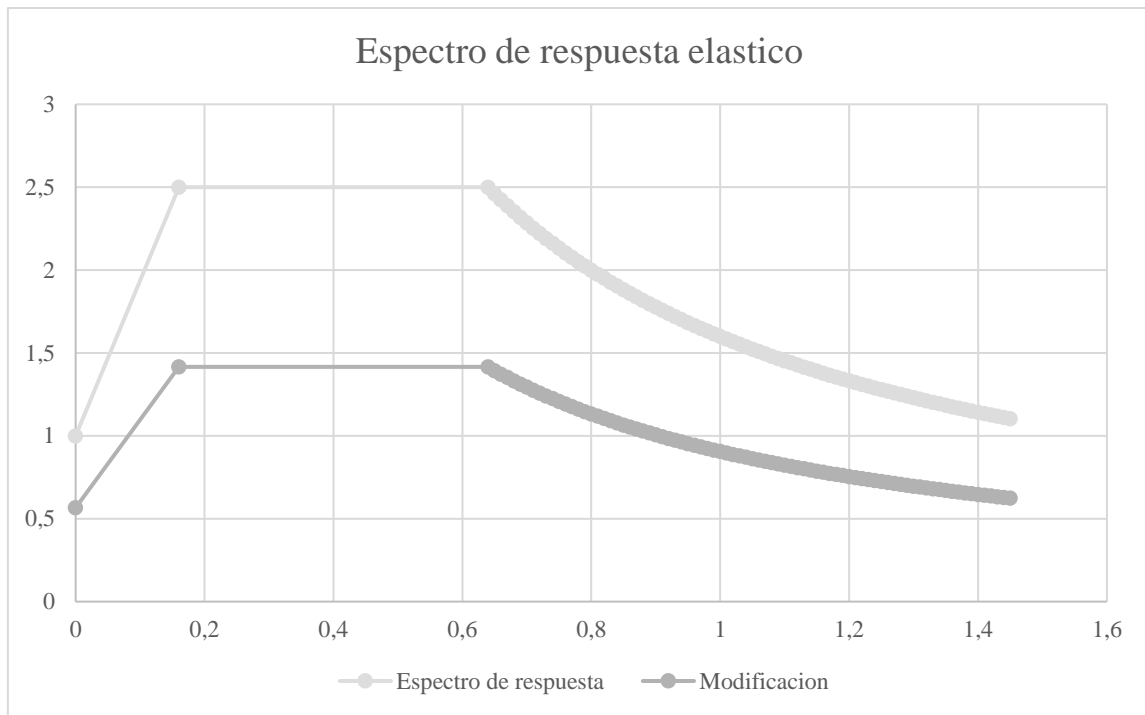


Figura 35 Espectro de respuesta elástico para el sistema.

Tabla 5 Propiedades dinámicas para la estructura reforzada.

Periodos de vibración T_i (s)	Coeficiente s de forma				Frecuencias w_i (1/s)
0,9073	-0,0083	0,0256	-0,0313	0,0098	6,9248
0,2892	-0,0186	0,0254	0,0192	-0,021	21,7279
0,187	-0,025	-0,0031	0,0139	0,0312	33,5949
0,1475	-0,0277	-0,0222	-0,0163	-0,0172	42,5855

Al igual que el capítulo 5, tras la obtención de las propiedades dinámicas de la estructura, se procedió a realizar el cálculo de los desplazamientos a través del análisis propuesto en la normativa al en la tabla 6 podemos observar los resultados obtenidos para la estructura reforzada.

Tabla 6 Resultados para la estructura reforzada.

Modo de vibración	Componente de aceleración [m/s ²]	Desplazamientos [m]	Fuerzas [KN]	Cortantes [KN]
1	0,256621566	0,005358966	142,5820215	1361,70317
	0,575079654	0,012009248	319,5211566	1219,121149
	0,772956524	0,016141462	429,4639202	899,5999919
	0,856435829	0,01788474	470,1360717	470,1360717
2	0,367750776	0,000778965	204,3267444	207,2510963
	0,364877723	0,00077288	202,7304417	2,924351904
	-0,044532321	-9,43278E-05	-24,7426917	-199,8060898
	-0,318908876	-0,000675509	-175,0633981	-175,0633981
3	0,246735294	0,000218617	137,0890899	62,65105811
	-0,151352001	-0,000134104	-84,09298806	-74,4380318
	-0,109572542	-9,70856E-05	-60,87981948	9,654956259
	0,128491543	0,000113849	70,53477574	70,53477574
4	0,028681066	1,58151E-05	15,93554424	4,888622936
	-0,061459426	-3,38895E-05	-34,14759481	-11,04692131
	0,091311148	5,03501E-05	50,73356943	23,1006735
	-0,050338197	-2,77571E-05	-27,63289593	-27,63289593

Tabla 7 Desplazamientos combinados.

Piso	Desplazamientos [m]
1	0,005419718
2	0,012034887
3	0,016142108
4	0,017897876

7. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Tabla 8 Comparación de resultados.

Piso	Estructura reforzada		Estructura sin reforzar	
	Desplazamientos [m]	Frecuencias [1/s]	Desplazamientos [m]	Frecuencias [1/s]
1	0,005419718	6,92	0,020772071	2,7384
2	0,012034887	21,7279	0,048345366	8,7358
3	0,016142108	33,5949	0,069815753	15,722
4	0,017897876	42,5855	0,083105759	22,2086

En la tabla 6 se muestran los resultados de los valores de desplazamientos y frecuencias naturales de la estructura. Como se puede observar, el reforzamiento de la estructura provoca un aumento considerable en el valor de las frecuencias naturales del sistema.

Al incrementar estas frecuencias naturales, conseguimos que los desplazamientos de las estructuras se mantengan dentro de los márgenes que determina el CTE.

8. CONCLUSIONES

Como se menciona al principio del informe, la dinámica de estructuras abarca numerosas ramas de la ingeniería, esto me ha permitido ver en que puntos soy más fuerte como ingeniero en esta materia, pero, sobre todo, me ha mostrado puntos que tengo que pulir como profesional.

En un aspecto general, se han cumplido los objetivos marcados al comienzo de informe: introdujimos aspectos fundamentales de la Dinámica de Estructuras, realizamos una investigación sobre los distintos tipos de sistemas de control y realizamos el reforzamiento de una estructura de pisos.

Hemos podido comprobar la eficacia de estos sistemas a la hora de modificar las frecuencias naturales de los sistemas alejándolos así de las frecuencias de excitación a las que se espera que la estructura se pueda ver sometida.

BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, Roberto. (2012). Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB. Eduardo: Centro de investigaciones científicas, escuela politécnica del ejército.

Aguiar, Roberto & Mora, Edgar & Rodríguez, Michael. (2016). CEINCI-LAB un software libre para hallar la curva de capacidad sísmica de pórticos con disipadores ADAS o TADAS. Revista ingeniería de construcción.

Aguiar, Roberto & Rodríguez, Michael & Mora, Edgar. (2016). Análisis Sísmico de Estructuras con Disipadores de Energía ADAS o TADAS.

Aguiar, Roberto. (2017). Introducción al diseño de estructuras con disipadores de energía.

Alamycom. (2019). Alamycom. Retrieved 23 September, 2019, from <https://c8.alamy.com/compes/cn6e9g/amortiguador-de-masa-sintonizado-pendulo-pesa-660-toneladas-encima-de-taipei-101-rascacielos-taipei-taiwan-jmh5730-cn6e9g.jpg>

Avilés, Raúl (2001) Dispositivos para el control de vibraciones. Tesis ing. Civil en obras civiles. Valdivia. Universidad Austral de Chile.

Carreterosorg. (2019). Carreterosorg. Retrieved 23 September, 2019, from <http://www.carreteros.org/normativa/ehe/apartados/44.htm>

Chopra, A. .K. (2014). Dinámica de Estructuras. (4ªed.). México: Pearson.

Construmaticacom. (2019). Construmaticacom. Retrieved 23 September, 2019, from https://www.construmatica.com/construpedia/Guía_EHE_-_El_Hormigón

Estructurandonet. (2019). Estructurandonet. Retrieved 23 September, 2019, from <http://estructurando.net/2019/06/18/los-modulos-de-elasticidad-del-hormigon/>

Euston96com. (2018). Euston96. Retrieved 23 September, 2019, from <https://www.euston96.com/modulo-de-young/>

Fomentogobes. (2019). Fomentogobes. Retrieved 23 September, 2019, from <https://www.fomento.gob.es/MFOM.CP.Web/handlers/pdfhandler.ashx?idpub=BN0222>

Gatica, Víctor (2012) respuesta sísmica de un edificio de estructura metálica con aisladores. alternativas de diseño. Trabajo fin de máster universitario en ingeniería de las estructuras, cimentaciones y materiales.

Gstaticcom. (2019). Gstaticcom. Retrieved 23 September, 2019, from https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcTX0g8BUb4y6K9kn_YIKHFRG_Ks-iW9WA_agMuhP3IMXTFG7B11xw

Ingmecuales. (2019). Ingmecuales. Retrieved 23 September, 2019, from http://ingmec.ual.es/~jlblanco/papers/blanco2012calculo_matricial_estructuras.pdf

Instituto geográfico nacional. (2019). Geoportal oficial del Instituto Geográfico Nacional de España. Retrieved 23 September, 2019, from <https://www.ign.es/web/sis-norma-sismorresistente>

Leiva González, Pablo & Aguiar, Roberto. (2017). análisis no lineal del aislador de triple péndulo de fricción mediante el modelo tri- lineal.

López, Gloria (2013) Análisis de acciones sísmicas y propuestas para su diseño. Proyecto fin de curso Ingeniería de Edificación.

Scieloorgco. (2019). Scieloorgco. Retrieved 23 September, 2019, from <http://www.scielo.org.co/pdf/eia/n6/n6a10.pdf>

Slidesharenet. (2019). Slidesharenet. Retrieved 23 September, 2019, from <https://es.slideshare.net/ronaldpurca3/modelos-de-histeresis-drotani-traduccin-personal>

Ugeduec. (2019). Ugeduec. Retrieved 23 September, 2019, from http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/19908/1/SALTOS_LUIS_TRABAJO_TITULACION_ESTRUCTURAS_ENERO_2017.pdf

Wordpresscom. (2013). Xfma. Retrieved 23 September, 2019, from <https://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>

ANEXO A

Programa pórtico sin reforzar

```
% Calculo de Propiedades Dinámicas de un Pórtico de 4 Pisos con Base
% Empotrada
%1. Cálculo de Matriz de Rigidez
clc;clear
nod=30;np=4;nr=6; %numero de nudos, pisos y nudos restringidos
[CG,ngl]=cg_sismo(nod,np,nr); % Matriz de Coordenadas Generalizadas
GEN=[1 1 7 5 1 1 1; %Elem, NI, NF, Num de Ele, incr elem, incr NI,
incr NF.
    7 7 13 5 1 1 1; 13 13 19 5 1 1 1; 19 19 25 5 1 1 1;
    25 7 8 3 5 6 6; 26 8 9 3 5 6 6; 27 9 10 3 5 6 6;
    28 10 11 3 5 6 6; 29 11 12 3 5 6 6];
[NI,NJ]=gn_portico(GEN); % Vectores de Nudos Inicial y Final
NUDOS=[1 0.0 0.0 4 6 0 3.6; %Nudo, X, Y, Num nud Incr nud, DX, Dy
    2 7 0.0 4 6 0 3.6; 3 14 0.0 4 6 0 3.6; 4 19 0.0 4 6 0 3.6;
    5 26 0.0 4 6 0 3.6; 6 33 0.0 4 6 0 3.6];
[X,Y]=glinea_portico(NUDOS); % Coordenadas de los nudos X, Y
dibujo(X,Y,NI,NJ);
[CG,ngl]=cg_sismo2(nod,nr,Y)
SECCION=[1 0.45 0.45 23 1;%Elem, b,h, Elem a gener, Increm en nume.
    25 0.45 0.45 19 1];
[ELEM]=gelem_portico(SECCION); %Generación de los elementos
[L,seno,coseno]=longitud(X,Y,NI,NJ); %Longitud, seno y coseno de
elementos
E=28577*100; %Módulo de elasticidad del hormigón en kN/m^2
[VC]=vc(NI,NJ,CG); % Matriz que contiene los vectores de colocación
[SS]=krigidez(ngl,ELEM,L,seno,coseno,VC,E); % Matriz de rigidez.
na=4; % Numero de coordenadas principales
Kaa=SS(1:na,1:na);Kab=SS(1:na,na+1:ngl);Kba=Kab';Kbb=SS(na+1:ngl,na+1:
ngl);
K=Kaa-Kab*inv(Kbb)*Kba
KE=6*K; save KE;
% Calculo de la matriz de masas
%se utiliza el volumen de una losa de 33x33x0.2
%con densidad de 2500kg/m2 para el hormigon y una sobrecarga de
%0.5 kN en las tres primeras plantas y una sobrecarga de 0.2 kN en
laultima
m1= 555.612; m2=m1;m3=m1;%masas 3 primeros pisos
m4=548.944; %masa 4° piso
M=[m1 0 0 0; 0 m2 0 0; 0 0 m3 0; 0 0 0 m4] %matriz de masas
ME=M; save ME;
% calculo de las propiedades dinamicas
[T, fi, OM]=orden_eig(KE,M) %periodos, modos y frecuencias de
vibracion
```

ANEXO B

Programa pórtico reforzado

```
% Portico en sentido Longitudinal A
sv =[7;7;5;7;7]; %Ingresar un vector con la logitud de vanos en
(metros)
sp =[3.6;3.6;3.6;3.6]; %Ingresar un vector con la altura de pisos en
(metros)
Eh=28577*100; %Módulo de elasticidad del hormigón en kN/m2
SeccionH=[1 0.45 0.45 23 1;25 0.45 0.45 39 1]; % Secciones del Portico
A
mar=[1;2;4;5;6;7;9;10;11;12;14;15;16;17;19;20]; % Vanos en que se
tiene contravientos
%%
[nv,np,nudt,nudcol,nudvg,nod,nr]=geometria_nudo_viga(sv,sp);
%Nudo, X, Y, Num nud Incr nud, DX, Dy
NUDOS=[1 0.0 0.0 0 0 0 0; 2 7 0.0 0 0 0 0; 3 14 0.0 0 0 0 0;
4 19 0.0 0 0 0 0; 5 26 0.0 0 0 0 0; 6 33 0.0 0 0 0 0;
7 0 3.6 3 11 0 3.6; 8 3.5 3.6 3 11 0 3.6; 9 7 3.6 3 11 0 3.6;
10 10.5 3.6 3 11 0 3.6; 11 14 3.6 3 11 0 3.6; 12 16.5 3.6 3 11 0
3.6;
13 19 3.6 3 11 0 3.6; 14 22.5 3.6 3 11 0 3.6; 15 26 3.6 3 11 0 3.6
16 29.5 3.6 3 11 0 3.6; 17 33 3.6 3 11 0 3.6];
[X,Y]=glinea_portico2(NUDOS);
[NI,NJ]=gn_portico2(nr, nv, nudt, nudcol, nudvg);% Nudos de vig y col
[GEN]=geometria_nudo_diagonales(nv, np, nudt, mar);
[NI2,NJ2]=gn_portico(GEN); % Nudos de las diagonales
[NI,NJ]=gn_portico3(NI,NJ, NI2,NJ2);
dibujo(X,Y,NI,NJ)
%%
[CG,ngl]=cg_sismo2(nod,nr,Y);
[L,seno,coseno]=longitud(X,Y,NI,NJ);
[VC]=vc(NI,NJ,CG);
% Contribucion de Hormigon Armado
[ELEMH]=gelem_portico(SeccionH);
LH=L(1:64);senH=seno(1:64);cosH=coseno(1:64);
VCH=VC(1:64,:);
[KH]=krigidez(ngl,ELEMH,LH,senH,cosH,VCH,Eh);

%% Contribucion de los TADAS: 2 de 10 placas en Piso 1 y 2
% 2 de 6 placas en Piso 3 a 6
% Diagonales de 8'' por 15 mm
diami=25;diame=diami+2*2.5;
adiag=pi*diame^2/4;
VCTADAS=VC(65:96,:);
%...Estructura con disipadores TADAS
b=10;h=15;t=2; % Esta trabajando en cm
fy=3200;alfa=0.02; % alfa es relacion de rigidez post fluencia
% con respecto a elastica.
Est=2100000;% Modulo del acero en kg/cm2
qr=[1.1;1.5;1.1;0.7]; % Corrimientos relativos en cada piso, 1er ciclo
for i=1:4
if i==1
n=40;
[F,Kef(i),Zeda(i)]=rigidez_efectiva_TADAS(n,b,t,h,fy,qr(i),alfa,Est);
else
n=40;
[F,Kef(i),Zeda(i)]=rigidez_efectiva_TADAS(n,b,t,h,fy,qr(i),alfa,Est);
```

```

end
end

H=sp;
for i=1:4
if i==1
hci=45;hcd=45;hdis=15;Lon=700;hv=60;
[Kdiag(i),Keq(i)]=rigidez_equivalente_TADAS(hci,hcd,Lon,hv,H(i),Kef(i)
,adiag,Est);
else
hci=45;hcd=45;hdis=15;Lon=700;hv=45;
[Kdiag(i),Keq(i)]=rigidez_equivalente_TADAS(hci,hcd,Lon,hv,H(i),Kef(i)
,adiag,Est);
end
end
Keq=(Keq/10)*9.8; % Para tener en T/m

ELEMENT=[Keq(1); Keq(1); Keq(1); Keq(1); Keq(1); Keq(1); Keq(1); Keq(1);
Keq(2); Keq(2); Keq(2); Keq(2); Keq(2); Keq(2); Keq(2); Keq(2);
Keq(3); Keq(3); Keq(3); Keq(3); Keq(3); Keq(3); Keq(3); Keq(3);
Keq(4); Keq(4); Keq(4); Keq(4); Keq(4); Keq(4); Keq(4); Keq(4)];
mbr=32 ;senT=seno(65:96);cosT=coseno(65:96);
VCT=VC(65:96,:);
[KTA]=krigidez_tadas(ngl,ELEMENT,senT,cosT,VCT);
KTT=4*KH+2*KTA;na=4;
kaa=KTT(1:na,1:na);kab=KTT(1:na, na+1:ngl);
kba=kab';kbb=KTT(na+1:ngl,na+1:ngl);
KL=kaa-kab*inv(kbb)*kba;
% Matriz de Masas
m1= 555.612; m2=m1;m3=m1;%masas 3 primeros pisos
m4=548.944; %masa 4° piso
Masas= [m1 m2 m3 m4];
M=diag(Masas);
[T,fi,OM]=orden_eig(KL,M)
% Matriz de amortiguamiento tipo Rayleigh
COEF=[1/(2*OM(1)) OM(1)/2;
1/(2*OM(2)) OM(2)/2];
b=[0.207;0.207];
A=COEF\b;
C=A(1)*M+A(2)*KL;
% DIAGONALIZACION DE MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO
CA=fi'*C*fi;
% Factor de amortiguamiento equivalente de la estructura
zedaeq=CA(1,1)/(2*OM(1));
B=(zedaeq/0.05)^0.3;
% Comprobacion
C=inv(fi')*CA*inv(fi)

```


ANEXO C

CAPÍTULO III

CÁLCULO

3.1. Generalidades

El objeto del cálculo sismorresistente es verificar la seguridad de las construcciones ante las acciones sísmicas que puedan actuar sobre ellas durante su período de vida útil.

A tal efecto, la Norma proporciona los criterios para la determinación de:

- las masas del edificio a considerar en el cálculo,
- los períodos y modos de vibración de la estructura.
- la respuesta de la estructura ante las acciones sísmicas resultantes de la aplicación del capítulo 2
- la verificación de la seguridad de la estructura.

En general, los métodos de cálculo que se indican en este capítulo se refieren a edificios.

3.2. Masas que intervienen en el cálculo

A los efectos de los cálculos de las solicitaciones debidas al sismo se considerarán las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes, y una fracción de las restantes masas —siempre que éstas tengan un efecto desfavorable sobre la estructura— de valor:

- para sobrecargas de uso en viviendas, hoteles y residencias: 0,5
- para sobrecargas de uso en edificios públicos, oficinas y comercios: 0,6
- para sobrecargas de uso en locales de aglomeración y espectáculos: 0,6
- para sobrecarga de nieve, siempre que ésta permanezca más de 30 días al año: 0,5
- para sobrecargas de uso en almacenes, archivos, etc.: 1,0
- para sobrecarga de tabiquería: 1,0
- para piscinas o grandes depósitos de agua: 1,0

En las construcciones en que no coinciden el centro de masas y el de torsión, bien por irregularidad geométrica o mecánica, o bien por una distribución no uniforme de las masas, habrá que tener en cuenta el efecto de torsión que se produce.

En todas las construcciones, incluso en las que se prevea que coincidan el centro de masas y el de torsión, se deberá considerar siempre una excentricidad adicional de las masas ó de las fuerzas sísmicas equivalentes en cada planta, no menor de 1/20 de la mayor dimensión de la planta en el sentido perpendicular a la dirección del sismo, a fin de cubrir las irregularidades constructivas y las asimetrías accidentales de sobrecargas.

3.3. Acciones que se consideran en el cálculo

Las que se indican en la *NBE-AE-88: Acciones en la Edificación*, o norma que en cada momento la sustituya.

3.4. Verificación de la seguridad

Se comprobarán los estados límite últimos con las combinaciones de acciones, incluyendo la acción sísmica, que fijen las diferentes instrucciones, normas y reglamentos para cada tipo de material. Se utilizarán los coeficientes de seguridad y simultaneidad establecidos en ellas.

En el caso de que dichos coeficientes no estén fijados expresamente en las citadas instrucciones, normas y reglamentos, para la combinación de la acción sísmica con las restantes acciones se considerará la hipótesis sísmica como una situación accidental, ponderando para el cálculo de los estados límite últimos todas las acciones variables desfavorables y permanentes con coeficientes de mayoración iguales a la unidad, y las variables favorables con cero.

La construcción debe resistir la acción horizontal del sismo en todas las direcciones, lo que obliga a analizarlo en más de una dirección. En general basta hacerlo en dos direcciones ortogonales en planta; en este caso, las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada dirección se combinarán con el 30% de los de la otra. Las solicitaciones verticales y en planta se podrán considerar como casos de carga independientes.

En los edificios no exentos se calcularán también los desplazamientos horizontales debidos a la acción sísmica de cálculo, en las direcciones en que puedan producirse choques con las construcciones colindantes.

Podrá hacerse un estudio específico para considerar la interacción suelo-estructura sin que con ello pueda reducirse la acción sísmica más de un 30% del valor que se obtendría con la construcción supuesta sobre base rígida.

3.5. Métodos de cálculo

Esta Norma establece el análisis de la estructura mediante espectros de respuesta como método de referencia para el cálculo sísmico (apartado 3.6.2). También se permite el estudio dinámico por integración de registros de aceleración (apartado 3.6.1).

La Norma desarrolla además, en el apartado 3.7, un método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación, cuya aplicación se autoriza para los edificios que cumplan las condiciones del apartado 3.5.1.

En todos los casos debe utilizarse un modelo suficientemente representativo de la distribución real de rigideces y masas.

3.5.1. Condiciones para aplicar el método simplificado de cálculo

El método simplificado de cálculo se podrá aplicar en los edificios que cumplan los siguientes requisitos:

1. El número de plantas sobre rasante es inferior a veinte.
2. La altura del edificio sobre rasante es inferior a sesenta metros.
3. Existe regularidad geométrica en planta y en alzado, sin entrantes ni salientes importantes.
4. Dispone de soportes continuos hasta cimentación, uniformemente distribuidos en planta y sin cambios bruscos en su rigidez.
5. Dispone de regularidad mecánica en la distribución de rigideces, resistencias y masas, de modo que los centros de gravedad y de torsión de todas las plantas estén situados, aproximadamente, en la misma vertical.
6. La excentricidad del centro de las masas que intervienen en el cálculo sísmico respecto al de torsión es inferior al 10% de la dimensión en planta del edificio en cada una de las direcciones principales.

Asimismo, se podría aplicar el método simplificado de cálculo a los edificios de pisos de importancia normal (apartado 1.2.2) de hasta cuatro plantas en total.

3.6. Procedimientos generales de cálculo

3.6.1. Estudio dinámico

El estudio dinámico, realizado en el dominio del tiempo o de la frecuencia, debe hacerse a partir de acelerogramas representativos del movimiento del suelo. Para ello, se requiere escalar convenientemente los acelerogramas elegidos —en tiempo y amplitudes— de forma que sean compatibles con la información sísmica del capítulo 2. En concreto lo ha de ser con el espectro de respuesta elástica y con la aceleración sísmica de cálculo.

Pueden utilizarse tanto acelerogramas reales modulados como artificiales, justificando en todo caso su estructura en el dominio del tiempo, su contenido en frecuencias y su duración, de acuerdo con las características del sismo de cálculo.

Los cálculos deberán realizarse a partir de un número representativo de terremotos diferentes, que como mínimo serán 5, adoptando como sollicitación de cálculo el promedio de los valores característicos obtenidos con cada uno.

Para cada terremoto, la respuesta espacial de la estructura se determinará mediante tres acelerogramas independientes actuando en las tres direcciones principales de la estructura con un modelo elástico lineal equivalente o con un modelo no lineal. En ambos casos deberán justificarse debidamente las leyes de comportamiento adoptadas para los materiales.

3.6.2. Análisis mediante espectros de respuesta

Este método utiliza el espectro de respuesta definido en esta Norma y requiere la combinación ponderada de las sollicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la construcción.

3.6.2.1. Modelo de estructura

Se establecerá un modelo discreto, en general tridimensional, que considere los grados de libertad que mejor representen el comportamiento de la estructura real.

El modelo de vibración de los edificios de pisos con soportes continuos hasta la cimentación y con forjados suficientemente rígidos en su plano puede analizarse, en cuanto a los movimientos en ese plano, con sólo tres grados de libertad por planta, suponiendo en ésta los movimientos del sólido rígido en su plano: dos traslaciones y una rotación.

Si el edificio es de planta regular y con excentricidad de masas respecto al centro de torsión inferior al 10% de la dimensión en planta, el modelo de vibración en cada una de las dimensiones principales puede analizarse mediante dos modelos planos ortogonales independientes, reduciendo el movimiento horizontal a un solo grado de libertad por planta.

3.6.2.2. Desplazamientos modales máximos

Para cada dirección en que se considere la acción sísmica, los desplazamientos máximos equivalentes $u_{ij, \text{máx}}$ para el modo de vibración i , correspondiente a cada grado de libertad j , supuesto en el modelo lineal equivalente de la estructura, vienen dados por:

$$u_{ij, \text{máx}} = a_{ij, \text{máx}} / \omega_i^2$$

donde:

$$a_{ij, \text{máx}} = \alpha_i \cdot \eta_{ij} \cdot a_c$$

siendo:

- $a_{ij, \text{máx}}$ Componente del vector aceleración asociado al modo de vibración i , correspondiente al grado de libertad j .
 ω_i Frecuencia propia del modo de vibración i ($\omega_i = 2\pi/T_i$).
 α_i Coeficiente de valor:

$$\alpha_i = \alpha(T_i) \cdot \beta \quad \text{si } T_i \geq T_A$$

$$\alpha_i = 1 + (2,5\beta - 1) \cdot \frac{T_i}{T_A} \quad \text{si } T_i \leq T_A$$

- T_A Período característico del espectro de respuesta definido en 2.3.
 $\alpha(T_i)$ Ordenada del espectro definido en 2.3 —o 2.6 en su caso— para el período T_i del modo considerado.
 β Coeficiente de respuesta de valor: $\beta = v/\mu$.
 v Coeficiente, dependiente del amortiguamiento, definido en 2.5.
 μ Coeficiente de comportamiento por ductilidad en la dirección o en el elemento analizado que depende fundamentalmente de la organización y materiales de la estructura, y además de detalles de proyecto y construcción. En el apartado 3.7.3.1 se recogen valores de μ correspondientes a casos típicos.
 η_{ij} Factor de distribución del modo de vibración i , correspondiente a la masa m , en el grado de libertad j .
 a_c Aceleración sísmica de cálculo, definida en 2.2. expresada en m/s^2 .

El desplazamiento máximo, para cada modo y cada planta, se calculará multiplicando el desplazamiento máximo equivalente, calculado por el procedimiento anterior, por el coeficiente de comportamiento por ductilidad μ .

3.6.2.3. Modos de vibración

3.6.2.3.1. Número mínimo de modos a considerar

En cada caso se considerará el número de modos de vibración con contribución significativa en el resultado, y como mínimo se considerarán:

- tres modos en el caso de modelos planos de estructuras de pisos (Figura 3.1).
- cuatro modos en el caso de modelos espaciales de estructura, dos traslacionales y otros dos rotacionales.
- todos los modos de período superior a T_A (apartado 2.3).

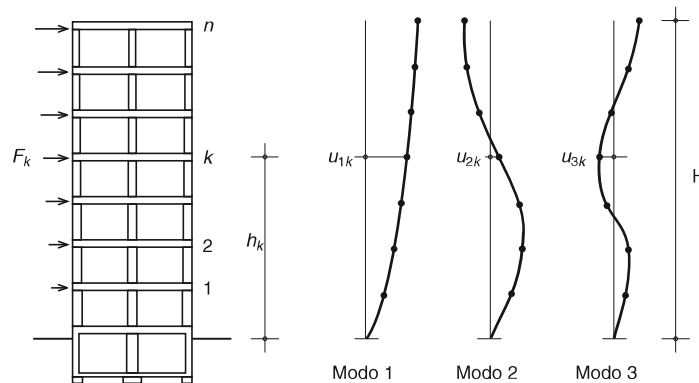


Figura 3.1. Modos de vibración en modelos planos de estructuras de pisos

3.6.2.3.2. Cálculo de las características modales de la construcción

Las características de la construcción (período propio y coeficiente de forma de cada modo de vibración, y amortiguamiento) se determinarán por alguno de los siguientes procedimientos, por orden de preferencia:

- Ensayos sobre construcciones de características iguales o semejantes a las que se considera.
- Ensayos sobre modelos de la construcción considerada.
- Procedimientos teóricos de la Mecánica y de la Elasticidad.
- Fórmulas aproximadas o empíricas, como las indicadas en los epígrafes 3.7.2.2 y 3.7.3.2.

3.6.2.4. **Combinación de los resultados obtenidos para los diferentes modos**

La combinación de los resultados obtenidos en el análisis de los diferentes modos de vibración, debe efectuarse para toda variable asociada a cada grado de libertad supuesto (desplazamientos, sollicitaciones, tensiones, etc.). Si S representa la variable a calcular y S_i su valor en el modo i , la regla de combinación —en la hipótesis de que los períodos de los modos difieren en más de un 10%— es:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^r S_i^2}$$

siendo r el número de modos que suponen una contribución significativa al resultado.

Si existiesen modos de vibración cuyos períodos difieren menos del 10%, puede aplicarse la regla anterior agrupando en una única variable S_j la suma de los valores absolutos de las variables S_i que difieren entre sí menos del 10%.

3.6.2.5. **Cálculo de las sollicitaciones**

El método requiere la combinación ponderada de las sollicitaciones provenientes de cada modo de vibración de la estructura.

La distribución de las sollicitaciones —y consecuentemente de las tensiones— se obtiene a partir de las variables S_i obtenidas de la combinación de modos, de acuerdo con el modelo discreto que traduce la estructura real.

En particular, en edificios de pisos en los que se hayan adoptado tres grados de libertad por planta, las sollicitaciones globales de planta se asignarán a cada elemento en proporción a las componentes utilizadas para la determinación del centro de rotación.

Si se han utilizado dos modelos planos ortogonales, la asignación de las sollicitaciones se hará teniendo en cuenta las torsiones provocadas por la excentricidad de las masas definidas en 3.2.

Deberá considerarse la pertinencia del análisis de los efectos de segundo orden, de acuerdo con la importancia de los desplazamientos obtenidos.

3.7. **Método simplificado de cálculo para los casos más usuales de edificación**

3.7.1. **Modelo de la estructura**

Las construcciones que reúnan los requisitos establecidos en el epígrafe 3.5.1 se podrán asimilar a un modelo unidimensional constituido por un oscilador múltiple con un sólo grado de libertad de desplazamiento por planta. Su análisis se realiza, en este método simplificado, a partir de un sistema de fuerzas horizontales equivalente al de los terremotos.

3.7.2. Modos de vibración

3.7.2.1. Número de modos a considerar

Los modos a considerar en función del período fundamental de la construcción, T_F , serán los siguientes:

1. El primer modo, si $T_F \leq 0,75$ s.
2. El primer y segundo modos, si $0,75 \text{ s} < T_F \leq 1,25$ s.
3. Los tres primeros modos, si $T_F > 1,25$ s.

Para la consideración de los efectos de los distintos modos, se aceptan las siguientes relaciones entre los períodos del modo i , T_i , y del modo fundamental, T_F :

$$T_i = \frac{T_F}{(2i - 1)}$$

3.7.2.2. Cálculo del período fundamental de los edificios

A falta de determinaciones más precisas por cualquiera de los procedimientos relacionados en el apartado 3.6.2.3.2, u otro equivalente, y para edificios (Figura 3.2) que reúnen los requisitos del apartado 3.5.1, el período fundamental T_F , en segundos, puede estimarse de forma aproximada mediante las expresiones:

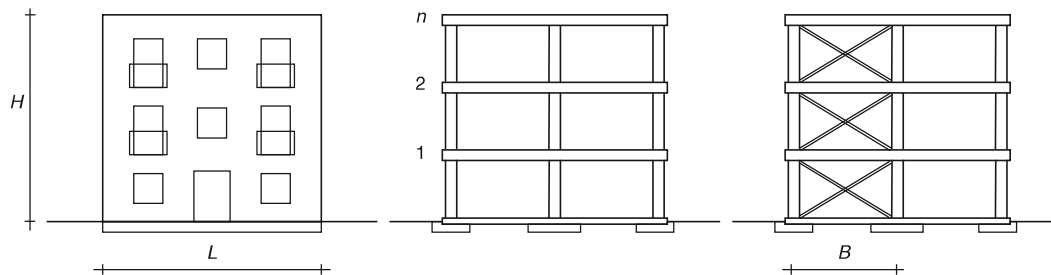


Figura 3.2. Esquema de los diferentes tipos de estructuras

1. Edificios con muros de fábrica de ladrillo o bloques.

$$T_F = 0,06H\sqrt{H/(2L + H)} / \sqrt{L}$$

2. Edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantallas rigidizadoras.

$$T_F = 0,09n$$

3. Edificios con pórticos de hormigón armado con la colaboración de pantallas rigidizadoras.

$$T_F = 0,07n\sqrt{H/(B + H)}$$

4. Edificios de pórticos rígidos de acero laminado.

$$T_F = 0,11n$$

5. Edificios de pórticos de acero laminado con planos triangulados resistentes.

$$T_F = 0,085n\sqrt{H/(B + H)}$$

siendo:

H Altura de la edificación, sobre rasante, en metros.

n Número de plantas sobre rasante.

B Dimensión de las pantallas rigidizadoras, o de los planos triangulados, en el sentido de la oscilación, en metros.

L Dimensión en planta de la edificación, en el sentido de la oscilación, en metros.

Para el resto de los edificios de hasta cuatro plantas puede tomarse, a efectos del cálculo por el método simplificado, $T_F = 0,3$ segundos.

3.7.3. Cálculo de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica estática equivalente, F_{ik} , correspondiente a la planta k y modo de vibración i , viene dada por

$$F_{ik} = s_{ik} \cdot P_k$$

donde:

P_k Peso correspondiente a la masa, m_k , de la planta k , definida en el apartado 3.2.

s_{ik} Coeficiente sísmico adimensional correspondiente a la planta k en el modo i , de valor:

$$s_{ik} = (a_c/g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik}$$

siendo:

a_c Aceleración sísmica de cálculo determinada en el apartado 2.2, expresada en m/s^2 .

g Aceleración de la gravedad, expresada igualmente en m/s^2 .

β Coeficiente de respuesta, definido en el apartado 3.7.3.1.

η_{ik} Factor de distribución correspondiente a la planta k , en el modo i , definido en el apartado 3.7.3.2.

α_i Coeficiente de valor (Figura 3.3):

- Para $T_i \leq T_B$ $\alpha_i = 2,5$
- Para $T_i > T_B$ $\alpha_i = 2,5(T_B/T_i)$

T_i Período del modo considerado.

T_B Período característico del espectro definido en 2.3.

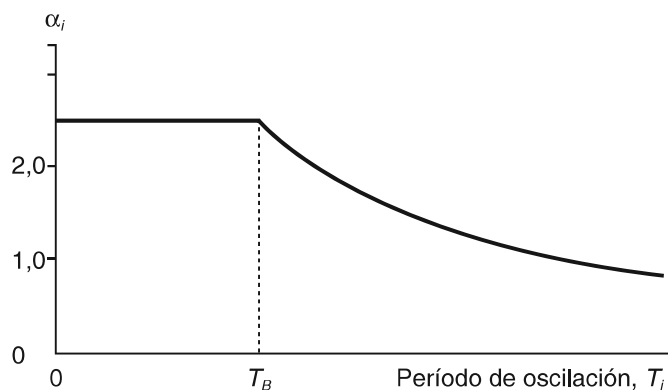


Figura 3.3. Coeficiente α_i para el método simplificado de cálculo

3.7.3.1. Coeficiente de respuesta β

Viene expresado por

$$\beta = \frac{v}{\mu}$$

siendo:

- v Factor de modificación del espectro en función del amortiguamiento, definido en el apartado 2.5.
- μ Coeficiente de comportamiento por ductilidad, definido en el apartado 3.6.2.2.

El coeficiente de comportamiento por ductilidad depende de la organización, material y detalles constructivos.

El proyectista elegirá el coeficiente de comportamiento por ductilidad para cada modelo de cálculo dentro de las limitaciones que se establecen en los párrafos siguientes en función de la organización estructural y de los materiales empleados, y dispondrá los detalles estructurales establecidos en el capítulo 4 que garanticen la ductilidad adoptada.

- a) Para adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 4$ (ductilidad muy alta) han de verificarse las siguientes condiciones:

1. La resistencia a las acciones horizontales debe obtenerse (Figura 3.4.):

- Mediante pórticos planos o espaciales de nudos dúctiles rígidos, o
- Mediante sistemas de rigidización dúctiles especialmente diseñados para disipar energía mediante flexiones o cortantes cíclicos en tramos cortos, como, por ejemplo, los formados por pantallas y vigas de acoplamiento en estructuras de hormigón armado o por triangulaciones metálicas incompletas.

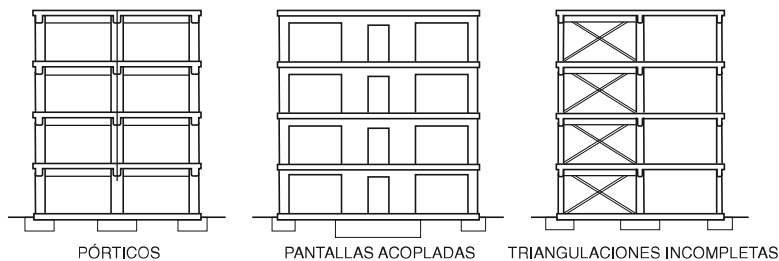


Figura 3.4. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 4$

2. Si existen otros elementos o núcleos de rigidización, su colaboración a la resistencia de las acciones horizontales debe ser escasa. Se considera que se cumple esta condición si soportan menos del 50% de la fuerza sísmica horizontal que actúe sobre el edificio.
3. En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser de canto.
4. El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables con muy alta capacidad de disipación de energía mediante histéresis, repartidos homogéneamente por toda la estructura. Para ello han de cumplirse las prescripciones establecidas en el capítulo 4 para este nivel de ductilidad.

- b) Se puede adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 3$ (ductilidad alta) si se verifican las siguientes condiciones:

1. La resistencia a las acciones horizontales se consigue principalmente (Figura 3.5):
 - Mediante pantallas no acopladas de hormigón armado, o
 - Mediante diagonales metálicas a tracción (en cruz de San Andrés o equivalente).
2. En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser de canto.
3. El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables con alta capacidad de disipación de energía mediante histéresis, repartidos homogéneamente por toda la estructura. Para ello han de cumplirse las prescripciones establecidas en el capítulo 4 para este nivel de ductilidad.

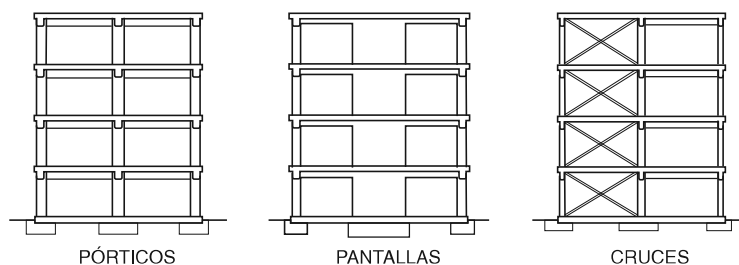


Figura 3.5. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 3$

- c) Se podrá adoptar un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$ (ductilidad baja), si la estructura posee los soportes de acero u hormigón con núcleos, muros o pantallas verticales de hormigón armado, pero no satisface los requisitos anteriores en cuanto a tipo y detalles estructurales. En particular, se encuadran en este grupo:

- Las estructuras de tipo péndulo invertido o asimilables.
- Las de losas planas, forjados reticulares o forjados unidireccionales con vigas planas.
- Aquellas en que las acciones horizontales son resistidas principalmente por diagonales que trabajan alternativamente a tracción y a compresión, por ejemplo estructuras con arriostramientos en forma de «V» (Figura 3.6).

También se encuadran en este grupo los sistemas estructurales constituidos, bien por pórticos metálicos que confinan a muros de hormigón armado o de mampostería reforzada, o bien por muros de carga de hormigón o de bloques de mortero, armados vertical y horizontalmente y con suficiente capacidad de deformación plástica estable ante acciones laterales cíclicas y alternantes.



Figura 3.6. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 2$

- d) Corresponde un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$ (sin ductilidad), a las estructuras desprovistas de capacidad de disipación de energía en el rango

plástico, en particular las constituidas por muros de mampostería, ladrillo o bloques de hormigón, aún cuando incluyan en su interior entramados de madera o estén reforzadas o armadas sólo en puntos críticos, y las porticadas que resistan las acciones laterales mediante arriostramientos en forma de «K» (Figura 3.7). También se encuadran en este grupo las estructuras de naves industriales con pilares y cerchas, las realizadas con elementos prefabricados o que contengan piezas prefabricadas de gran formato, en las que no se hayan adoptado disposiciones especiales para dotar a los nudos de ductilidad.

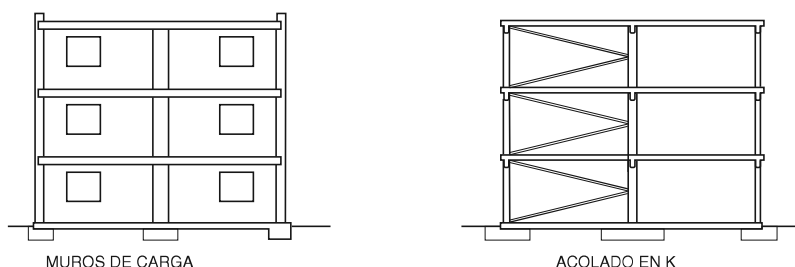


Figura 3.7. Ejemplos de organizaciones estructurales que permiten un valor del coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$

En la evaluación de la componente vertical de la acción sísmica se adoptará un coeficiente de comportamiento por ductilidad $\mu = 1$, salvo que se justifique un valor superior mediante el correspondiente análisis.

La tabla 3.1 facilita para los casos más frecuentes de edificación los valores del coeficiente de respuesta β , en función del tipo de estructura, de la compartimentación de las plantas, del amortiguamiento, Ω , y del coeficiente de comportamiento por ductilidad.

TABLA 3.1.
Valores del coeficiente de respuesta β

Tipo de estructura	Compartimentación de las plantas	Ω (%)	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
Hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
Muros y tipo similares	Compartimentada	6	—	—	0,46	0,93

3.7.3.2. Factor de distribución η

El valor del factor de distribución, η_{ik} , correspondiente a la planta k en el modo de vibración i tiene el valor:

$$\eta_{ik} = \Phi_{ik} \frac{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k \Phi_{ik}^2}$$

siendo (ver figura 3.1):

- n Número de plantas.
- m_k Masa de la planta k , definida en 3.2.
- Φ_{ik} Coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i , para el que puede adoptarse la siguiente expresión aproximada:

$$\Phi_{ik} = \text{sen} [(2i - 1) \pi \cdot h_k / 2H]$$

donde:

- h_k Altura sobre rasante de la planta k .
- H Altura total de la estructura del edificio.

3.7.3.3. Desplazamientos

El desplazamiento horizontal, u , en la dirección que pueda significar choque con estructuras colindantes se determinará teniendo en cuenta el comportamiento postelástico mediante la expresión:

$$u = u_e \cdot \mu$$

donde:

- u_e Desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico.
- μ Coeficiente de comportamiento por ductilidad definido en el apartado 3.6.2.2.

3.7.4. Sistema de fuerzas estáticas equivalentes

El sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k , necesario para el análisis de la estructura frente al sismo en la dirección considerada, se obtiene a partir de las fuerzas F_{ik} , como sigue:

- Obtención de los cortantes V_{ik} de cada planta k en el modo i , como suma de las F_{ik} existentes entre la última planta y la planta k considerada.
- Obtención del cortante combinado V_k de la planta k para los distintos modos i considerados mediante la expresión:

$$V_k = \sqrt{\sum_{i=1}^r V_{ik}^2}$$

siendo r el número de modos considerados.

- Obtención del sistema de fuerzas estáticas equivalentes F_k para cada planta k , por diferencia entre los valores del cortante V_k y del cortante de la planta superior V_{k+1} .

Las fuerzas F_k constituyen el sistema equivalente de acciones sísmicas de cálculo que permite proceder al análisis completo de la estructura para la dirección considerada.

Estas fuerzas se repartirán entre los elementos resistentes de manera que se satisfaga el equilibrio en planta. La fuerza horizontal en el elemento j del nivel k tiene el valor:

$$f_{kj} = F_k \frac{K_{kj}}{\sum_{j=1}^n K_{kj}}$$

siendo:

- K_{kj} Rigidez de cada elemento resistente j en la dirección de la fuerza considerada.

3.7.5. Consideración de los efectos de rotación

En edificios con una distribución homogénea de muros o soportes y de masas, las sollicitaciones debidas a la excentricidad adicional a la que se refiere el apartado 3.2 se podrán tener en cuenta multiplicando las fuerzas obtenidas en el apartado 3.7.4 en cada uno de los elementos resistentes por un factor definido por:

$$\gamma_a = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

siendo:

- x La distancia del elemento que se considera al centro del edificio, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada (Figura 3.8).
- L_e La distancia entre los dos elementos resistentes más extremos, medida de la misma forma.

En edificios de pisos de hasta cuatro plantas en los que sea aplicable el método simplificado, pero no cumplan las condiciones de regularidad del apartado 3.5.1 se requerirá un estudio especial de los efectos de torsión.

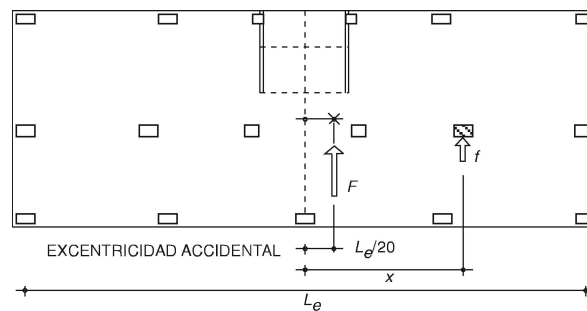


Figura 3.8. Efectos de rotación

3.8. Efectos de segundo orden

Mientras que el desplazamiento horizontal máximo del edificio no supere el dos por mil de la altura, no será necesario considerar los efectos de segundo orden.

También se podrán despreciar los efectos de segundo orden, cuando en cada planta k se verifique:

$$P_k \cdot d_k < 0,10 V_k \cdot h_k$$

siendo:

- P_k Carga gravitatoria total por encima de la planta, calculada de acuerdo con el apartado 3.2.
- d_k Desplazamiento relativo entre la cabeza y pie de los soportes de la planta considerada, calculado de acuerdo con 3.7.3.3.
- V_k Cortante combinado correspondiente a la planta.
- h_k Altura entre plantas.

3.9. Muros de contención

Los empujes sobre muros se calcularán con un valor del coeficiente sísmico horizontal igual a la aceleración sísmica de cálculo.

1.5 RESUMEN PARA MODELOS ADAS O TADAS

En la tabla 1.3 se presentan las ecuaciones que definen los puntos notables del diagrama bilineal de disipadores ADAS y TADAS, encontradas a partir de una placa en forma de “X” para el primer disipador y de una placa triangular para el segundo disipador.

Tabla 1.3 Parámetros del diagrama bilineal hallados a partir de una placa en forma de “X” para el disipador ADAS y en forma triangular para disipador TADAS.

Parámetro	ADAS	TADAS
Fuerza de fluencia	$F_y = \frac{n f_y b_1 t^2}{3h}$	$F_y = \frac{n f_y b t^2}{6h}$
Desplazamiento de fluencia	$\Delta_y = \frac{f_y h^2}{2 E t}$	$\Delta_y = \frac{f_y h^2}{E t}$
Rigidez elástica	$K_{DDE} = \frac{2 n E b_1 t^3}{3 h^3}$	$K_{DDE} = \frac{n E b t^3}{6 h^3}$
Fuerza última	$F_u = n \frac{f_y b_1 t^2}{2 h}$	$F_u = n \frac{f_y b t^2}{4 h}$

Las ecuaciones que toman en cuenta el ancho b_2 en el disipador ADAS se indican en la tabla 1.4. Para el disipador TADAS son las mismas, pero para tener completo el formulario se escriben nuevamente y son las que se han programado en el sistema de computación **CEINCI-LAB**

Tabla 1.4 Parámetros del diagrama bilineal para disipadores ADAS y TADAS

Parámetro	ADAS	TADAS
Fuerza de fluencia	$F_y = \frac{n f_y b_{1eq} t^2}{3h}$	$F_y = \frac{n f_y b t^2}{6h}$
Desplazamiento de fluencia	$\Delta_y = \frac{f_y h^2}{2 E t}$	$\Delta_y = \frac{f_y h^2}{E t}$
Rigidez elástica	$K_{DDE} = \frac{2 n E b_{1eq} t^3}{3 h^3}$	$K_{DDE} = \frac{n E b t^3}{6 h^3}$
Fuerza última	$F_u = n \frac{f_y (b_1 - b_2) t^2}{2 h}$	$F_u = n \frac{f_y b t^2}{4 h}$

A partir de los parámetros indicados en las tablas 1.3 o 1.3 se encuentra los restantes puntos notables del diagrama bilineal. Para ello se debe tener en cuenta que el

desplazamiento último que alcanzan los **disipadores de acero**, sean ADAS o TADAS, está alrededor de diez veces el desplazamiento de fluencia.

$$\Delta_u = \mu \Delta_y \quad (1.33)$$

donde μ es la ductilidad de los disipadores. La rigidez post fluencia K_2 se encuentra con la siguiente ecuación.

$$K_2 = \frac{F_u - F_y}{\Delta_u - \Delta_y} \quad (1.34)$$

Finalmente la rigidez efectiva K_{EDDE} , también conocida como rigidez secante se halla de la siguiente manera.

$$K_{EDDE} = \frac{F_u}{\Delta_u} \quad (1.35)$$

Un parámetro utilizado para encontrar el amortiguamiento del disipador o para el diseño de los disipadores es α que relaciona la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica.

$$\alpha = \frac{K_2}{K_{DDE}} \quad (1.36)$$

Con la deducción de las ecuaciones se pretendió que el lector vea que las expresiones que definen los puntos notables del diagrama de histéresis bilineal de un disipador ADAS o TADAS tienen un sustento teórico basado en la resistencia de materiales

2. PREDISEÑO DE DISIPADORES

Una vez que se ha decidido diseñar o reforzar una estructura con disipadores ADAS o TADAS, la siguiente pregunta es cómo se determina las dimensiones de los disipadores y cuantos se requieren. Para ello se debe encontrar primero las fuerzas sísmicas que actúan en cada piso, de la estructura sin disipadores y determinar la capacidad que tienen los pórticos para resistir esas fuerzas sísmicas. Si la capacidad es mayor que la demanda, no se requiere disipadores de energía, pero si no sucede esto se debe pensar en su colocación.

Una vez que el Proyectista Estructural, conoce la cantidad de cortante que debe ser absorbido por los disipadores. Necesita contar con unas ayudas de cálculo que le permitan en forma rápida determinar las dimensiones del disipador y, para ello, los autores de la presente publicación han elaborado unas figuras que determinan la geometría de las placas y la rigidez efectiva (secante) del disipador: ADAS y TADAS.

En esta línea de definición de la geometría y número de disipadores, Tena y Nangullasmú (2013, 2015) presentan una metodología de cálculo, con la que además encuentran las dimensiones de las diagonales del contraviento Chevrón. Esta metodología se indica en este apartado.

Cuando se refuerza o diseña una estructura, se debe verificar que no existan problemas de torsión y una forma de hacerlo es mediante la determinación de la excentricidad estática en cada piso y una forma sencilla de lograr este objetivo es mediante las rigideces de piso. Por ésta razón se presentan las fórmulas clásicas de Wilbur y Norris (1948), que están descritas con detalle en Bazán y Meli (1980). Pero la rigidez de piso no solo sirve para hallar el centro de rigidez, sino que también se las utiliza en la metodología de Tena y Nangullasmú (2015).

2.1 GEOMETRÍA DE DISIPADORES: PREDISEÑO

2.1.1 Demanda sísmica

Lo ideal es que se realice un análisis sísmico de la estructura sin disipadores y se determine las derivas de piso y cortante de piso, aplicando el método de superposición modal. Si esto no se lo va a realizar se recomienda que al menos se

determine el cortante basal mínimo, de acuerdo a la norma sísmica vigente. Para el caso de Ecuador, el NEC-14 estipula que se la encuentre con la siguiente ecuación.

$$V_0 = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_e} W \quad (2.1)$$

donde I es el factor de importancia; S_a es el coeficiente de la aceleración de la gravedad del espectro elástico, asociada al período fundamental; R es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas; ϕ_p , ϕ_e , factores que toman en cuenta las irregularidades en planta y elevación, W es el peso reactivo que se debe calcular con la carga permanente más el porcentaje de la carga transitoria. Alternativamente, en que se necesite encontrar en forma muy rápida el cortante basal se puede emplear la siguiente ecuación.

$$V_0 = 0.10 W \quad (2.2)$$

Se halla las fuerzas laterales en cada piso con la siguiente ecuación propuesta por el NEC-14

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V_0$$

$$\begin{array}{ll} T \leq 0.5 & k = 1 \\ 0.5 < T \leq 2.5 & k = 0.75 + 0.5 T \\ T > 2.5 & k = 2 \end{array} \quad (2.3)$$

donde F_x es la fuerza lateral en el piso x ; w_x es el peso del piso x ; h_x es la altura desde el nivel del suelo hasta el piso x ; k es un coeficiente que depende del período T . Con estas fuerzas laterales, encontradas en forma rápida se determina el cortante de cada piso.

Pero la demanda sísmica no solo se reduce a determinar las fuerzas y cortantes en cada piso, se requiere encontrar los desplazamientos laterales y derivas de piso que generan esas fuerzas y verificar que las derivas se encuentren dentro de lo estipulado por la normativa sísmica.

2.1.2 Capacidad sísmica al corte

Se entiende que a nivel de pre diseño solo se conoce las dimensiones de los elementos estructurales y se desconoce la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal; en éstas condiciones no se puede hallar la capacidad a flexión con las cuales se obtiene las rótulas plásticas y a partir de estos valores hallar la capacidad al corte.

Se sabe que la capacidad al corte de un elemento estructural V_n es igual a la capacidad al corte del hormigón V_c más la capacidad al corte del acero V_s . Pero al

desconocer la armadura solo se tiene el aporte del hormigón. Para columnas el esfuerzo de corte v_c se halla con la siguiente expresión de acuerdo al ACI-2008.

$$v_c = 0.53 \left[1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right] \sqrt{f'_c} \quad (2.4)$$

donde N_u es la carga axial que actúa simultáneamente con el cortante V_u ; A_g es el área de la sección transversal; f'_c es la resistencia máxima a la compresión del hormigón. Si no se conoce N_u , no se considera éste término, pero se sigue incrementando la aproximación por lo que el factor de minoración de esfuerzos ϕ debe ser bajo del orden de 0.6 o menos. Por lo tanto, al no conocer N_u la capacidad al corte V_u de un piso de una estructura de hormigón armado se halla con la siguiente expresión.

$$V_u = \phi \sum 0.53 \sqrt{f'_c} A_g \quad (2.5)$$

La sumatoria se extiende al número de columnas del piso.

2.1.3 Dimensiones de los disipadores

En la figura 2.1 se presenta la variación del ancho en función de la altura, para las cuales han sido obtenidas las ayudas de cálculo. Así para el disipador ADAS se ha considerado que el ancho mayor $b_1 = 0.5 h$; y que $b_2 = 0.1 h$; para alturas de 30, 25, y 20 cm; para alturas del disipador de 15 y 10 cm., se trabajó con un ancho de 10 cm. En las figuras 2.2 a 2.6 se presentan estas ayudas de cálculo para los disipadores ADAS.

Para los disipadores TADAS se consideró $b = 0.5 h$; para alturas de 30, 25 y 20 cm.; para alturas de 15 y 10 cm., se calculó con un ancho de 10 cm. Las ayudas de cálculo se muestran en las figuras 2.7 a 2.11.



Figura 2.1 Variación del ancho de los disipadores en función de la altura.

En todas estas figuras se ingresa por el eje de las abscisas con el cortante que se requiere que absorban los disipadores, cuyas dimensiones se van a obtener, y se determina en la parte superior el número de placas y el espesor t que se requiere; en la parte inferior de estas gráficas se obtiene la rigidez efectiva (rigidez secante) del disipador.

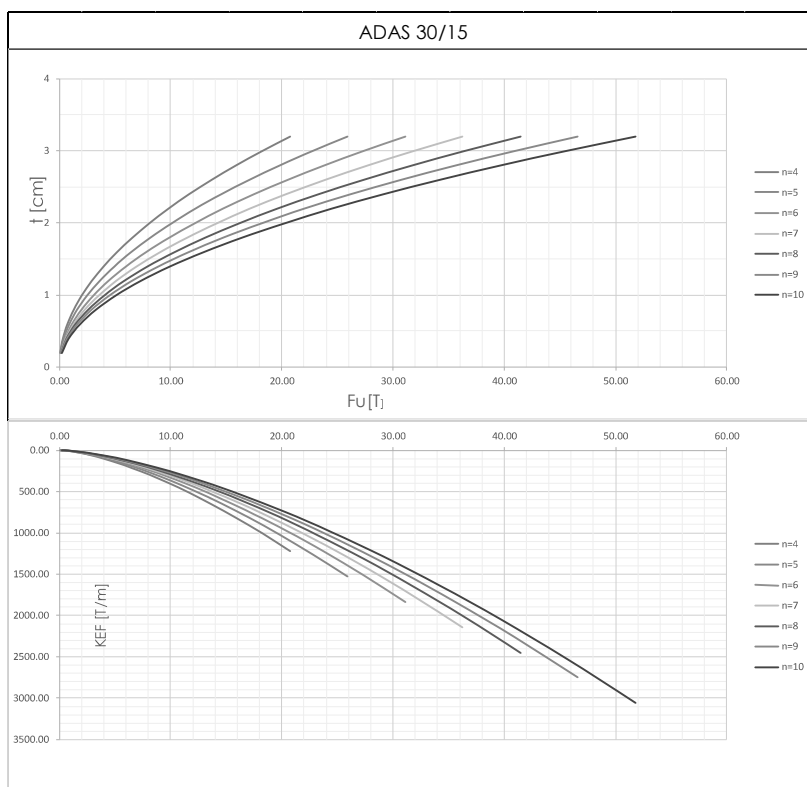


Figura 2.2 Ayudas de cálculo para disipador ADAS de 30 cm., de altura.

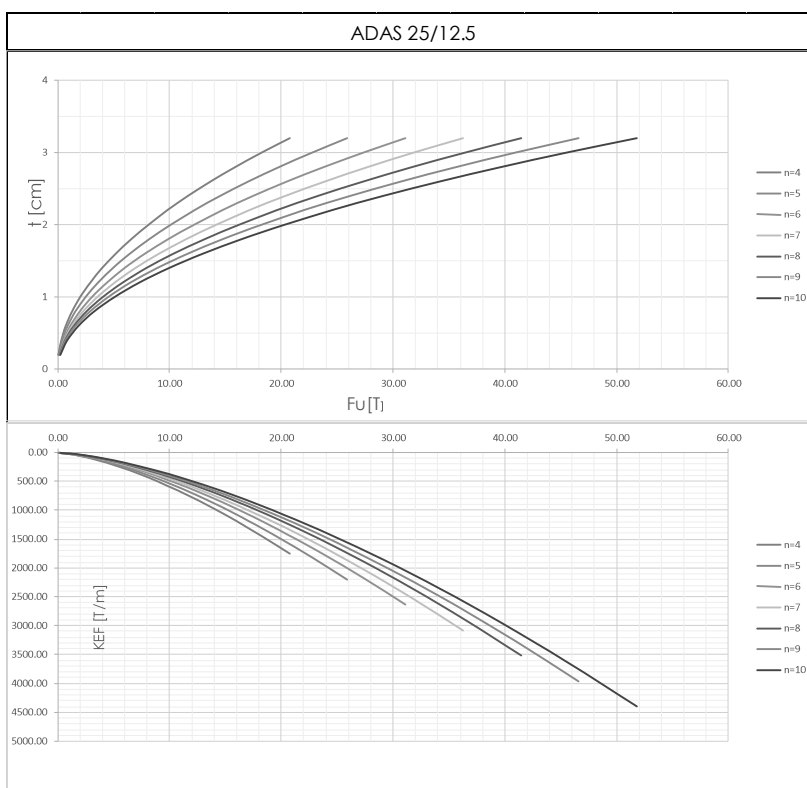


Figura 2.3 Ayudas de cálculo para disipador ADAS de 25 cm., de altura.

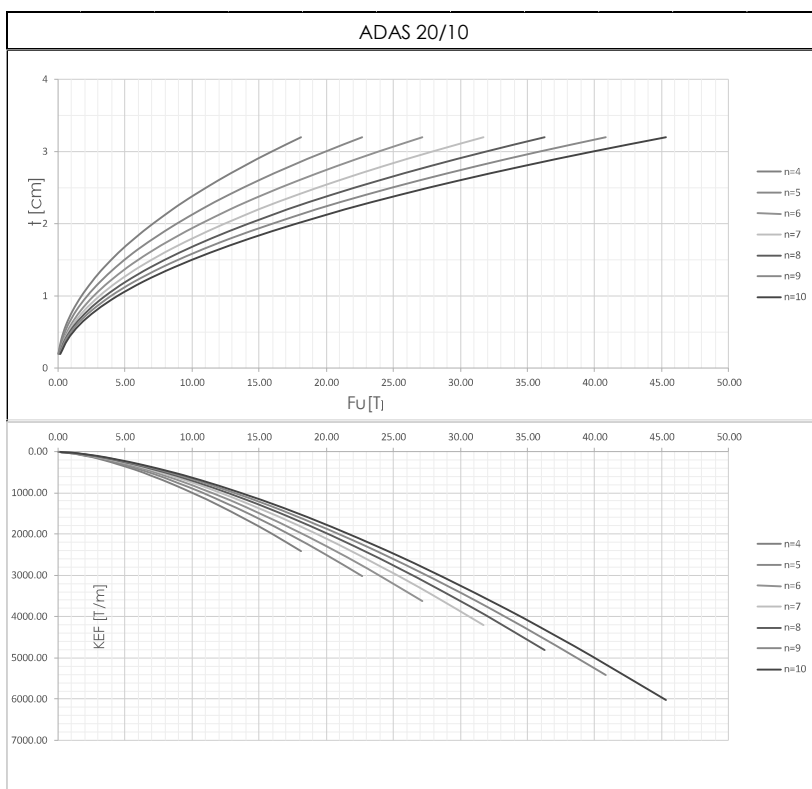


Figura 2.4 Ayudas de cálculo para disipador ADAS de 20 cm., de altura.

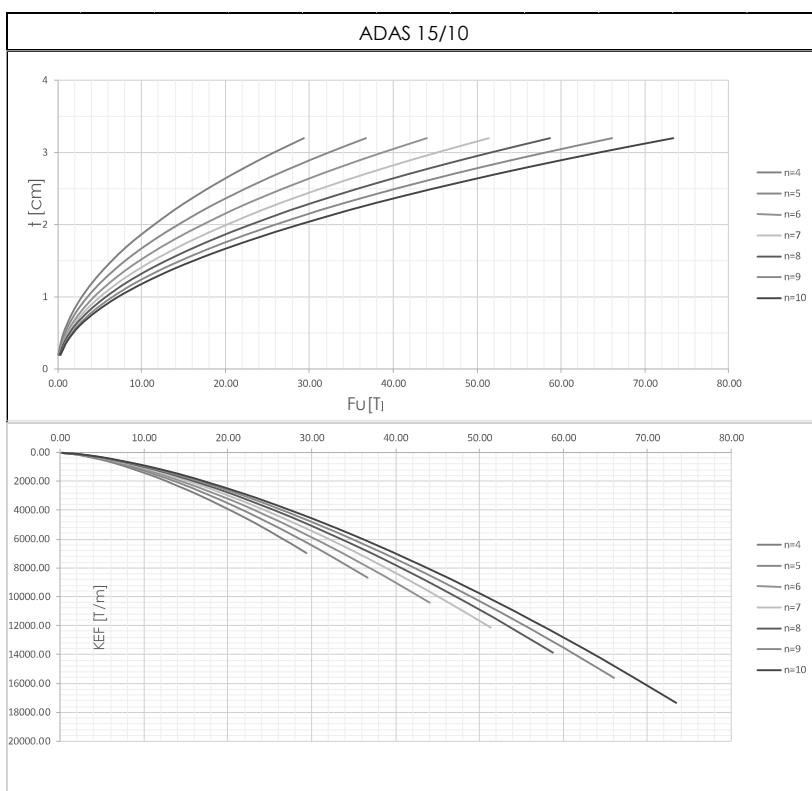


Figura 2.5 Ayudas de cálculo para disipador ADAS de 15 cm., de altura.

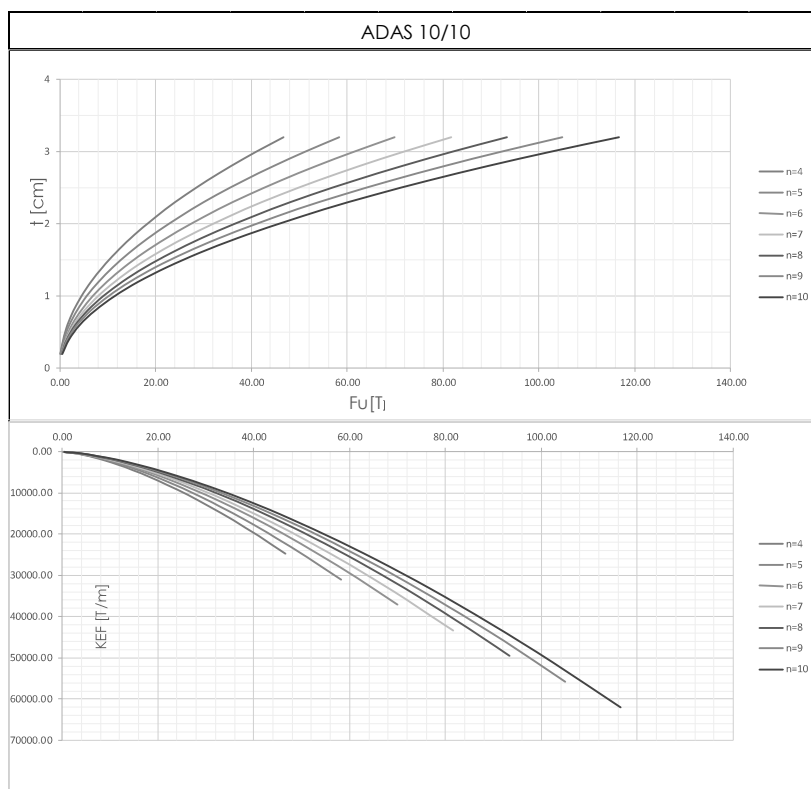


Figura 2.6 Ayudas de cálculo para disipador ADAS de 10 cm., de altura.

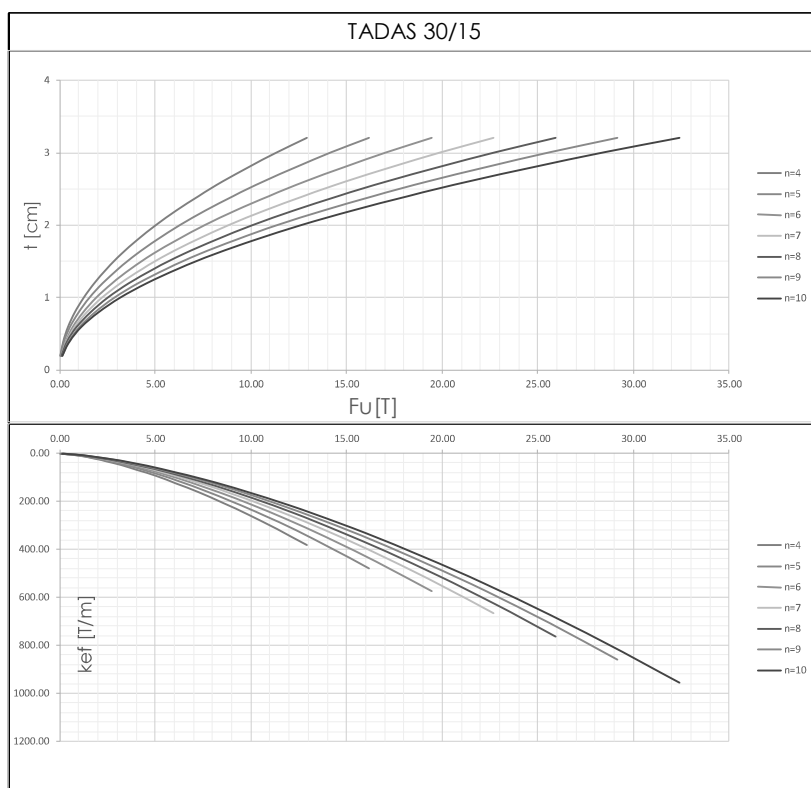


Figura 2.7 Ayudas de cálculo para disipador TADAS de 30 cm., de altura.

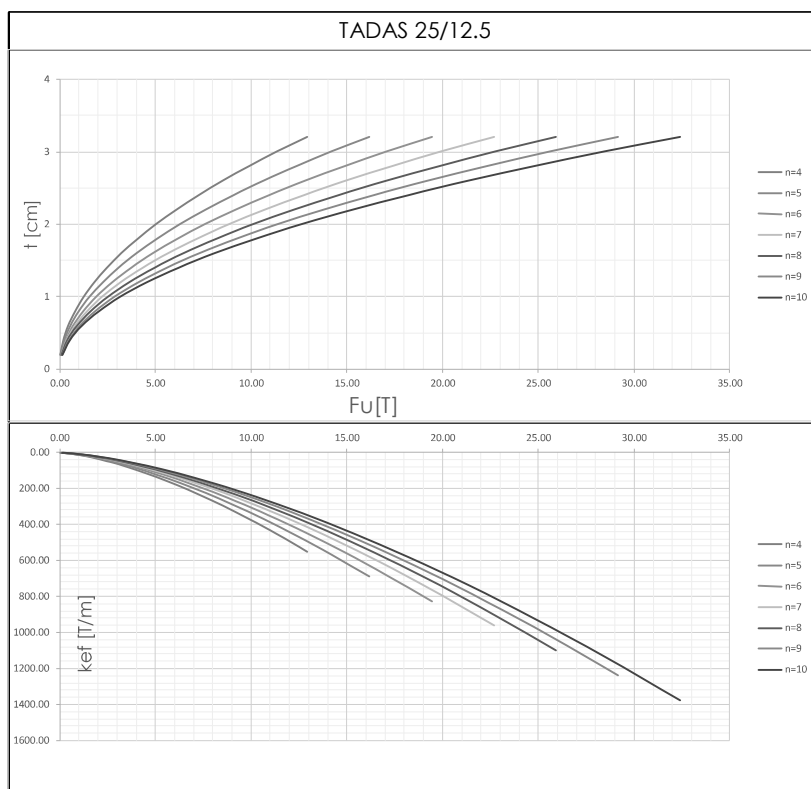


Figura 2.8 Ayudas de cálculo para disipador TADAS de 25 cm., de altura.

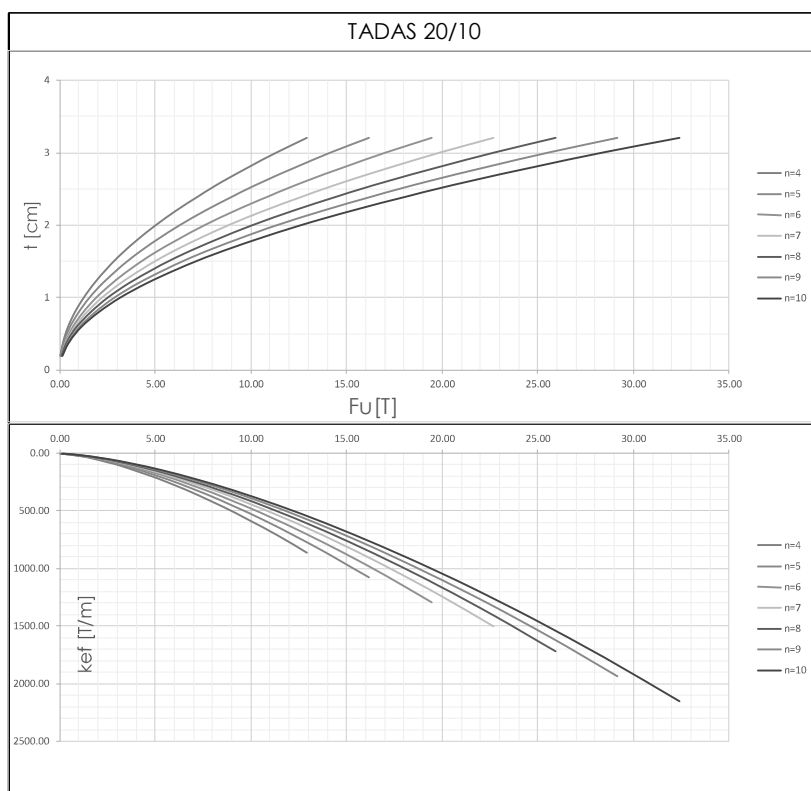


Figura 2.9 Ayudas de cálculo para disipador TADAS de 20 cm., de altura.

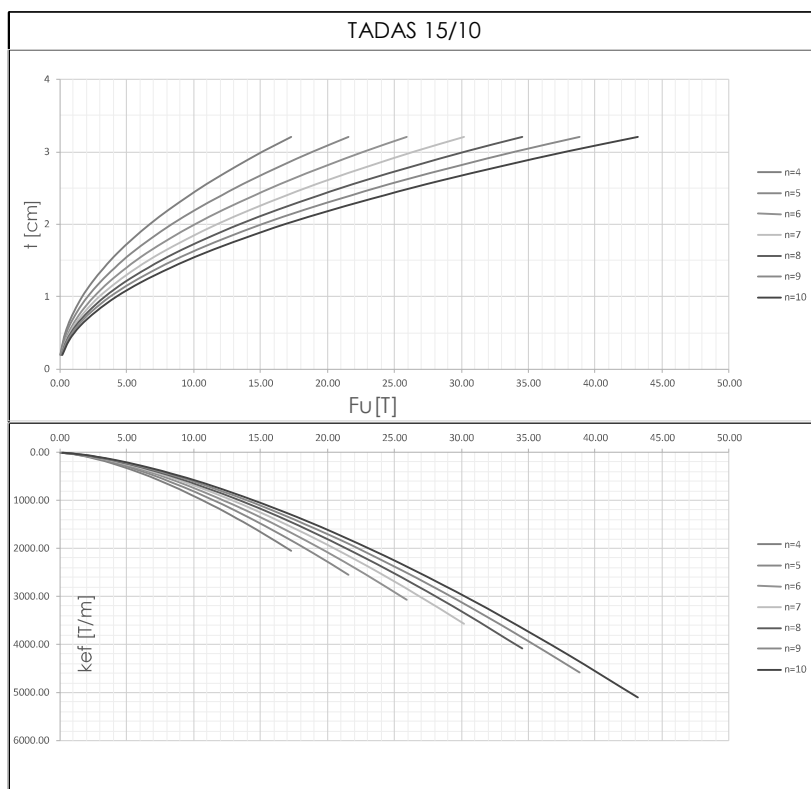


Figura 2.10 Ayudas de cálculo para disipador TADAS de 15 cm., de altura.

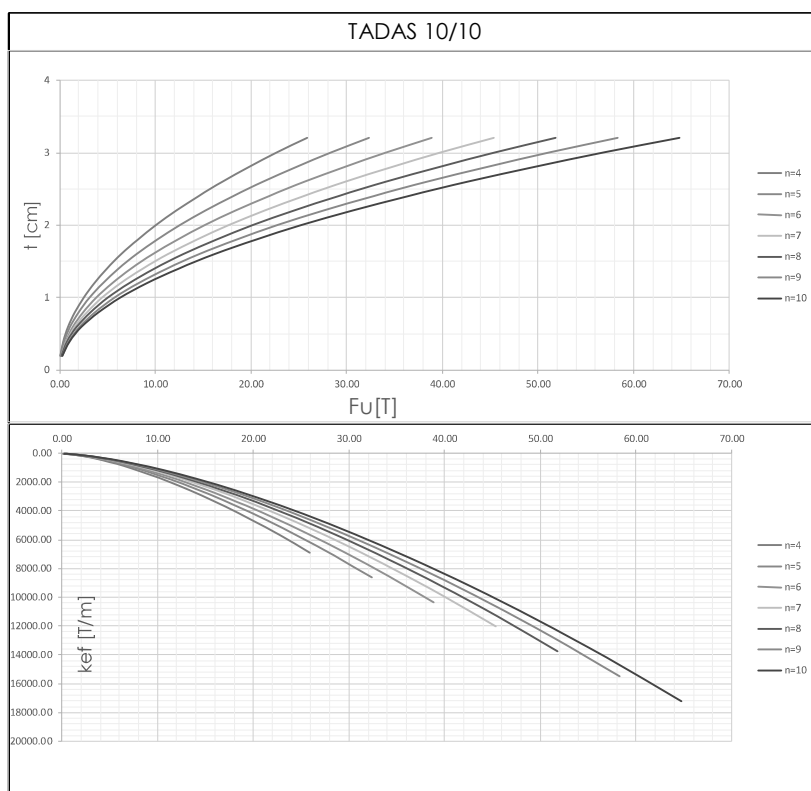


Figura 2.11 Ayudas de cálculo para disipador TADAS de 10 cm., de altura.

2.2 RIGIDEZ DE MARCO

Con las ecuaciones de Wilbur y Norris (1948) se puede encontrar la rigidez de todo el piso, considerando todas las columnas y vigas del piso. También se puede hallar la rigidez de marco en cada uno de los pisos, empleando las ecuaciones en los pórticos. Al aplicarlo de la segunda manera se puede determinar el centro de rigidez mediante equilibrio de fuerzas y momentos (Aguar 2008).

Se define el centro de rigidez como el lugar geométrico en el cual al aplicar las fuerzas sísmicas el edificio solo se traslada y no rota. Estrictamente el centro de rigidez existe solo en estructuras de un piso pero en forma aproximada se puede hallar en todos los pisos, aplicando las ecuaciones de Wilbur.

Por otra parte, se define el centro de masas como el punto en el cual se considera concentrado todo el peso. La distancia que existe entre el centro de masas y centro de rigidez es la excentricidad estática; en estructuras regulares ésta excentricidad debe ser cero.

Ahora bien, es muy importante en estructuras que han sido reforzadas o diseñadas con disipadores de energía determinar la excentricidad estática en cada piso, ya que la rigidez que se incrementa con el contraviento Chevrón (especialmente) y el disipador es considerable y se debe verificar que no se va a tener pórticos débiles o pórticos fuertes con problemas de torsión.

Además para poder aplicar la metodología de Tena y Nangullasmú (2015), se necesita conocer la rigidez del marco, donde van a colocarse los disipadores de energía ADAS o TADAS.

Se define la rigidez de un entrepiso como la relación entre la fuerza cortante absorbida por el marco y el desplazamiento lateral entre los niveles que lo limitan. Las mismas que fueron deducidas considerando las siguientes hipótesis.

- a) Todos los giros son iguales en el piso analizado y en los pisos adyacentes superior e inferior, con excepción del primer piso, donde se supone que se tiene un empotramiento o articulación.
- b) Las fuerzas cortantes son iguales en el piso analizado y en los pisos adyacentes superior e inferior.

Para el **primer piso** considerando que los apoyos se encuentran empotrados en la cimentación, se tiene la siguiente fórmula.

$$K_1 = \frac{48E}{h_1 \left(\frac{4h_1}{\sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum_{j=1}^{nvigas} \frac{I_{tj}}{l_{tj}} + \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} \right)} \quad (2.6)$$

donde: h_1, h_2 son las alturas del primer y segundo piso; $ncol, nvigas$ es el número total de columnas y vigas del primer piso; I_{ci} es el momento de inercia de la columna i , del piso 1; h_{ci} es la altura de la columna i , del piso 1; I_{tj} es el momento de inercia de la viga j del piso 1; l_{tj} es la longitud de la viga j del piso 1; E es el módulo de elasticidad del material.

Para el **segundo piso**, considerando que las columnas son empotradas en la cimentación, se tiene:

$$K_2 = \frac{48E}{h_2 \left(\frac{4h_2}{\sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_{n-1} + h_n}{\sum_{j=1}^{nvigas} \frac{I_{tjn-1}}{l_{tj}}} + \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci-1}}{h_{ci-1}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\sum_{j=1}^{nvigas} \frac{I_{tjn}}{l_{tj}}} \right)} \quad (2.7)$$

Para el caso un **piso intermedio** la ecuación es la siguiente.

$$K_n = \frac{48E}{h_n \left(\frac{4h_n}{\sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_{n-1} + h_n}{\sum_{j=1}^{nvigas} \frac{I_{tjn-1}}{l_{tj}}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\sum_{j=1}^{nvigas} \frac{I_{tjn}}{l_{tj}}} \right)} \quad (2.8)$$

donde K_n es la rigidez del piso n ; E es el módulo de elasticidad; h_{n-1} ; h_n ; h_{n+1} son las alturas de los pisos $n - 1$; n ; $n + 1$; I_{ci} es el momento de inercia de la columna i , del piso n ; h_{ci} es la altura de la columna i , del piso n ; I_{tjn}, I_{tjn-1} son los momentos de inercia de las vigas j pero de los pisos $n, n - 1$, respectivamente; l_{tj} es la luz de la viga j en el piso n ;

Es importante tener en cuenta que para el último piso en lugar de h_{n-1} se debe colocar $2h_{n-1}$ y el valor h_{n+1} es igual a cero.

Las ecuaciones indicadas son para pórticos conformados por vigas y columnas. Ahora bien para el caso de que se coloque un disipador ADAS o TADAS sobre un contraviento Chevrón, se debe añadir la rigidez del contraviento. Hernández *et al.* (2013).

$$K_{di} = 2 \frac{n A_d E}{L_d \cos^2 \theta} \quad (2.9)$$

donde K_{di} es la contribución del contraviento a la rigidez de piso; n es el número de contravientos Chevrón; A_d es el área de la sección transversal de una diagonal (la ecuación está multiplicada por 2, con lo que se consideran las 2 diagonales) E es el módulo de elasticidad del material (acero); L_d es la longitud de la diagonal; θ es el ángulo de la diagonal con respecto al eje X.

En el apartado A se ilustra el cálculo de la rigidez de piso para un pórtico de hormigón armado, sin y con diagonales de acero en forma de V invertida. Se destaca que este pórtico forma parte de la estructura que se va a analizar en forma espacial con disipadores de energía ADAS y TADAS.

2.3 METODOLOGÍA PROPUESTA POR TENA Y NANGULLASMÚ

La metodología propuesta por Tena y Nangullasmú (2013 y 2015) puede ser un complemento a las ayudas gráficas presentadas en las figuras 2.2 a 2.11 desarrolladas por los autores de esta publicación, ya que con ellas se determina las dimensiones del disipador ADAS o TADAS. Sin embargo, para complementar el estudio con la determinación de la geometría de los diagonales del contraviento Chevrón, es necesario conocer la metodología de Tena; además que desde el punto de vista estructural, determinaron valores óptimos de estos elementos.

En el estudio, determinaron en forma paramétrica ciertos factores que están relacionados con el disipador, las diagonales del contraviento Chevrón y el pórtico. A continuación se presentan las definiciones de estos parámetros, y posteriormente se indica la metodología de cálculo con la que se obtiene las dimensiones del disipador y del contraviento.

2.3.1 Parámetros del modelo

El primer parámetro que el proyectista estructural se debe imponer es α que relaciona la rigidez de piso (sin disipadores), estudiada en el numeral anterior, que se va a denominar K_{MARCO} con respecto a la rigidez total del piso K_{TOTAL} , que es igual a la rigidez del marco más las rigideces de las diagonales y disipadores, en el caso más general que corresponde a tener más de un disipador en un piso.

$$\alpha = \frac{K_{MARCO}}{K_{TOTAL}} \quad (2.10)$$

El parámetro α puede tomar los siguientes valores

- $\alpha < 0.50$ Cuando se espera que el marco de hormigón sea menos rígido que el sistema contraviento-disipador.
- $\alpha = 0.50$ Cuando se espera que el marco de hormigón sea igual de rígido que el sistema contraviento-disipador.

- $\alpha > 0.5$ Cuando se espera que el marco de hormigón sea más rígido que el sistema contraviento-disipador.

Valores frecuentes de α , son: 0.25; 0.50; 0.75. (Tena y Nangullasmú 2013 y 2015)

Otro factor a definir es β que determina la relación entre la rigidez elástica del disipador, K_{DDE} , con respecto a la rigidez de una diagonal de soporte, K_{DIAG} .

$$\beta = \frac{K_{DDE}}{K_{DIAG}} \quad (2.11)$$

La variable β puede tomar los siguientes valores.

- $\beta=1.00$ Cuando se espera que la rigidez elástica del contraviento sea igual a la rigidez del disipador.
- $\beta < 1.00$ Cuando se espera que la rigidez del contravientos sea menor que la del disipador.
- $\beta > 1.00$ Cuando se espera que la rigidez del contravientos sea mayor que la del disipador.
-

Valores frecuentes de β , son: 1.0; 0.75; 0.5; 0.25 (Tena y Nangullasmú, 2013). En la figura 2.12 se presenta el modelo bilineal considerado para el comportamiento no lineal del disipador. En este diagrama, se define la rigidez elástica K_{DDE} que interviene en la ecuación (x.x); también se indican la rigidez post fluencia K_2 y la rigidez efectiva o rigidez secante K_{EDDE} , con la que se trabaja; para una mejor visualización se presentan estas rigideces a continuación.

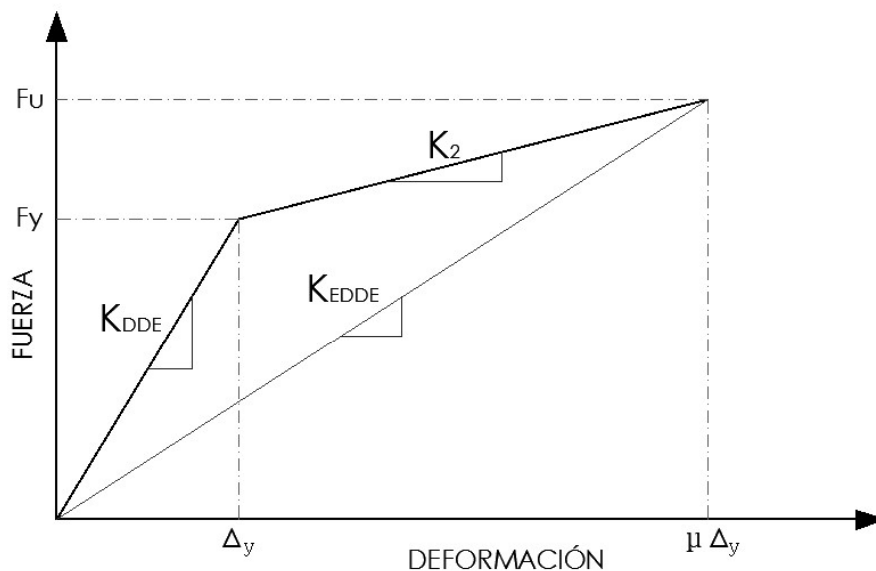


Figura 2.12 Relación fuerza deformación de un disipador TADAS

Se denomina α^* a la relación entre la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica del disipador. Valores frecuentes de α^* , son: 0; 0.03; 0.05.

$$\alpha^* = \frac{K_2}{K_{DDE}} \quad (2.12)$$

El último parámetro que se debe imponer es μ la ductilidad del disipador que relaciona la deformación última Δ_u con respecto a la de fluencia Δ_y . Para los disipadores ADAS o TADAS de acero la ductilidad se encuentra alrededor de 10.

Una vez que el Proyectista Estructural se ha impuesto: $\alpha, \beta, \alpha^*, \mu$ la metodología propuesta por Tena y Nanguillasmú (2013) para determinar las dimensiones de las placas del disipador TADAS, se indica a continuación.

2.3.2 Sustento teórico

La rigidez total de un piso, K_{TOTAL} es igual a la rigidez de piso K_{MARCO} más la rigidez del contraviento-disipador, K_{C-D}

$$K_{TOTAL} = K_{MARCO} + K_{C-D} \quad (2.13)$$

En el numeral anterior se indicó el cálculo de la rigidez de piso, para el primero, segundo y pisos intermedios con las ecuaciones de Wilbur. Ahora se determina la rigidez total del piso.

$$K_{TOTAL} = \frac{K_{MARCO}}{\alpha} \quad (2.14)$$

$$K_{C-D} = (1 - \alpha) K_{TOTAL} \quad (2.15)$$

Por otra parte, la rigidez del conjunto contraviento-disipador es igual al número de contravientos tipo Chevrón por la rigidez equivalente de uno de ellos, K_{eq} .

$$K_{C-D} = n K_{eq} \quad (2.16)$$

Pero la rigidez contraviento-disipador es igual a la rigidez total menos la rigidez de marco de tal manera que a partir de la ecuación (2.11) se obtiene:

$$K_{eq} = \frac{(1 - \alpha)K_{TOTAL}}{n}$$

En la figura 2.12, se tiene que la rigidez secante K_{EDDE} es igual a la fuerza F_u con respecto a la deformación $\mu \Delta_y$

$$K_{EDDE} = \frac{F_u}{\mu \Delta_y} = \frac{F_y + K_2 (\mu \Delta_y - \Delta_y)}{\mu \Delta_y}$$

$$K_{EDDE} = \frac{K_{DDE} \Delta_y + K_2 \Delta_y (\mu - 1)}{\mu \Delta_y}$$

$$K_{EDDE} = \frac{K_{DDE} + K_2 (\mu - 1)}{\mu} \quad (2.17)$$

La diagonal del contraviento trabaja en serie con el disipador por lo que se tiene:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{DIAG}} + \frac{2 \cos^2 \theta}{K_{EDDE}} \quad (2.18)$$

En el siguiente apartado se explica con más detalle esta ecuación. Al despejar K_{eq} se tiene:

$$K_{eq} = \frac{K_{DIAG} K_{EDDE}}{K_{EDDE} + 2 \cos^2 \theta K_{DIAG}}$$

Al sustituir K_{EDDE}

$$K_{eq} = \frac{K_{DIAG} \frac{K_{DDE} + K_2 (\mu - 1)}{\mu}}{\frac{K_{DDE} + K_2 (\mu - 1)}{\mu} + 2 \cos^2 \theta K_{DIAG}}$$

$$K_{eq} = \frac{K_{DIAG} [\beta K_{DIAG} + \alpha^* K_{DDE} (\mu - 1)]}{\beta K_{DIAG} + \alpha^* K_{DDE} (\mu - 1) + 2 \mu \cos^2 \theta K_{DIAG}}$$

$$K_{eq} = \frac{\beta K_{DIAG} + \alpha^* \beta K_{DIAG} (\mu - 1)}{\beta + \alpha^* \beta (\mu - 1) + 2 \mu \cos^2 \theta}$$

$$K_{eq} = \frac{K_{DIAG} [\beta + \alpha^* \beta (\mu - 1)]}{\beta + 2 \mu \cos^2 \theta + \alpha^* \beta (\mu - 1)}$$

$$K_{DIAG} = \frac{K_{eq} [\beta + 2 \mu \cos^2 \theta + \alpha^* \beta (\mu - 1)]}{\beta [1 + \alpha^* (\mu - 1)]} \quad (2.19)$$

Con la rigidez K_{DIAG} se halla la sección transversal de las diagonales del contraviento a partir de la siguiente ecuación.

$$K_{DIAG} = \frac{E A_{DIAG}}{L_{DIAG}} \quad (2.20)$$

donde E es el módulo de elasticidad del acero; A_{DIAG} es el área de la sección transversal de la diagonal; L_{DIAG} es la longitud de la diagonal. Una vez conocido K_{DIAG} , se halla la rigidez elástica $K_{DDE} = \beta K_{DIAG}$; la rigidez $K_2 = \alpha^* K_{DDE}$. También se conoce la K_{eq} . Por otra parte, con la ecuación (X:X) se encuentra la rigidez efectiva del disipador K_{EDDE} .

2.3.3 Valores Óptimos de α y β

Un estudio realizado por Tena y Nangulasmú (2013 y 2015), mediante un análisis no lineal “pushover” a 360 pórticos no dúctiles de 5 a 25 pisos de altura, con contravientos Chevrón con una inclinación de 40° y 45°, en las cuales se considerando diferentes valores de α y β , llegando a determinar los valores óptimos para α y β en función de su elevación, y los ángulos de inclinación de diagonales. Los resultados óptimos encontrados se presentan en la tabla 2.1

Tabla 2.1 Valores óptimos de α y β

NIVELES	H/L	Θ	α	β
5	0.53	40°	0.25	0.50
	0.63	45°	0.25	0.50
10	1.05	40°	0.25	0.75
	1.25	45°	0.25	0.50
15	1.58	40°	0.25	0.75
	1.88	45°	0.25	0.50
20	2.10	40°	0.50	0.50
	2.50	45°	0.50	0.75
25	2.63	40°	0.50	0.50
	3.13	45°	0.50	0.75

Se puede observar que el parámetro α aumenta mientras sube el número de pisos; sin embargo, para estructuras de hasta 15 pisos es óptimo suponer un $\alpha=0.25$, tomando en cuenta que la relación H/L sea menor que 2, mientras que el parámetro β se puede optar por tomar un valor entre 0.50 y 0.75.

2.4 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

El proyectista estructural se impone los parámetros $\alpha, \beta, \mu, \alpha^*, \theta$. Por otra parte calcula la rigidez del marco K_{MARCO} y el cortante V_u que debe ser capaz de soportar el disipador, cuyas dimensiones se van a determinar. Con esta información, el procedimiento a seguir para encontrar las dimensiones del disipador es la siguiente:

- 1) Se determina la rigidez total del piso K_{TOTAL}

$$K_{TOTAL} = \frac{K_{MARCO}}{\alpha}$$

- 2) Se encuentra la rigidez de los contravientos y disipadores K_{C-D}

$$K_{C-D} = K_{TOTAL} - K_{MARCO}$$

- 3) Se halla la rigidez equivalente de un contraviento y disipador, K_{eq}

$$K_{eq} = \frac{K_{C-D}}{N_d}$$

donde N_d es el número de contravientos Chevrón.

- 4) Se halla la rigidez de la diagonal del contraviento K_{DIAG}

$$K_{DIAG} = \frac{K_{eq} [\beta + 2 \mu \cos^2 \theta + \alpha^* \beta (\mu - 1)]}{\beta [1 + \alpha^* (\mu - 1)]}$$

- 5) Se encuentra la rigidez elástica del disipador, K_{DDE}

$$K_{DDE} = \beta K_{DIAG}$$

- 6) Se halla la rigidez post fluencia del disipador K_2

$$K_2 = \alpha^* K_{DDE}$$

- 7) Se determina la rigidez efectiva K_{EDDE}

$$K_{EDDE} = \frac{K_{DDE} + K_2 (\mu - 1)}{\mu}$$

- 8) Se halla el desplazamiento de fluencia Δ_y

$$\Delta_y = \frac{V_u}{\mu K_{EDDE}}$$

Una vez que se conoce la rigidez elástica K_{DDE} , el desplazamiento de fluencia Δ_y , el cortante V_u y la rigidez post fluencia K_2 ; se determinan las dimensiones y el número de placas, del disipador ADAS o del disipador TADAS aplicando las ecuaciones indicadas en la tabla 1.4.

2.5 NUEVA PROPUESTA PARA HALLAR CONTRAVIENTO-DISIPADOR

En el apartado 2.1 se indicó que una vez que se ha comprobado que el cortante sísmico es mayor que la capacidad al corte en un determinado piso de la estructura, se ingrese a las ayudas de cálculo (figuras 2.2 a 2.11) y, de acuerdo a la capacidad de corte adicional que se requiera, se encuentre las dimensiones del disipador y el número de placas. Con base en el cortante, se verá si se requiere más de un contraviento Chevrón.

Por otra parte, con base en la tabla 2.1, determinar el parámetro β con el que se va a trabajar y se obtiene la rigidez de la diagonal de un contraviento K_{DIAG}

$$K_{DIAG} = \frac{K_{DDE}}{\beta} \quad (2.21)$$

Con la rigidez K_{DIAG} se halla la sección transversal A_{DIAG} de una de las diagonales del contraviento Chevrón y con ello las dimensiones de la diagonal.

$$A_{DIAG} = \frac{K_{DIAG} L_{DIAG}}{E} \quad (2.22)$$

Se recomienda evaluar el parámetro α , y verificar que esté dentro de los valores presentados en la tabla 2.1.