



**UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ÁREA DE POSGRADO**

**EVALUACIÓN SISMICA DE PUENTES CON
AMORTIGUADORES VISCOSOS**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE
ESTRUCTURAS**

**PRESENTA
ING. SERGIO CAMPOS DURÁN**

Director de Tesis: Dr. José de Jesús Álvarez Sereno

Agosto 2009



*Dedicado con todo mi amor a mi familia,
mis padres José Luís e María Elena, y mis hermanas, Elena, Yunuen, Carolina y Andrea.
A mis hermanos de vida, mis amigos, gracias a todos por estar ahí.*

AGRADECIMIENTOS

A Dios y a mis padres, José Luís e María Elena. Cada paso en mi vida los llevo presentes, su enseñanza y apoyo incondicional en cada decisión que he tomado me dan la fortaleza para seguir adelante. Agradezco el amor y amistad plena que me han dado. De igual forma me siento agradecido con mis hermanas, María Elena, Yunuen, Carolina y Andrea, por su compañía y ejemplo a seguir en nuestro crecimiento. Cada momento difícil que ha sido superado a su lado reafirma la solidez de nuestra familia, me siento afortunado sobremanera de formar parte de ella.

La riqueza me invade al pensar en todos mis amigos, estoy sumamente agradecido porque siempre han estado presentes a pesar del tiempo y la distancia; son parte fundamental en cada uno de mis logros. En especial quiero mencionar a Antonio y Carla, fueron muy importantes para que saliera adelante en los momentos difíciles de este proceso. Qué decir de Sergio Iván, además de la amistad, su compañerismo y ejemplo de lucha en la maestría motivaron que saliera adelante en cada materia, les agradezco que no me hayan dejado desistir.

Estoy estrechamente agradecido con mi Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, en particular con el programa de *Maestría en Ingeniería en el Área de Estructuras*. Agradezco la enseñanza de mis profesores y su calidad humana, en particular quiero mencionar al Dr. José de Jesús Álvarez quien fue pieza clave para poder ingresar al programa. Tuve la fortuna de ser su alumno en el curso propedéutico, así como en el tercer semestre de la maestría; su constante motivación en clases estimuló mi interés por el estudio y el crecimiento profesional. Como asesor de tesis y tutor no podría sentirme más afortunado; muchas gracias por haberme tenido la confianza, tiempo, paciencia y por el impulso que le dio a mis actividades como alumno.

Agradezco a todas las personas que me apoyaron y contribuyeron para mi crecimiento en este proceso, no los olvidaré.

A mis sobrinitas Dafne, Jacqueline y Alexa gracias por tan bella inspiración.

También agradezco a los programas de becas de la universidad michoacana de san Nicolás de Hidalgo y Conacyt que me apoyaron en esta etapa de mi vida.

CAPITULO 1).- INTRODUCCIÓN

- 1.1 .- ANTECEDENTES
- 1.2 .- INVESTIGACIÓN BIBLIOGRAFICA
- 1.3 .- OBJETIVO

CAPITULO 2).- CARACTERIZACIÓN

- 2.1 .- AMORTIGUADORES VISCOSOS
- 2.2 .- ACCIÓN SISMICA

CAPITULO 3).- ESTUDIO PARAMETRICO PARA SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

- 3.1 .- MODELO ANALITICO
- 3.2 .- RESPUESTA PARA $T = 0.25$ Seg.
- 3.3 .- RESPUESTA PARA $T = 0.50$ Seg.
- 3.4 .- RESPUESTA PARA $T = 0.75$ Seg.
- 3.5 .- RESPUESTA PARA $T = 1.00$ Seg.
- 3.6 .- RESPUESTA PARA $T = 1.50$ Seg.
- 3.7 .- RESPUESTA PARA $T = 2.00$ Seg.

CAPITULO 4).- RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES TIPO

- 4.1 .- PUENTE TIPO 1
- 4.2 .- PUENTE TIPO 2

CAPITULO 5).- CONCLUSIONES

- 5.1 .- CONCLUSIONES
- 5.2 .- INVESTIGACIONES FUTURAS

CAPÍTULO I
INTRODUCCIÓN

1.1.-ANTECEDENTES

Las obras civiles deberán soportar, las acciones gravitacionales así como las de su uso mismo, sin embargo no son las únicas ya que existen las impuestas por el medio ambiente de las que podemos mencionar el oleaje, el viento y los terremotos, estos efectos no son estáticos ni unidireccionales lo que somete a las estructuras ha cargas cíclicas reversibles y a amplificaciones dinámicas.

A lo largo del tiempo los terremotos importantes como el de Loma Prieta en 1989, de Northridge en 1994, de Kobe en 1995 y el de Chi-Chi en 1999, nos han dejado en claro que los puentes son estructuras sísmicamente vulnerables, y siendo un hecho de que los recursos económicos son limitados más sin embargo no podemos permitirnos la pérdida de vidas humanas, por lo que tendríamos que buscar métodos de diseño más eficaces.

El empleo de estructuras en regiones sísmicamente activas debido a la urbanización es inevitable por lo que estas deberán diseñarse para resistir la sollicitaciones que inducirá el movimiento del terreno, en las metodologías de construcción convencional los elementos que forman parte del sistema estructural soportan la carga gravitacional, por lo que el nivel de amortiguamiento de las estructuras durante la etapa del comportamiento elástico es generalmente muy bajo, por lo tanto la cantidad de energía disipada es muy pequeña, esta acción en las estructuras ante sismos intensos producen un daño severo en los elementos estructurales principales. Dependiendo del daño en los elementos estos se podrían reparar en algunos casos teniendo en cuenta el costo de los daños y en otros se tomaría la decisión de demoler la estructura.

El desarrollo de otra alternativa para la reducción de la respuesta sísmica en las estructuras es con el uso de los sistemas de amortiguadores, también conocidos como sistema de disipación (amortiguamiento suplementario), el objetivo de agregar dispositivos de amortiguamiento tanto para estructuras nuevas como existentes es la disipación de la energía inducida debida a la acción sísmica ya que dichos elementos no forman parte del sistema estructural que soporta la carga gravitacional. La finalidad de este diseño es

limitar o eliminar el daño al sistema estructural de la carga gravitacional, por lo que si es necesario los dispositivos pueden ser remplazados fácilmente después de un sismo severo, por lo que la estabilidad del inmueble no quedara comprometida así como no quedara fuera de servicio, los costos de reparación o sustitución de los dispositivos serán menores que la de los elementos estructurales o en todo caso la sustitución de la estructura.

Los dispositivos con amortiguamiento suplementario disipan energía de diferentes maneras, como por ejemplo por fluencia de metales, por fricción, por acción viscoelástica de materiales polímeros, por movimiento de placas dentro de fluidos o por flujo de fluidos a través de orificios (Soong y Dargush, 1997, capítulos 3, 4, 5 y 6; Constantinou, 2003). Este trabajo se enfoca en los dispositivos que operan bajo el principio de flujo de fluidos a través de orificios, comúnmente llamados **amortiguadores de fluidos viscosos** o simplemente **amortiguadores viscosos**. Originalmente estos dispositivos se desarrollaron para la industria militar y posteriormente se han usado para diversas aplicaciones; breves reseñas históricas sobre el tema pueden consultarse en Taylor (1996), y Seleemah y Constantinou (1997, sección 2.1).

1.2.-INVESTIGACION BIBLIOGRAFICA

Los diseños en la **disipación de energía** han sido usados en el mundo desde 1970 para la protección de puentes ante la acción sísmica (Zhiquiang W. ‘Analytical Investigation of the Responce of Bridges with added Viscous Dampers’). El diseño de amortiguadores viscosos pasivos surgió como una alternativa tecnológica como una medida aceptable para el diseño sísmico de puentes. Diferentes tipos de puentes se han beneficiado del concepto de protección sísmica a base de amortiguadores viscosos.



Figura 1 Puente Lupu localizado en la ciudad de Shangai

El Departamento de Ingeniería de Puentes, de la Universidad Tongji de Shangai China realizó un análisis sísmico no lineal del Puente Lupu (figura 1), en el cual se observaban unos desplazamientos relativos excesivos en las juntas de expansión en sentido longitudinal con lo cual se estudio la posibilidad de colocar amortiguadores en esta dirección. (Zhiquiang W. ‘Analytical Investigation of the Responce of Bridges with added Viscous Dampers’)



Figura 2 Puente Millenium localizado en la ciudad de Londres

El Puente Milenio es una pasarela, que cruza el río Támesis (figura 2). El tablero del puente presentó problemas de desplazamientos y aceleraciones excesivas cuando los peatones cruzaban por él; la máxima aceleración lateral resulto por arriba de 0.25g. La empresa Taylor Devices (<http://www.taylordevices.com>) propuso una solución en el diseño de los amortiguadores de acuerdo a los requerimientos del *puente*, el cual consistía en la utilización de los amortiguadores utilizados únicamente por la NASA. Estos consistían en dos diferentes tipos de amortiguadores los usados en los satélites se colocaron en apoyos (figura 3) y en pilas (figura 4) y los tipo Chevron que básicamente consisten en bolas de acero inoxidable que trabajan conjuntamente con los amortiguadores viscosos que se añadieron al puente, esta absorben las pequeñas oscilaciones (figura 5), las pruebas se realizaron durante el mes de enero del 2002 en el Puente Milenio (<http://www.taylordevices.com/papers/damper/damper.pdf>)



Figura 3 Amortiguadores colocados verticalmente Puente Milenio



Figura 4 Amortiguadores colocados en pilas Puente Milenio



Figura 5 Amortiguadores tipo Chevron Puente Milenio



Figura 6 Puente Rion-Antirion localizado en Grecia

El Puente Rion Antirion se localiza en Grecia sobre el estrecho de Corinto, fue diseñado para acciones sísmicas con una aceleración máxima del terreno de 0.48g con un periodo de retorno de 2000 años, y con movimientos tectónicos entre dos pilas continuas de dos metros en cualquier dirección, esto fue posible por el uso del innovador sistema de disipación de energía conectando el tablero con cada una de sus pilas.

1.3.- OBJETIVO

La evaluación del desempeño sísmico de puentes con diseños de disipación de energía es investigado a través de un estudio paramétrico basado en un análisis dinámico no lineal de modelos simplificados de puentes sujetos a movimientos sísmicos del terreno registrados en la zona de subducción de la costa del Pacífico mexicano. Los resultados son analizados en términos de máximos desplazamientos y velocidades en el tablero y máximas fuerzas en los amortiguadores.

Elaborar gráficas que puedan ser usadas por ingenieros en la búsqueda de la mejor solución para el diseño sísmico de puentes. Una aplicación de esta metodología para el análisis de dos puentes reales serán presentados en la comparación de resultados entre los modelos reales y simplificados.

CAPÍTULO II
CARACTERIZACIÓN

2.1 AMORTIGUADORES VISCOSOS

Los disipadores de energía son dispositivos diseñados para absorber la mayoría de la energía sísmica, evitando así que ésta se disipada mediante deformaciones inelásticas en los elementos estructurales. Los disipadores pueden ser clasificados como histeréticos o visco elásticos.

Los amortiguadores viscosos funcionan con del principio del flujo de fluidos a través de orificios. La figura 7 muestra la vista longitudinal de un amortiguador típico, las partes que constituyen el amortiguador son: cilindro de acero inoxidable relleno de silicona que en su interior contiene un pistón que cuenta con una cabeza con orificios. El funcionamiento consiste en que una vez que el pistón se mueve a lo largo del cilindro, la diferencia de presiones en ambas cámaras origina que la silicona fluya a través de los orificios de la cabeza a alta velocidad, transformando así la energía sísmica en calor la cual será disipada en la atmósfera. Las diferentes características de los amortiguadores dependiendo de las solicitaciones es mediante la configuración de los orificios y de las propiedades de la silicona. Los fundamentos teóricos del comportamiento de estos dispositivos pueden consultarse en Soon y Dargush (1997, capítulo 6).

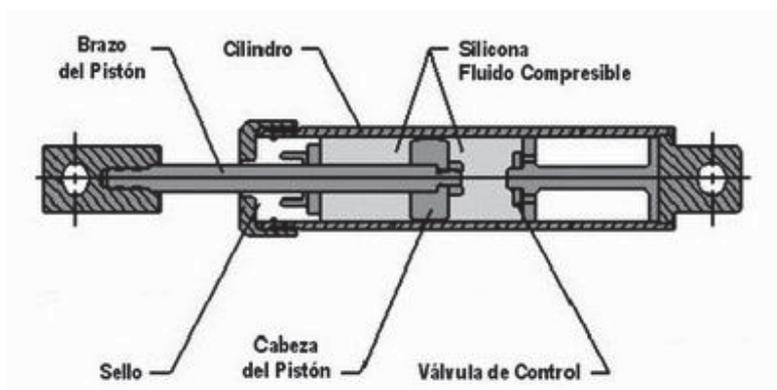


Figura 7 Componentes de un amortiguador viscoso

Uno de los mayores problemas en la solución en el diseño de puentes es el control de los desplazamientos sísmicos, este control puede obtenerse al incrementar las dimensiones de las piezas esto para incrementar la inercia, o incrementando la capacidad de disipación de energía de la estructura

(estructura flexible), otra solución alterna puede obtenerse usando diseños especiales con el empleo de amortiguadores viscosos.

Hoy en día se ha incrementado la aplicación de la disipación de energía en el diseño de puentes para el control de los desplazamientos sísmicos, una solución común era el usar un comportamiento lineal de los amortiguadores viscosos, esto al considerar una variación lineal entre las fuerzas internas y la velocidad, sin embargo la técnica a evolucionado con el pasar de los años al considerar una nueva y mejor solución caracterizada por la no linealidad.

La relación fuerza (F) – velocidad (V) para los amortiguadores viscosos está dada por la ley constitutiva

$$F = C_{\alpha} \operatorname{sgn}(v) |v|^{\alpha} \quad [1.0]$$

Donde C_{α} es el coeficiente de amortiguamiento con unidades de fuerza por velocidad elevada a la potencia α , que es a su vez un exponente positivo real y $\operatorname{sgn}(\cdot)$ es la función signo. La ecuación [1.0] se transforma en $F=C_1V$ para $\alpha =1$, que representa un amortiguador con comportamiento lineal, y en $F=C_0 \operatorname{sgn}(V)$ para $\alpha =0$, que representa un amortiguador de fricción; de este modo, α caracteriza la no linealidad de los amortiguadores. Los valores típicos del exponente α están comprendidos en el intervalo de 0.1 a 2 (Constantinou, 2003).

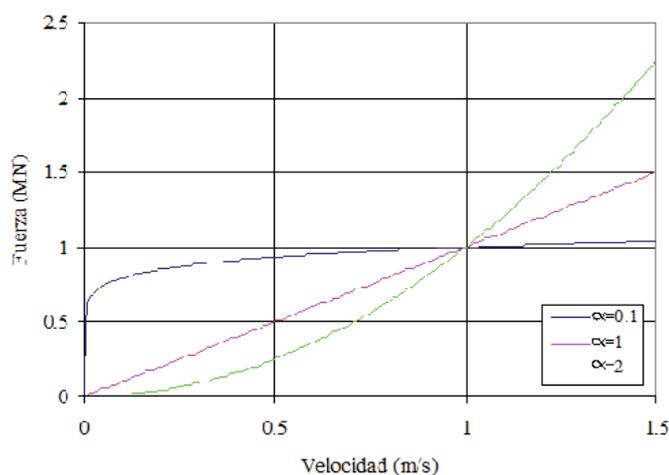


Figura 8 Relación fuerza-velocidad para los amortiguadores viscosos (figura modificada de Álvarez 2004)

Los amortiguadores viscosos se pueden fabricar en un amplio intervalo de valores de C_{α} y α . En la figura 8 se presentan tres configuraciones de fuerza-

velocidad (ecuación 1.0) para valores positivos de la velocidad y para valores de $C_\alpha = 1 \text{ MN}/(m/s)^\alpha$ y del exponente $\alpha < 1$, $\alpha = 1$ y $\alpha > 1$. Como se puede observar para valores de α menores que la unidad presentan una variación importante en la fuerza para valores bajos de velocidad y variaciones pequeñas de fuerza para valores de velocidades altas. Para valores de α mayores que la unidad la variación de la fuerza es pequeña para velocidades bajas mientras que se presentan grandes variaciones de fuerza para velocidades altas, para este caso pueden desarrollarse fuerzas excesivas en los amortiguadores y en los elementos estructurales que conectan. Por lo que los valores de α se limitan a valores iguales o mayores a la unidad para las aplicaciones sísmicas (Lin y Chopra 2002).

En la Figura 8 se muestran las relaciones fuerza–desplazamiento normalizadas respecto al caso de amortiguamiento lineal ($\alpha=1$) para movimiento armónico $D=D_0 \sin wt$ y para tres valores de n : 0, 0.5 y 1 (Lin y Chopra, 2002). Los lazos histeréticos que aparecen en la figura se calcularon de tal manera que disipasen la misma cantidad de energía por ciclo de movimiento armónico. Aunque los tres ciclos de histéresis encierran la misma área, su forma cambia de una elipse para el amortiguador viscoso lineal ($\alpha = 1$) a un rectángulo para un amortiguador de fricción ($\alpha = 0$). Para los amortiguadores sometidos a movimiento armónico, la fuerza máxima normalizada vale 0.9 para $\alpha = 0.5$ y $\pi/4$ para $\alpha = 0$. Esto es, para una misma amplitud de desplazamiento, la fuerza pico en los amortiguadores no lineales ($\alpha < 1$) es menor que la fuerza pico correspondiente al amortiguador lineal ($\alpha = 1$) y F/F_0 disminuye si α también disminuye.

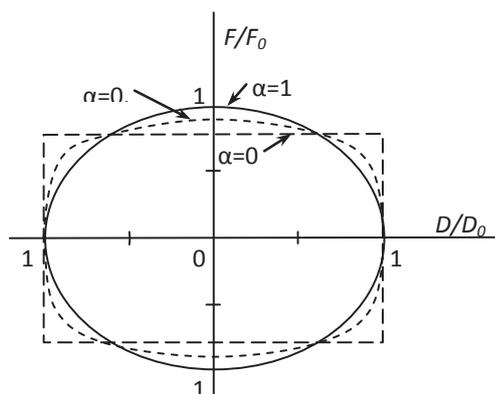


Figura 9 Ciclos histeréticos para amortiguadores sometidos a movimiento armónico (figura modificada de Alvarez 2004)

2.2 .- ACCIÓN SISMICA

SISMICIDAD EN MEXICO

La República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas. Esto se realizó con fines de diseño antisísmico (Figura 10). Para realizar esta división se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana desde inicios de siglo, grandes sismos que aparecen en los registros históricos y los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo.

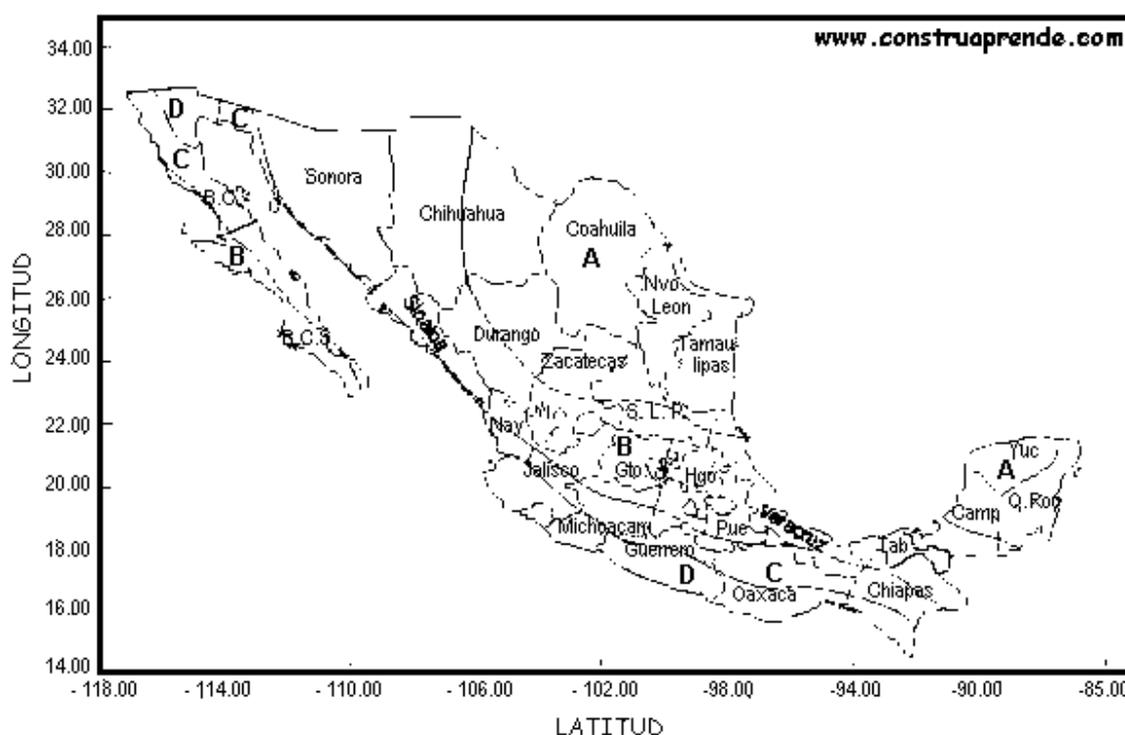


Figura 10 Zonas sísmicas de la república mexicana
(<http://www.construaprende.com/Tablas/CFE/Mapa31.html>)

Estas zonas son un reflejo de que tan frecuentes son los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo a esperar durante un siglo. La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad. Las otras

dos zonas (B y C) son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo.

(<http://www.arqhys.com/arquitectura/mexico-sismicas.html>).

AREAS DE RUPTURA Y BRECHAS SISMICAS

Al observar la localización en la que se presentan con mayor frecuencia los sismos, se delimitan ciertas zonas conocidas como áreas de ruptura y brechas sísmicas. En el caso de México, el ambiente tectónico de mayor interés, desde el punto de vista de potencial sísmico, es la zona de subducción que existe a lo largo de la costa del Océano Pacífico. El proceso de subducción de la placa de Cocos genera una gran falla geológica que es la fuente de los más grandes y frecuentes sismos de México.

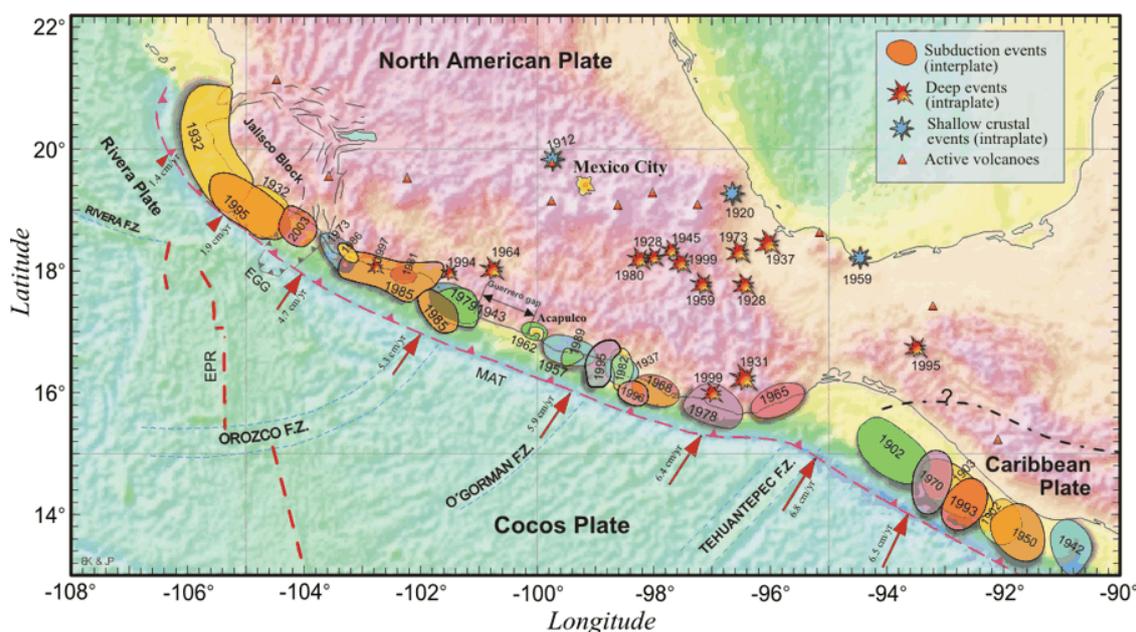


Figura 11 Áreas de ruptura y brechas sísmicas

(<http://tlacaelel.igeofcu.unam.mx/~vladimir/sismos/100a%F1os.html>)

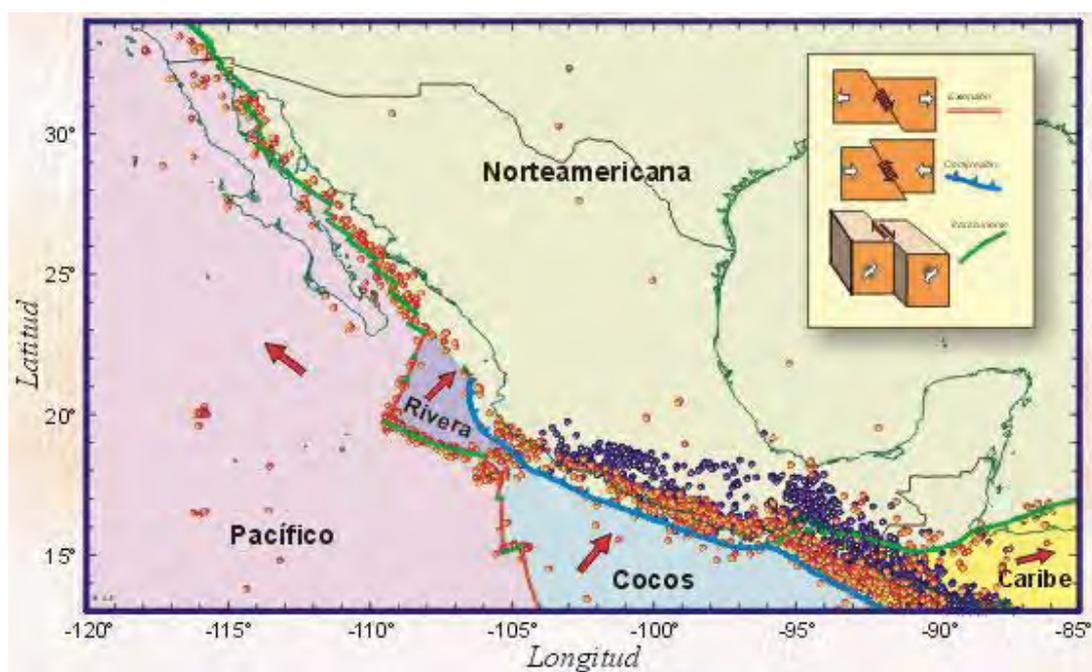


Figura 12 Localización de los focos de los sismos
(<http://tlacael.igeofcu.unam.mx/~vladimir/sismos/100a%F1os.html>)

La figura 12 representa los sismos superficiales y profundos, al graficar todos los sismos superficiales (aquellos localizados a profundidades menores de 40 kilómetros) ocurridos en los últimos 30 años en México (esferas rojas), la gran mayoría se alinea con las fronteras entre las placas tectónicas. El roce de las placas a lo largo de sus fronteras es lo que produce la gran mayoría de los sismos en México y en el mundo. Las esferas azules representan los temblores que ocurren a profundidades mayores de 40 kilómetros. Estos sismos se localizan dentro de las placas oceánicas que se subducen bajo el continente. Al bajar las placas hacia el interior de la Tierra, se someten a fuerzas gravitacionales que producen resquebrajamiento de la corteza. Estas resquebrajaduras se manifiestan como sismos.

Los registros sísmicos que se emplearán en el desarrollo del presente trabajo corresponden a las zonas C y D de la regionalización sísmica (figura 10) obtenidas en las estaciones localizadas en los estados de Michoacán, Colima y Guerrero. Se seleccionaron en total 20 registros sísmicos de la Base Mexicana de Sismos Fuertes de las zonas C y D, de las cuales se presentan las principales características tabla 1.

Tabla 1 Registros sísmicos obtenidos de la Base Mexicana de Sismos Fuertes para las zonas C y D para los estados de Michoacán, Colima y Guerrero.

CLAVE	FECHA	T. SUELO	MAGNITUD	ACELARACIONES MAXIMAX (GAL)		UBICACIÓN
APAT7903	04/03/1998	S.N	7	S 00 E	50.43	APATZINGAN MICH. A DIEZ CUADRAS DEL ZOCALEO
				V	-24.806	
				N 90 E	-62.217	
APAT8509	15/03/1998	S.N	6.8	S 00 E	-68.74	APATZINGAN MICH. A DIEZ CUADRAS DEL ZOCALEO
				V	-44.62	
				N 90 E	81.282	
AZIH8509	02/03/1998	ROCA	6.8	V	-100.09	AEREO PUERTO INTERNACIONAL DE ZIHUATANEJO
				S 90 W	-153.93	
				S 00 W	-98.62	
CALE8509	02/03/1998	ROCA	6.8	S 90 E	-140.68	CALETA DE CAMPOS. MICH. ESC. SEC. TEC. 68
				V	88.45	
				S 00 E	-139.73	
CALE9701	16/01/1997	ROCA	6.5	S 90 E	396.21	CALETA DE CAMPOS. MICH. ESC. SEC. TEC. 68
				V	413.94	
				S 00 E	-350.27	
CHI18501	06/05/1998	ROCA	6.8	N 00 E	-194	A TRES CUADRAS DEL ZOCALEO DE CHILPANCINGO
				V	84.47	
				N 90W	187.33	
CHII9509	14/09/1995	ROCA	6.4	N 00 E	-26.31	CEMENTERIO DE AUTOMOVILES CARRETERA ACAPULCO-MEXICO
				N 90W	19.10	
				V	-18.55	
COPL9310	09/04/1996	ROCA	6.2	V	-125.04	ESC. PRIMARIA FEDERAL OTILIO MONTAÑO, COPALA
				N 90 E	-274.03	
				N 00 E	-211.53	
LZ019510	15/03/1996	JARDIN	7.3	N 45 E	10.86	LAZARO CARDENAS MICH. SICARTSA TERRENO JARDIN
				V	4.2	
				N 45 W	13.29	
LZ019701	20/03/1998	JARDIN	6.9	N 90 E	196.74	LAZARO CARDENAS MICH. SICARTSA TERRENO JARDIN
				V	193.47	
				N 00 E	189.74	

Cont. Tabla 1

CLAVE	FECHA	TERRENO	MAGNITUD	ACELARACIONES MAXIMAX (GAL)		UBICACIÓN
MZ019510	15/03/1996	CAMPO LIBRE	6.5	N 00 E	387.62	TERMO ELECTRICA MANZANILLO SUBESTACION
				V	302.86	
				N 90 E	387.13	
OCTT8904	23/03/1998	ROCA	6.3	V	195.74	ESC. CREPE CARRETERA CHILPANCINGO- ACAPULCO
				N 90 E	-201.16	
				N 00 E	126.54	
PAPN8509	02/03/1998	ROCA	6.3	V	171.62	ESC. PRIM. SOR JUANA INES DE LA CRUZ, GUERRERO
				S 90 W	-219.83	
				S 00 W	242.69	
PARS8509	01/04/1998	ROCA	6.3	S 90 E	-413.78	EL PARAISO EN GUERRERO
				V	169.63	
				S 00 E	-625.78	
PETA9607	28/10/1996	ROCA	5.7	S 90 E	135.03	BODEGA DE MATERIALES PETATLAN, GUERRERO
				V	123.24	
				S 00 E	-183.45	
PTSU9701	20/01/1997	CONG. LUTITAS	6.5	V	-170.35	4 KM DEL PUERTO LAZARO CARDENAS
				N 90 E	221.07	
				N 00 E	-311.04	
RIML9701	01/01/1997	ARCILLA	6.9	N 00 E	4.95	MORELIA, MICH. ESC. LUZ ALOU
				V	4.06	
				N 90 E	6.37	
SICC7903	04/03/1998	S.N	7	N 00 E	264.28	L.C. MICH. SICARTSA 100M DE PLANTA ACERACION
				V	-66.79	
				N 90 W	307.21	
SMR28904	25/03/1998	ROCA	6.3	S 90 E	127.29	ESC. PRIM. A 7 KM DE SAN MARCOS, GUERRERO
				V	132.07	
				S 00 E	-175.14	
SUCH8509	12/03/1998	ROCA	6.8	V	49.623	TALLER MECANICO EN SUCHIL, GERRREO
				S 90 W	-81.44	
				S 00 W	-103.12	

Para realizar los análisis paso a paso que se presentan en el capítulo 3, se seleccionó, para cada uno de los eventos presentados en la tabla 1, el registro en la dirección horizontal que presenta la mayor aceleración del terreno. Posteriormente, los acelerogramas se escalaron linealmente a 0.75g, que es la aceleración máxima del terreno prevista para suelo duro (tipo I) en la zona D de regionalización sísmica el cual se desarrollo de acuerdo al procedimiento

descrito en el “MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR SISMO” (CFE, 1993). En la figura 13 se muestra el espectro de diseño para estructuras del grupo B.

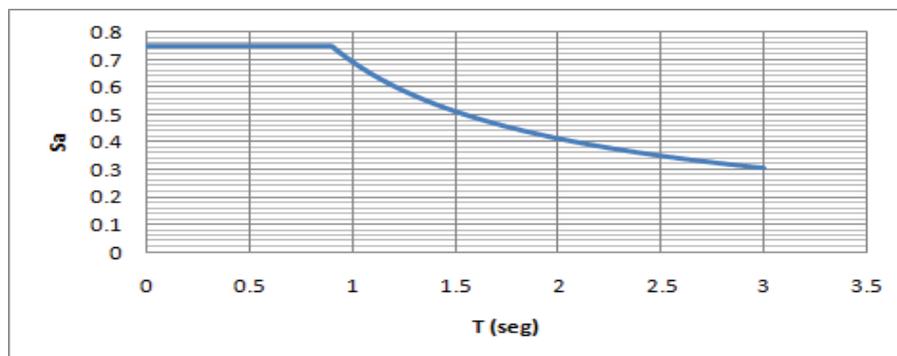


Figura 13 Espectro de diseño de las normas de la CFE para estructura del grupo B, zona sísmica D y terreno tipo 1

Para el escalamiento se utilizara la siguiente expresión

$$Fe = \frac{Sa \times 9.81}{Amax} \quad [2.0]$$

Donde: Fe _____ Factor de escala

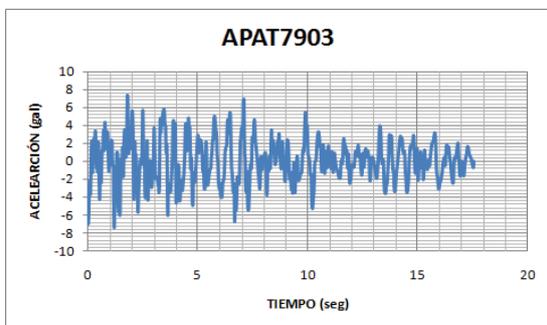
Sa _____ pseudo aceleración (para nuestro caso Sa=0.75)

Amax ____ aceleración máxima absoluta presente en el registro

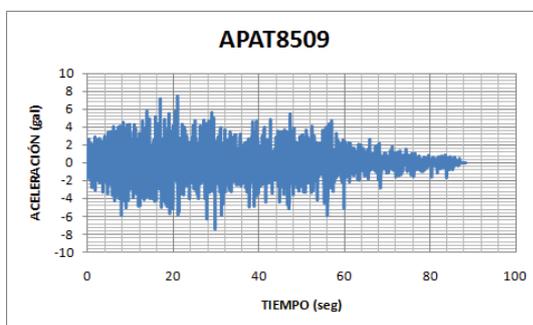
SISMO	FACTOR DE ESCALA	SISMO	FACTOR DE ESCALA
APAT7903	11.826	MZ0199510	1.898
APAT8503	9.052	OCTT8904	3.658
AZIH8509	4.780	PAPN8509	3.032
CALE8509	14.432	PARS8509	1.553
CALE9701	1.857	PETA9607	4.011
CHI18501	3.928	PTSU9701	2.365
CHIL9509	49.857	RIML9701	115.502
COPL9310	2.685	SICC7903	2.395
LZ019510	55.361	SMR28904	4.201
LZ019701	3.740	SUCH8509	7.135

Tabla 2 Factores de escala que se emplearan en los registros sísmicos para el desarrollo de los análisis en los modelos reales como simplificados.

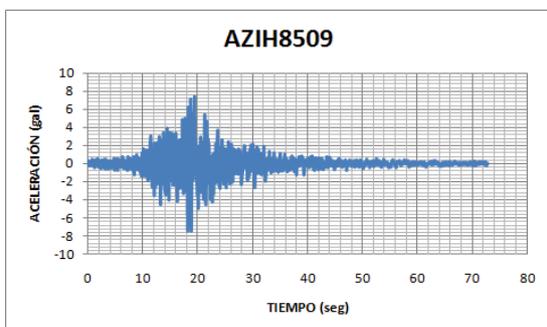
A continuación se presentan las acelerogramas escalados de los 20 eventos a utilizar en el estudio paramétrico del capítulo 3.



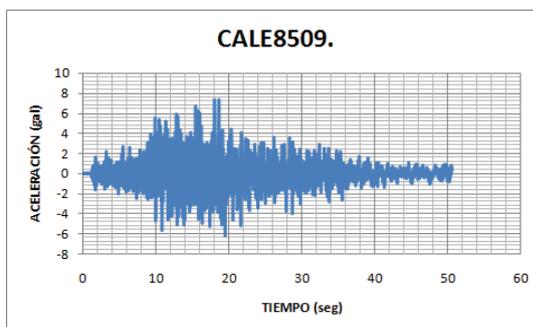
A)



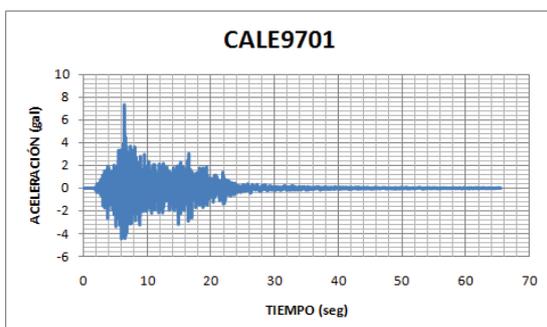
B)



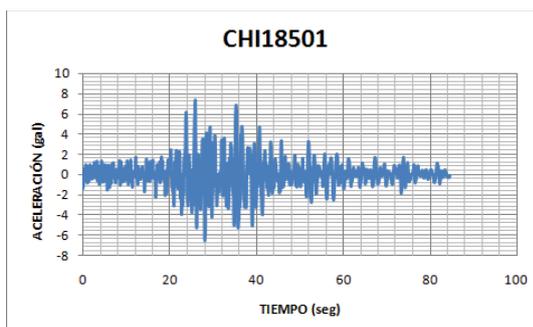
C)



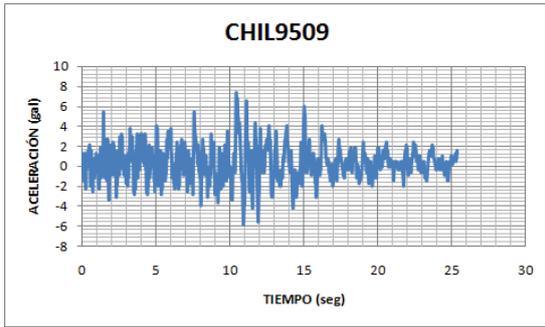
D)



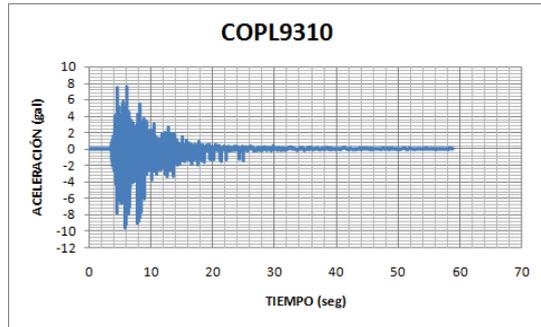
E)



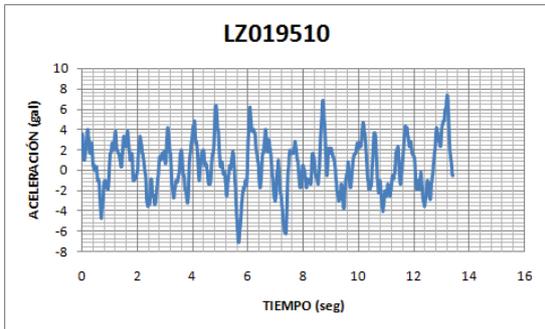
F)



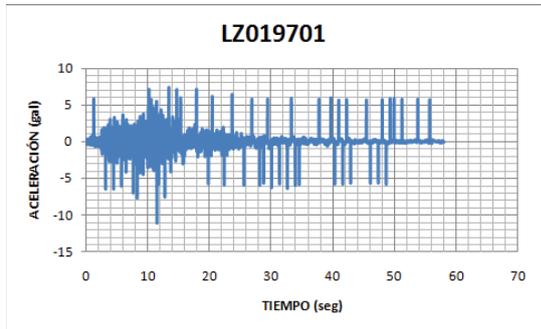
G)



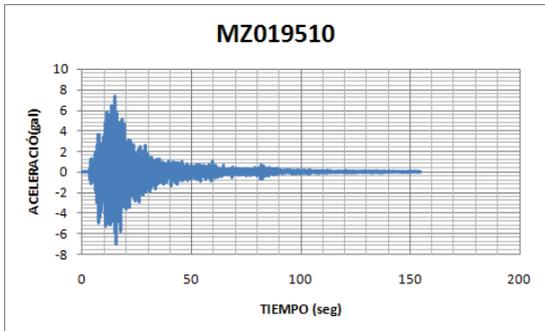
H)



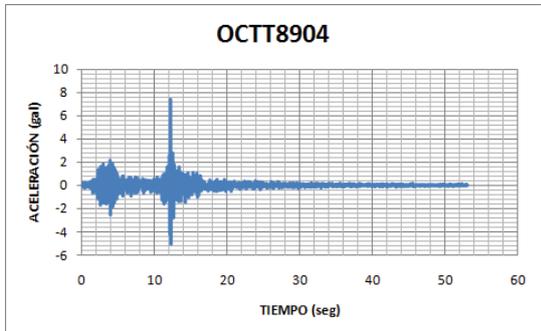
I)



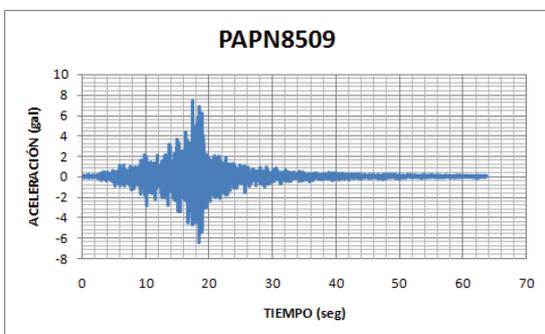
J)



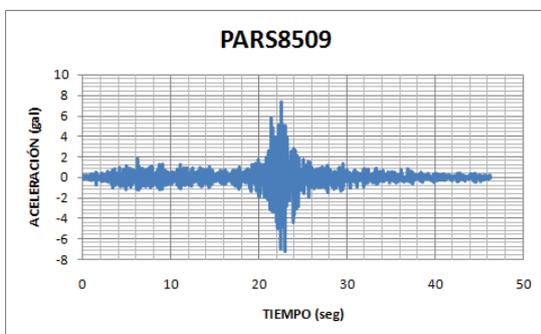
k)



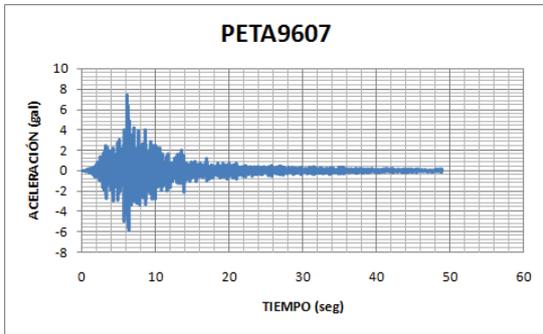
L)



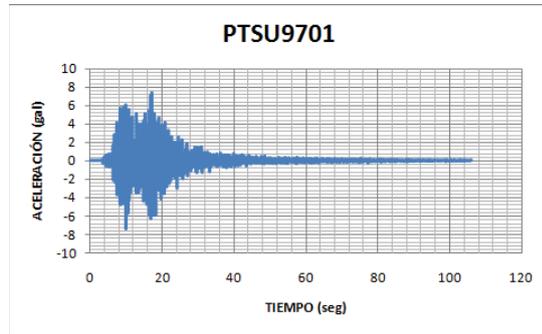
M)



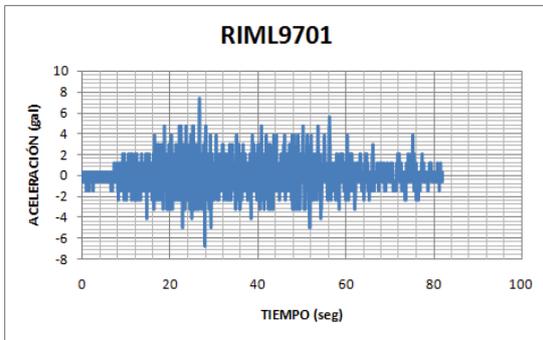
N)



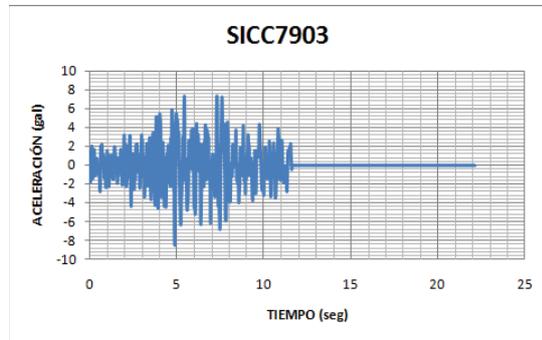
O)



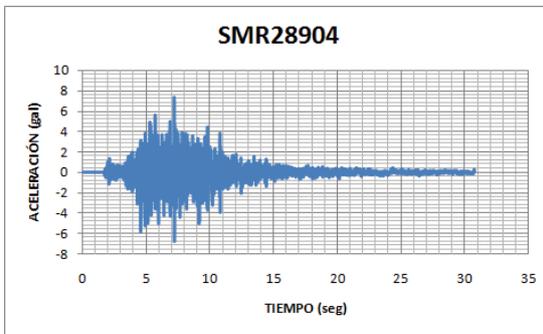
P)



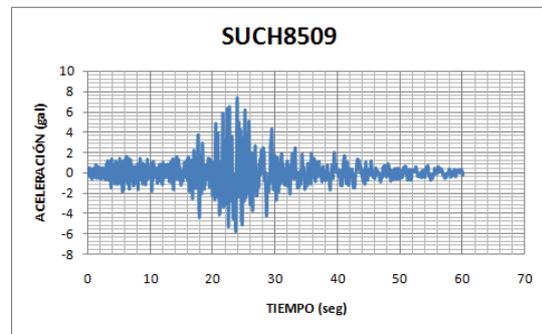
Q)



R)



S)



T)

Figura 14 Acelerogramas escalados de los 20 eventos sísmicos.

CAPÍTULO III
ESTUDIO PARAMETRICO PARA
PARA SISTEMAS DE UN GRADO
DE LIBERTAD:

3.1.- MODELO ANALÍTICO

La metodología a desarrollarse será la utilizada por los portugueses Gerónimo y Guerreiro (2002). La evaluación sísmica de puentes, se basa en un estudio paramétrico de análisis dinámico no lineal de modelos simplificados de puentes. Los resultados serán analizados en términos de máximo desplazamiento, velocidad y aceleración del tablero así como la máxima fuerza en el amortiguador y la subestructura.

El estudio paramétrico se realizará por medio de un modelo simplificado, que consiste en un sistema de un grado de libertad con *masa unitaria* el cual representará el desplazamiento longitudinal de la superestructura, las propiedades modelo serán asignadas de acuerdo a los requerimientos del estudio.

CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

Las características del primer modo de vibrar o fundamental puede ser encontrado con un sistema de un grado de libertad tal y como se muestra en la figura 15 una vez conocidas las características de masa y rigidez, como la longitud y el amortiguamiento es significativamente menor al amortiguamiento crítico, para tal caso la respuesta es esencialmente elástica, el amortiguamiento tiene una pequeña influencia en las características de la respuesta dinámica y típicamente ignorada.

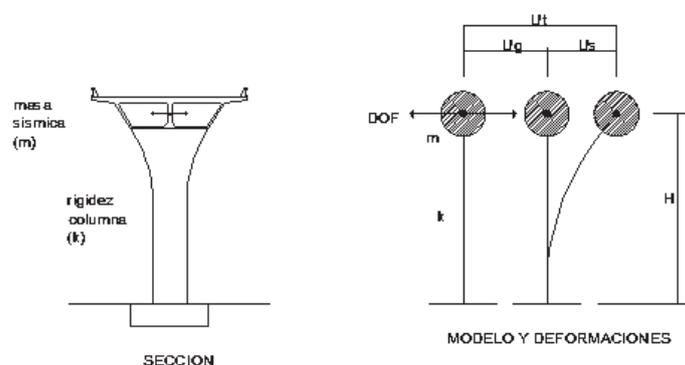


Figura 15 Modelo transversal de la respuesta dinámica del puente

Para un puente modelado con un sistema de un grado de libertad tomando una masa (m) y una rigidez efectiva (k), la vibración libre sin amortiguamiento puede ser expresada como:

$$m\ddot{u}(t) + Ku(t) = 0 \quad [3.0]$$

Asumiendo que el desplazamiento $u(t)$ con un tiempo y movimiento armónico tal y como se muestra en la figura 16

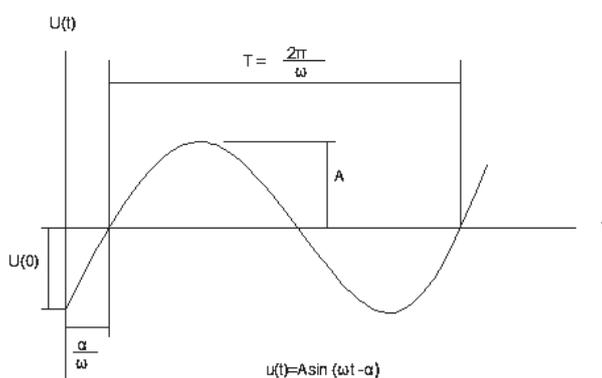


Figura 16 respuesta armónica sin amortiguamiento de un SDOF

Es de la forma:

$$u(t) = A \sin(\omega t - \alpha) \quad [3.1]$$

Donde ω es la frecuencia circular natural, α es la fase de cambio para la respuesta senoidal y A factor de escala para determinar la amplitud del movimiento armónico, obteniendo la segunda derivada con respecto al tiempo de la ecuación anterior y sustituyendo en:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad [3.2]$$

Como resultado obtenemos la ecuación característica.

$$ku - \omega^2 mu = (k - \omega^2 m)u = 0 \quad [3.3]$$

Para desplazamientos arbitrarios puede satisfacerse con:

$$|k - \omega^2 m| = 0 \quad [3.4]$$

Cuando ocurre únicamente para una frecuencia circular específica ω o los eigenvalores de la ecuación anterior, la solución de los eigenvalores de esta ecuación escalar representan la frecuencia circular ω , la cual se representa satisfactoriamente como:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad [3.5]$$

Y para la frecuencia circular sin amortiguamiento en la ecuación 3.5 los ciclos de frecuencia natural f y el periodo natural de vibración T para un SDOF el modelo del puente puede ser encontrado con.

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad [3.6]$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad [3.7]$$

Utilizando la ecuación de la frecuencia natural (ecuación 3.7) y sustituyendo en la ecuación del periodo (ecuación 3.7) nos resulta el periodo natural de vibración el cual es expresado como.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{k}{m}} \quad [3.8]$$

El correspondiente modo natural consiste en un desplazamiento asignado al SDOF (el movimiento transversal de la masa es tomado de la figura 17), este es de magnitud y signo arbitrario.

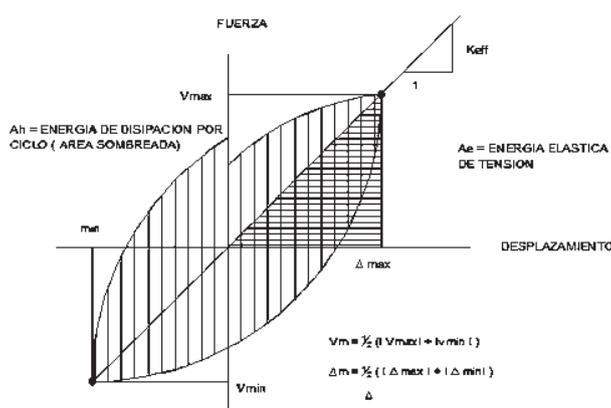


Figura 17 Disipación de energía histerética y rigidez efectiva por ciclo de respuesta

En sistemas de puentes donde el alto amortiguamiento es expresado en forma de un porcentaje de amortiguamiento equivalente ξ_{eq} , el amortiguamiento de la frecuencia circular ω_d puede ser expresado como:

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi_{eq}^2} \quad [3.9]$$

Y el correspondiente amortiguamiento del periodo natural de vibración de un SDOF se representa como:

$$Td = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k(1 - \xi_{eq}^2)}} \quad [3.10]$$

De acuerdo con lo visto anterior mente, la masa (m) y la rigidez (k) en la ecuación del periodo natural (T) representan la masa sísmica efectiva (Ws/g) y la rigidez efectiva (keff) con referencia a el SDOF de la masa en el centroide, el concepto del SDOF para la estimación de las características fundamentales de las respuestas dinámicas de puentes, también pueden ser aplicadas a estructuras con parámetros de distribución en la forma de generalizar el SDOF. Priestley, seible y calvi (1996) cap. 4

Formulas empleadas

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{Periodo (seg)} \quad [3.11]$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad \text{Frecuencia (hrz)} \quad [3.12]$$

$$K = \frac{3EI}{L^3} \quad \text{Rigidez (kN/m)} \quad [3.13]$$

$$I = \frac{BH^3}{12} \quad \text{Momento de inercia de una sección rectangular (m4)} \quad [3.14]$$

Proceso para obtener la dimensión de la columna (sección cuadrada)

Como $B = H$ por ser una sección cuadrada por lo que:

$$I = \frac{B^4}{12}$$

Sustituyendo la inercia (formula 3.14) en la rigidez (formula 3.13)

$$K = \frac{3 E \left(\frac{B^4}{12}\right)}{L^3} \quad \text{Por lo que} \quad K = \frac{E B^4}{4L^3}$$

Sustituyendo la frecuencia (formula 3.12) en el periodo (formula 3.11)

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

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

$$\frac{K}{m} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2$$

$$\frac{E B^4}{4L^3} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 m$$

$$B = \sqrt[4]{\frac{4L^3 \left(\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 m\right)}{E}}$$

Para el desarrollo se tomaron los siguientes datos como constantes:

$$M = 1.00 \quad \text{kN}$$

$$\text{Longitud de la pila} = 1.00 \quad \text{M}$$

$$f'c = 3.4323 \quad \text{KN/ m}^2$$

$$E = 14000 \sqrt{f'c} \quad \text{Dato obtenido NTC del DF cap. 1.5.1 pág. 104}$$

Dichas dimensiones se obtendrán para los siguientes periodos:

$$T = 0.25 \text{ seg.}$$

$$T = 0.50 \text{ seg.}$$

$$T = 0.75 \text{ seg.}$$

$$T = 1.00 \text{ seg.}$$

$$T = 1.50 \text{ seg.}$$

$$T = 2.00 \text{ seg.}$$

Por lo que se procederá a calcular dichas dimensiones.

$$\begin{aligned}
 F' C &= \frac{3.4323}{1.00} \text{ KN/m}^2 \\
 L &= \frac{1.00}{1.00} \text{ M} \\
 M &= \frac{1.00}{2.59E+08} \text{ KN-s}^2/\text{M} \\
 E &= \frac{2.59E+08}{0.05} \text{ KN/m}^2 \\
 \xi &= \frac{0.05}{0.05}
 \end{aligned}$$

PERIODOS (seg)	0.250	0.500	0.750	1.000	1.500	2.000
DIMENSION (M)	0.056	0.040	0.032	0.028	0.023	0.020
RIGIDEZ (kN/M)	631.658	157.914	70.184	39.479	17.546	9.870
FRECUENCIA (Hrz)	25.133	12.566	8.378	6.283	4.189	3.142

Tabla 3 Dimensiones de columna en función del periodo

MODELACION DE AMORTIGUADORES VISCOSOS

En la elaboración del presente estudio se seleccionaron los amortiguadores viscosos como dispositivos de disipadores de energía, los amortiguadores se modelan en el **SAP 2000** por medio de los elementos nlink, en particular los elementos llamados *damp*er para los que se pueden especificar propiedades en cada uno de los seis grados de libertad. El elemento está basado en el modelo de Maxwell (figura 18), es decir permite simular el comportamiento de dispositivos viscoelásticos compuesto por un amortiguador y un resorte conectados en serie. La ley constitutiva del elemento está dada por

$$f = kd_k + cd_c^n$$

En donde k es la rigidez elástica del elemento (constante del amortiguador), c coeficiente de amortiguamiento, n es un exponente positivo que caracteriza la no linealidad del amortiguador, d_k es la deformación a través del resorte y d_c es la tasa de deformación (velocidad) a través del amortiguador. La suma de la deformaciones del resorte y del amortiguador proporcionan la deformación total interna.

$$d = d_k + d_c$$

Para lograr el comportamiento puramente viscoso, la deformación del resorte se hace despreciable si este se hace suficiente mente rígido.

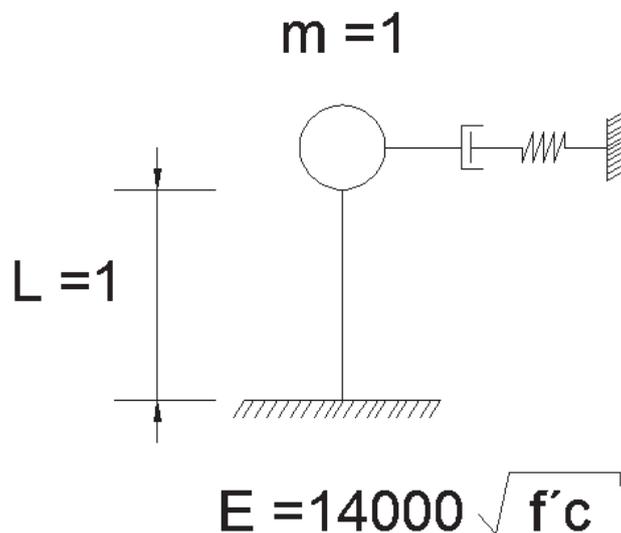


Figura 18 Sistema de un grado de libertad

La forma en que se colocaran los amortiguadores será en los extremos del puente uniendo el tablero con los apoyos, estos elementos se pueden utilizar en conjunto con otro tipo de dispositivos tal y como se observa en la figura 19



Figura 19 Colocación del amortiguador del tablero con una pila

Los análisis del estudio paramétrico se realizarán utilizando el programa Sap 2000 v11, los análisis realizados en el sistema de un grado de libertad tanto utilizando el sistema de disipación de energía (amortiguadores viscosos) como sin ellos obtenemos la respuesta ante cada acción sísmica obteniendo resultados tanto en función de aceleraciones, desplazamientos, fuerzas y velocidades en las figuras 20-23 se puede observar cómo afecta el funcionamiento de los amortiguadores en el sistema de un grado de libertad dichas gráficas son solo de un evento sísmico (AZHI8509), el SDOF es para un periodo de 1.00 s y una constante de amortiguamiento de $1.00 \text{ MN}/(\text{m/s})^\alpha$

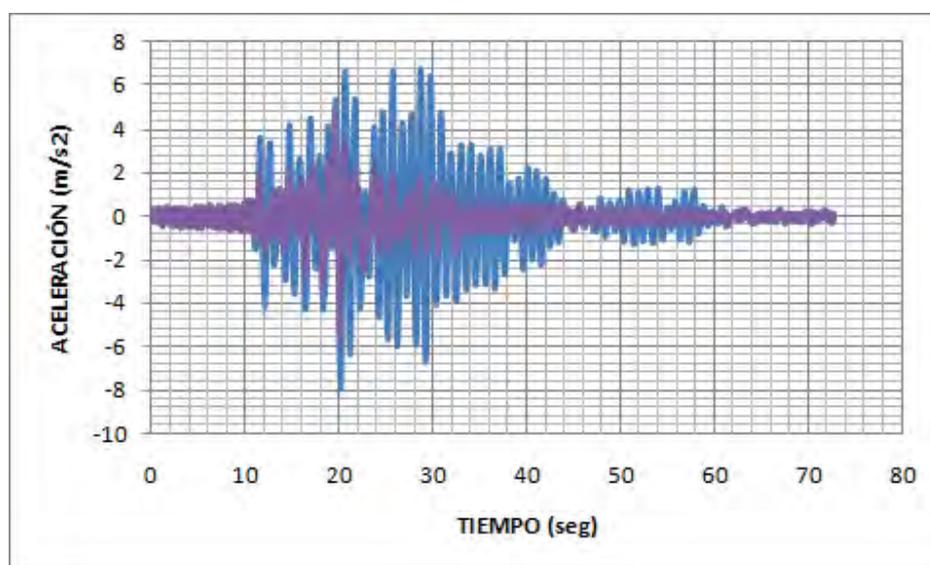


Figura 20 Gráfica comparativa de la respuesta de aceleración para el sismo AZIH8509 con un $T=1.00\text{s}$, la línea azul representa el sistema sin amortiguamiento viscoso, la línea morada con la presencia del sistema de disipación con una constante de amortiguamiento de $1.00 \text{ MN}/(\text{m/s})^\alpha$ y con un $\alpha=0.10$

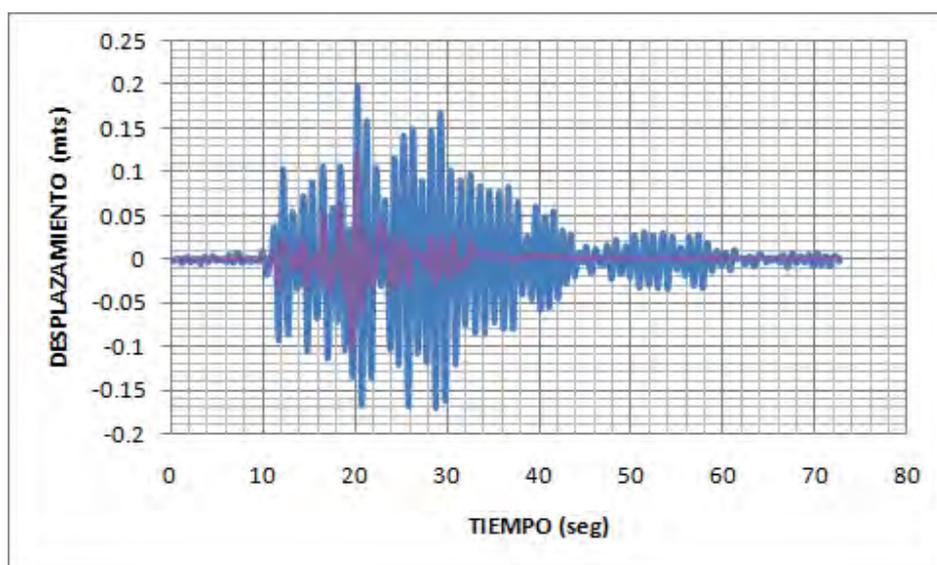


Figura 21 Gráfica comparativa de la respuesta de desplazamiento para el sismo AZIH8509 con un $T=1.00s$, la línea azul representa el sistema sin amortiguamiento viscoso, la línea morada con la presencia del sistema de disipación con una constante de amortiguamiento de $1.00 \text{ MN}/(\text{m/s})^\alpha$ y con un $\alpha=0.10$

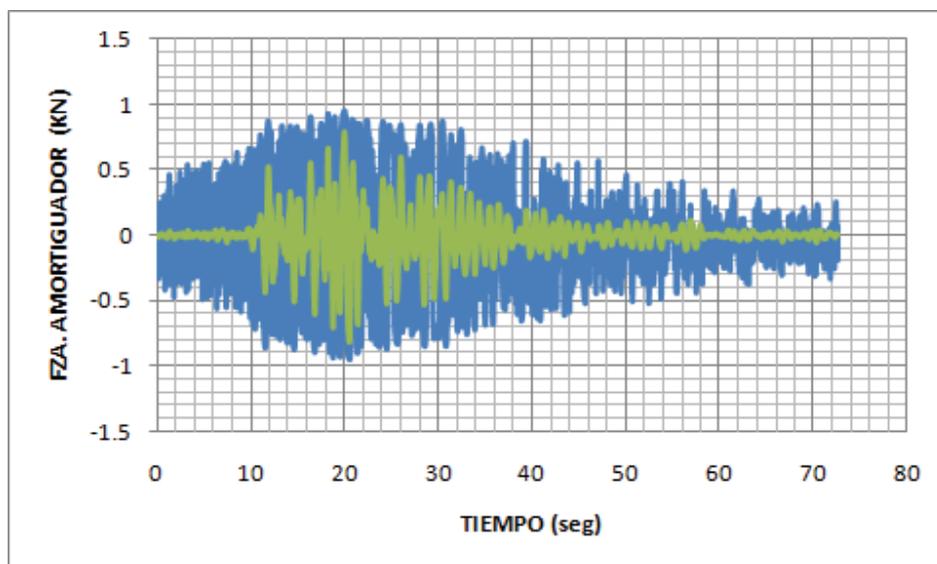


Figura 22 Gráfica comparativa de la respuesta de fuerza del amortiguador para el sismo AZIH8509 con un $T=1.00s$, el sistema sin amortiguamiento viscoso no se presenta, las líneas con la presencia del sistema de disipación con una constante de amortiguamiento de $1.00 \text{ MN}/(\text{m/s})^\alpha$, la línea azul con un $\alpha= 1.00$ y la línea verde con un $\alpha=0.10$.

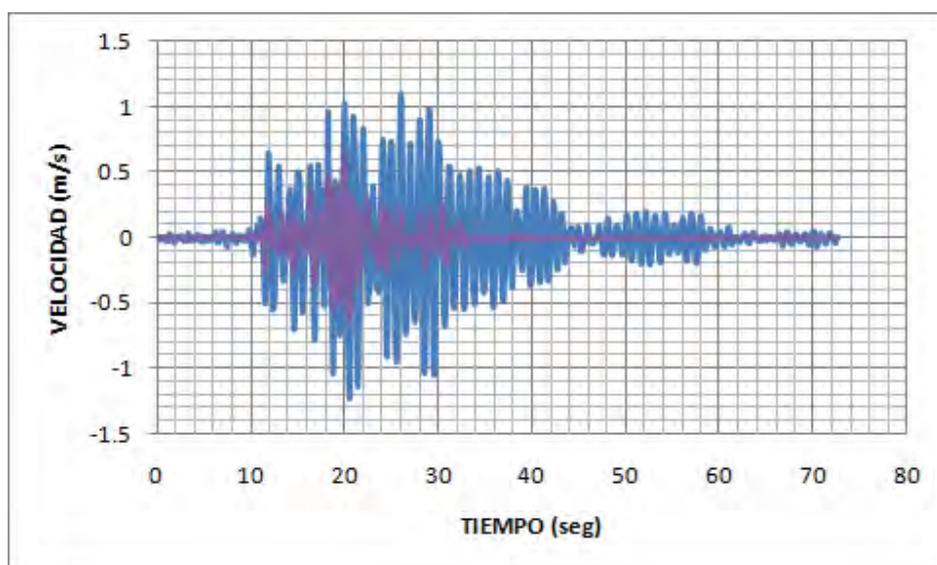
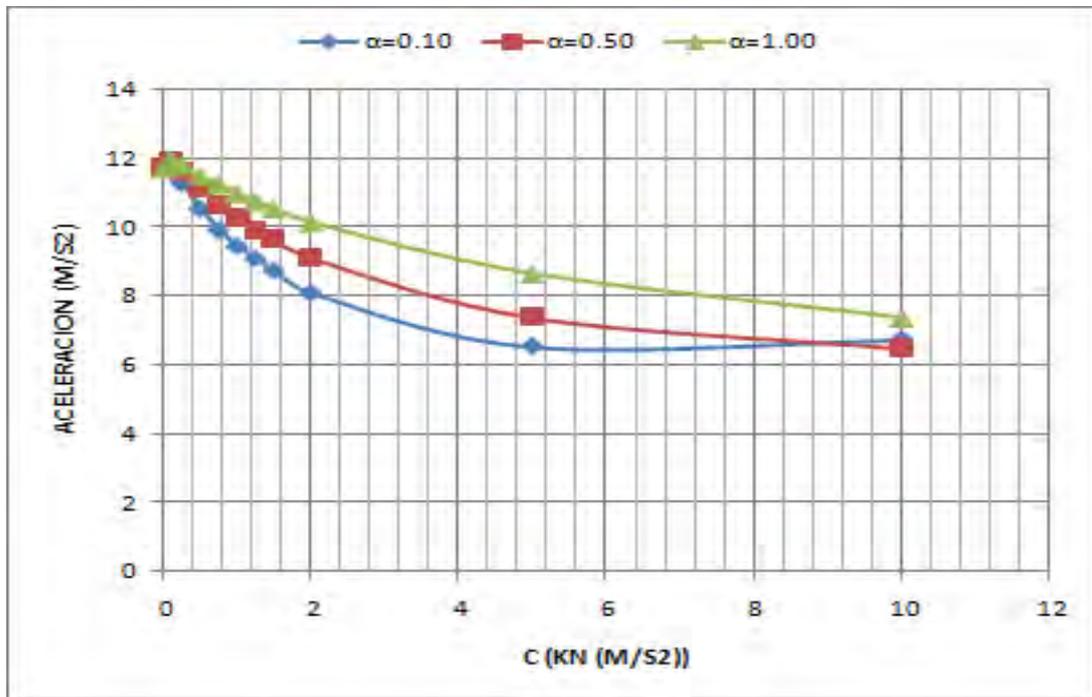


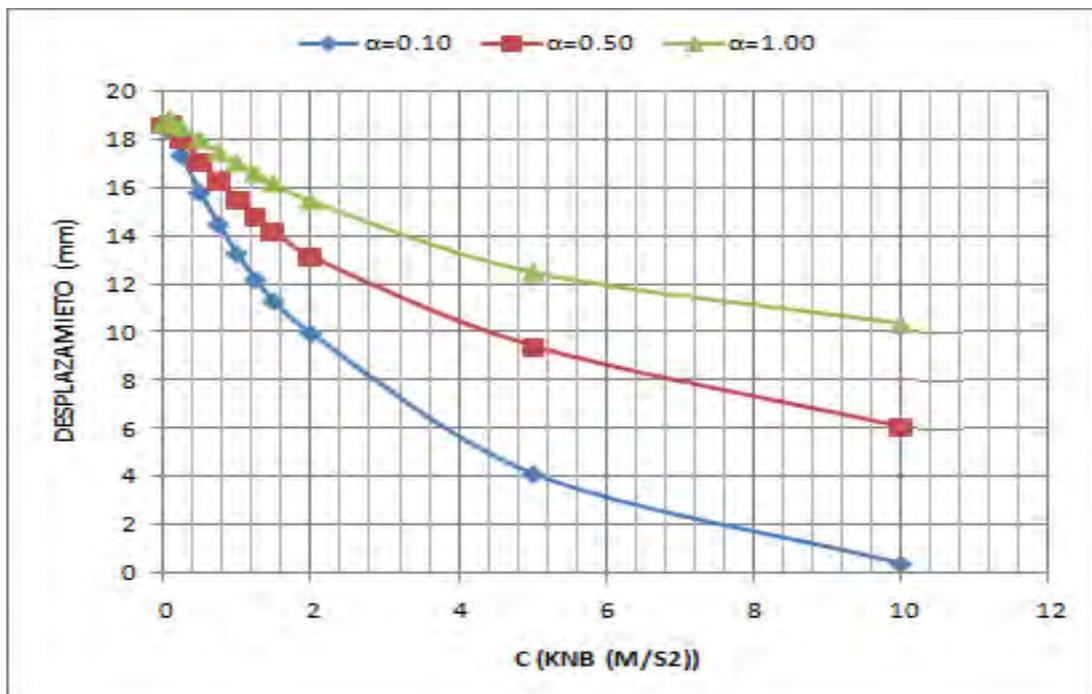
Figura 23 Gráfica comparativa de la respuesta de velocidad para el sismo AZIH8509 con un $T=1.00s$, la línea azul representa el sistema sin amortiguamiento viscoso, la línea morada con la presencia del sistema de disipación con una constante de amortiguamiento de $1.00 \text{ MN}/(\text{m/s})^\alpha$ y con un $\alpha=0.10$

Las figuras 20-23 representan la acción de un solo evento sísmico, los análisis del sistema de un grado de libertad (sistema simplificado) se analizó con un total de 20 registros de los cuales se obtuvieron los máximos valores para aceleración, fuerza en el amortiguador, velocidad así como el desplazamiento y se obtuvo un promedio para realizar las graficas 24-29, las cuales serán de ayuda en el diseño de los amortiguadores dando una gran variedad al diseñador de poder determinar cuál de las opciones es la más conveniente o viable

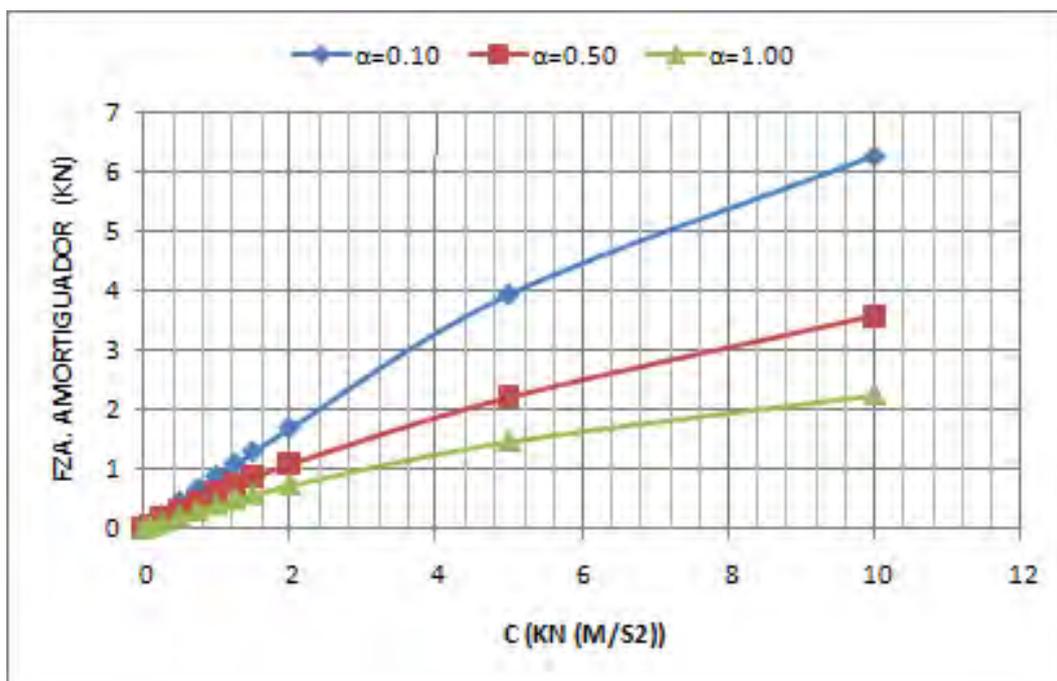
3.2 .- RESPUESTA PARA T= 0.25 Seg.



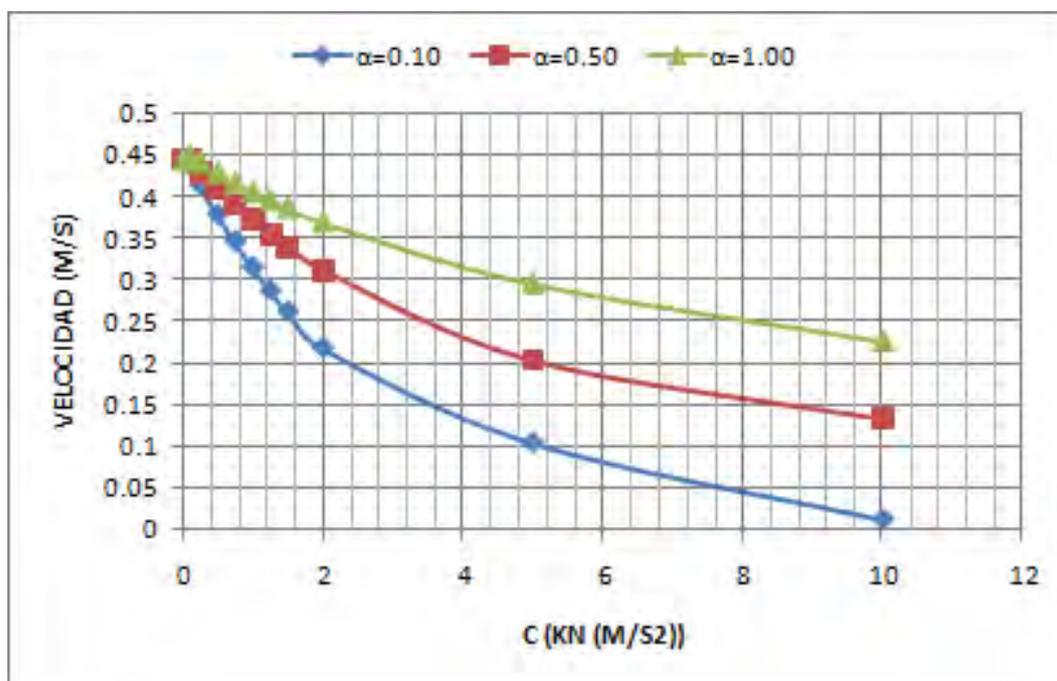
a)



b)



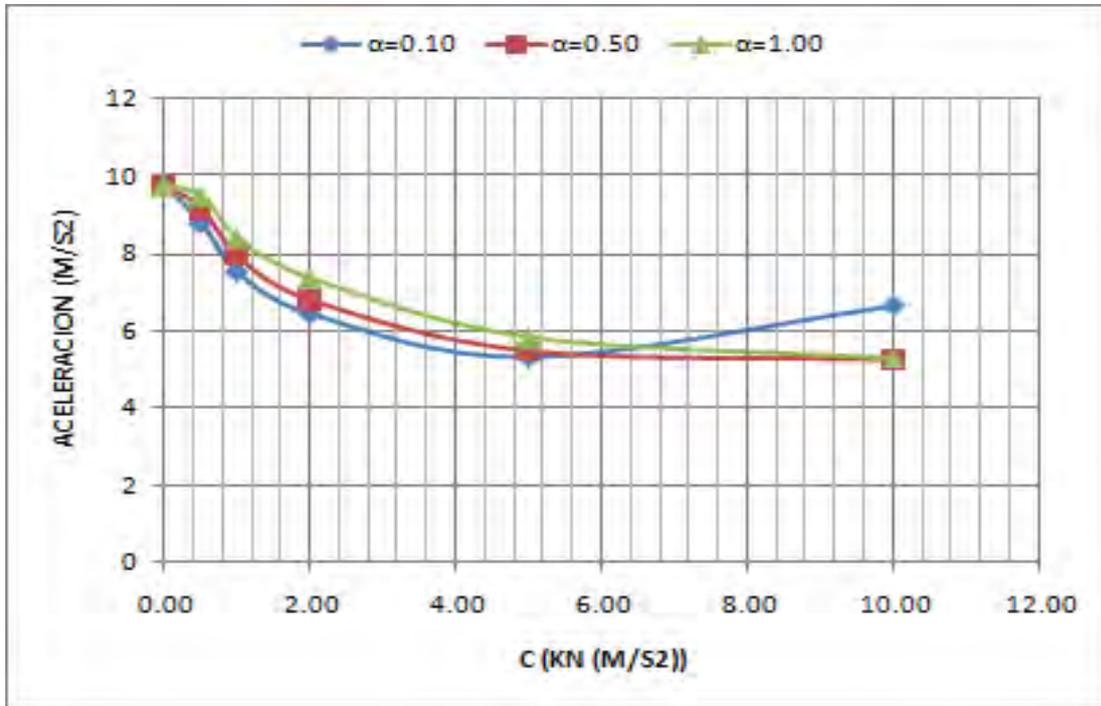
c)



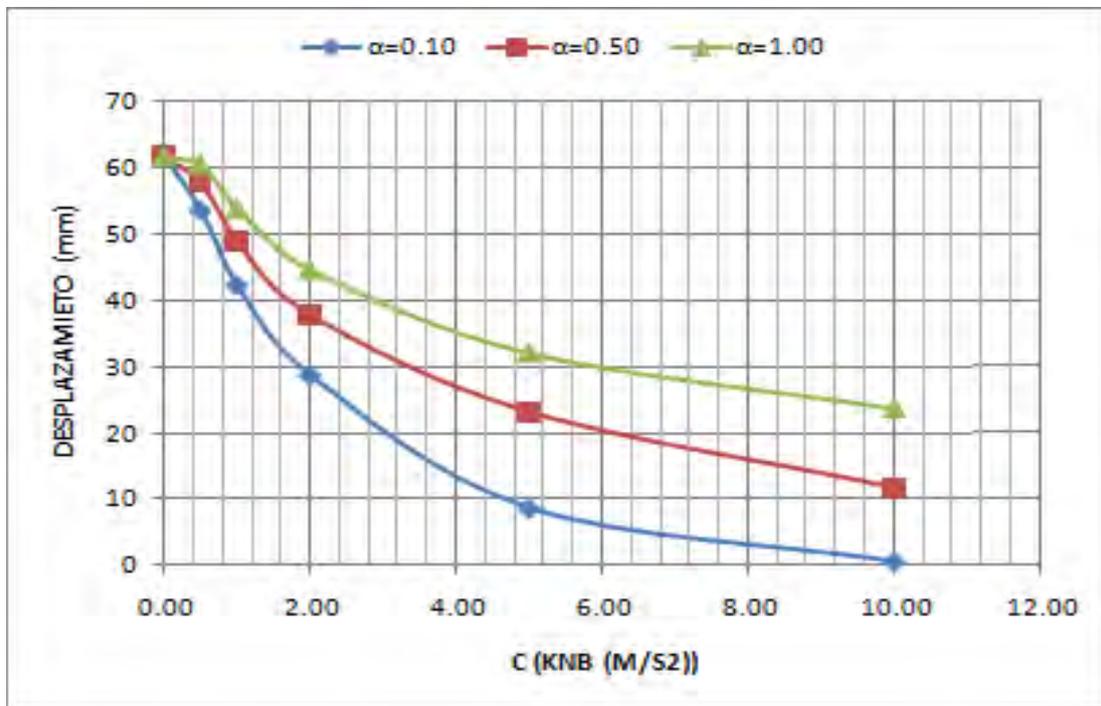
d)

Figura 24 resultados del estudio paramétrico ($T=0.25$ s), de los registros escalados para las diferentes combinaciones de α y c .(a) aceleración, (b) desplazamiento, (c) fuerza en el amortiguador y (d) velocidad

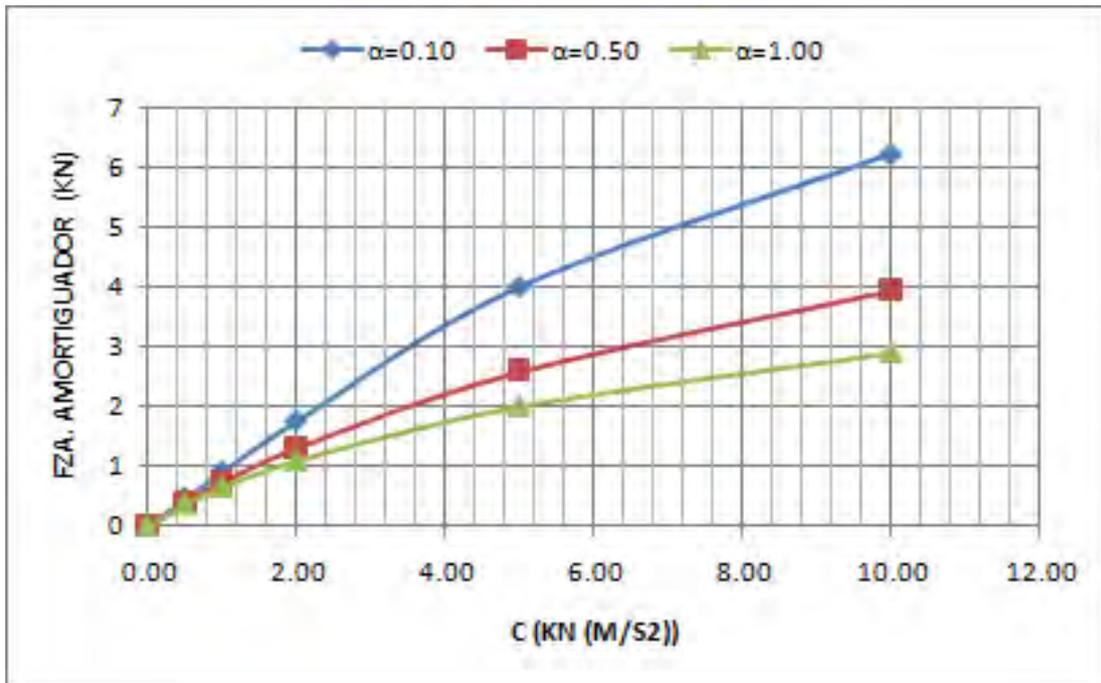
3.3 .- RESPUESTA PARA T = 0.50 Seg.



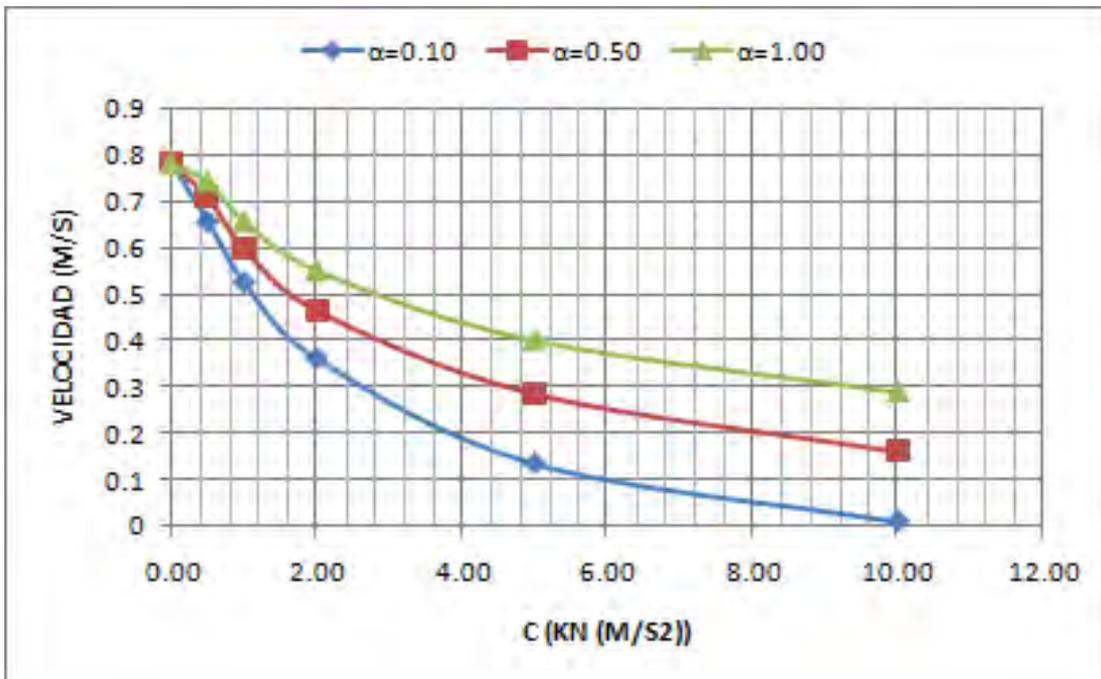
a)



(b)



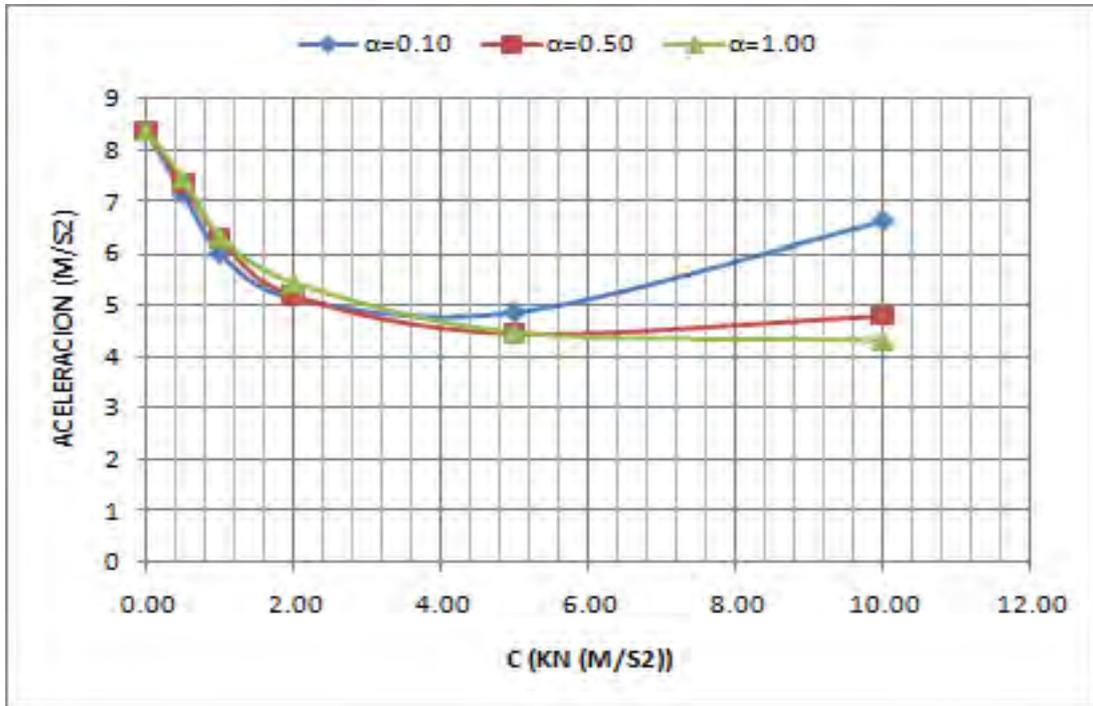
c)



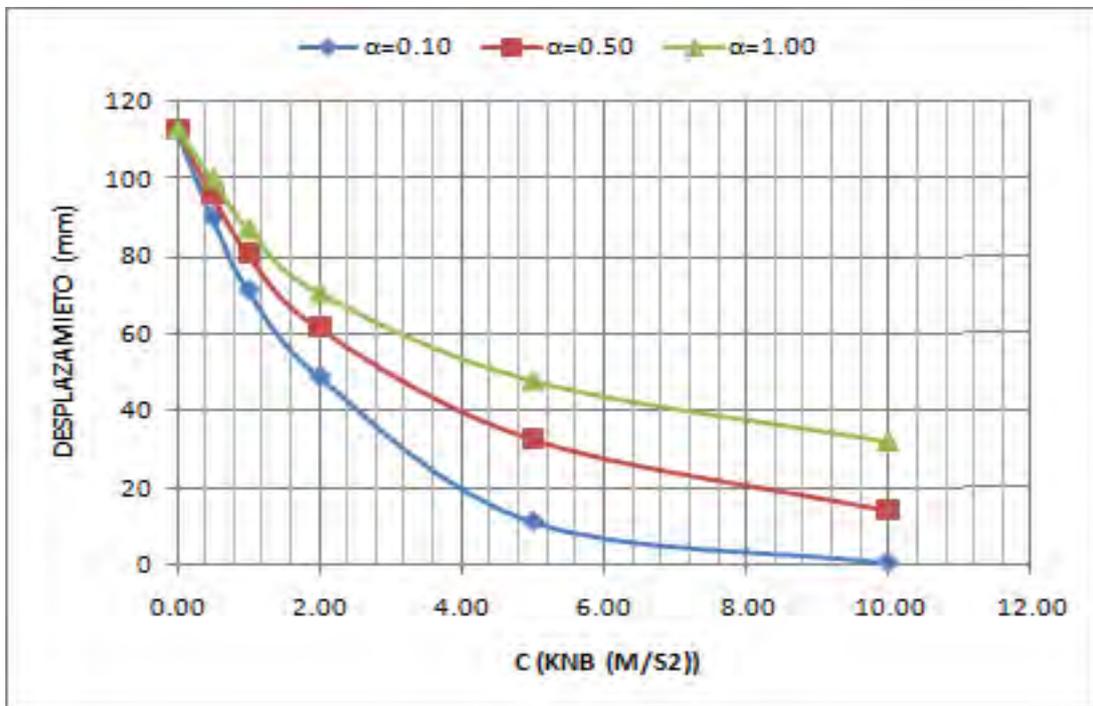
d)

Figura 25 resultados del estudio paramétrico ($T=0.50$ s), de los registros escalados para las diferentes combinaciones de α y c. (a) aceleración, (b) desplazamiento, (c) fuerza en el amortiguador y (d) velocidad

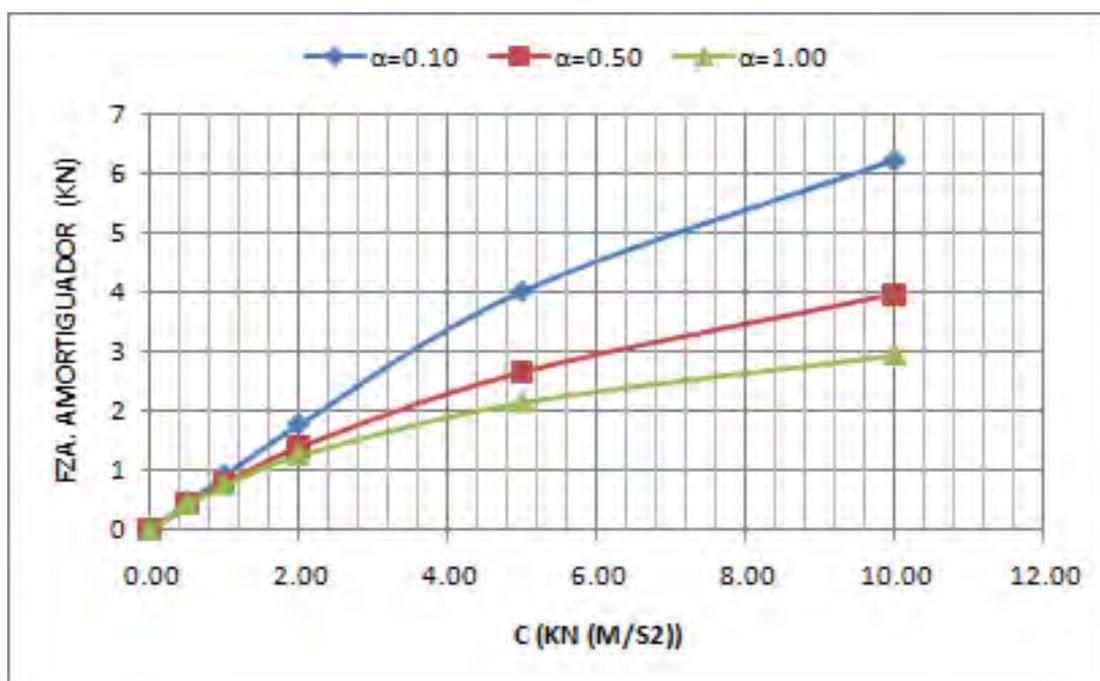
3.4 .- RESPUESTA PARA T = 0.75 Seg.



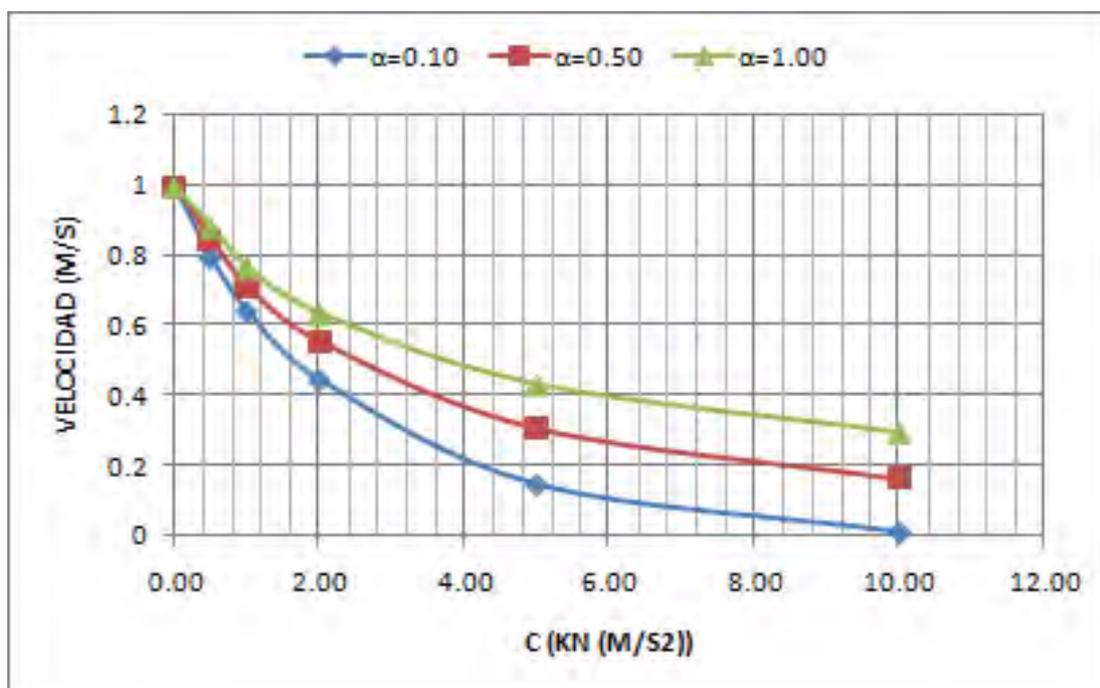
a)



b)



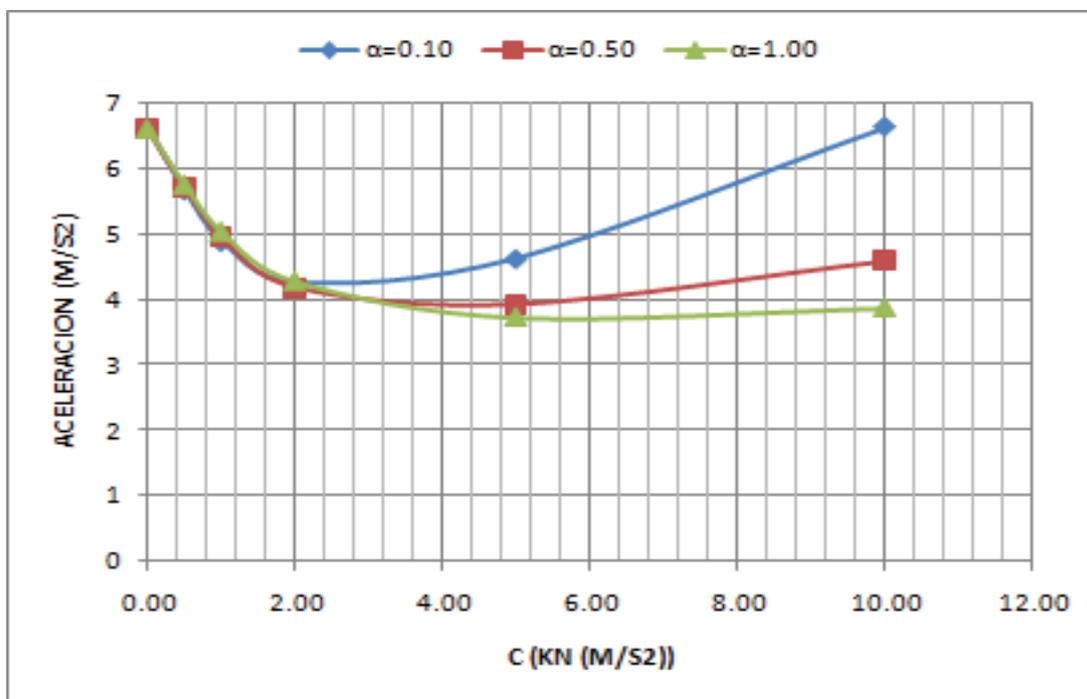
c)



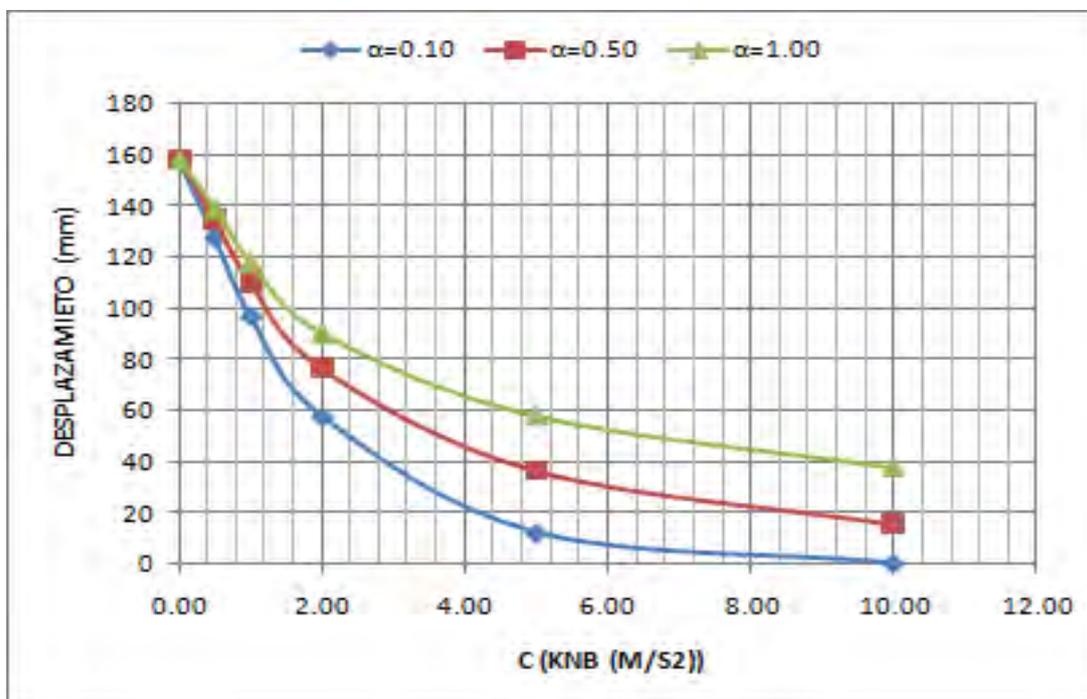
d)

Figura 26 Resultados del estudio paramétrico ($T=0.75$ s), de los registros escalados para las diferentes combinaciones de α y c .(a) aceleración, (b) desplazamiento, (c) fuerza en el amortiguador y (d) velocidad

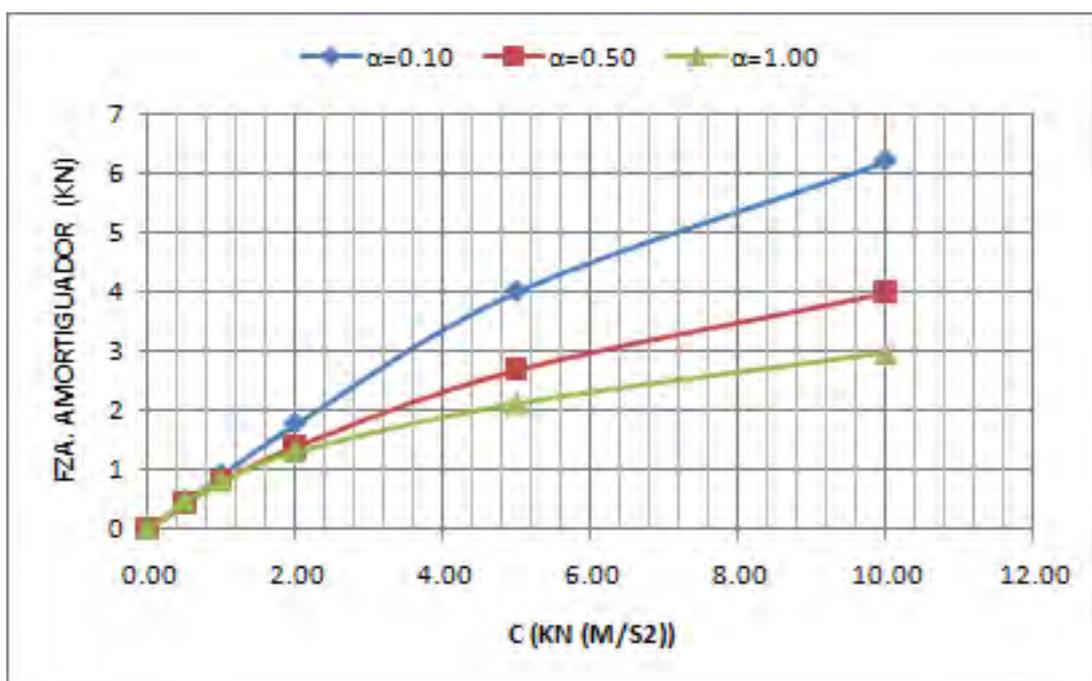
3.5 .- RESPUESTA PARA T = 1.00 Seg.



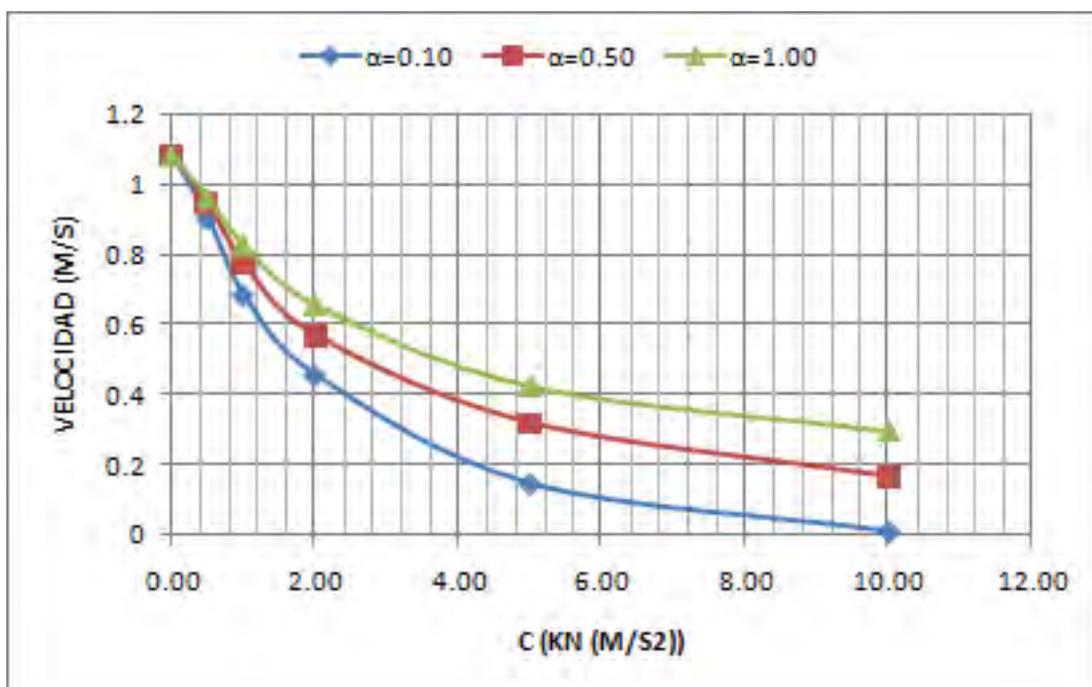
a)



b)



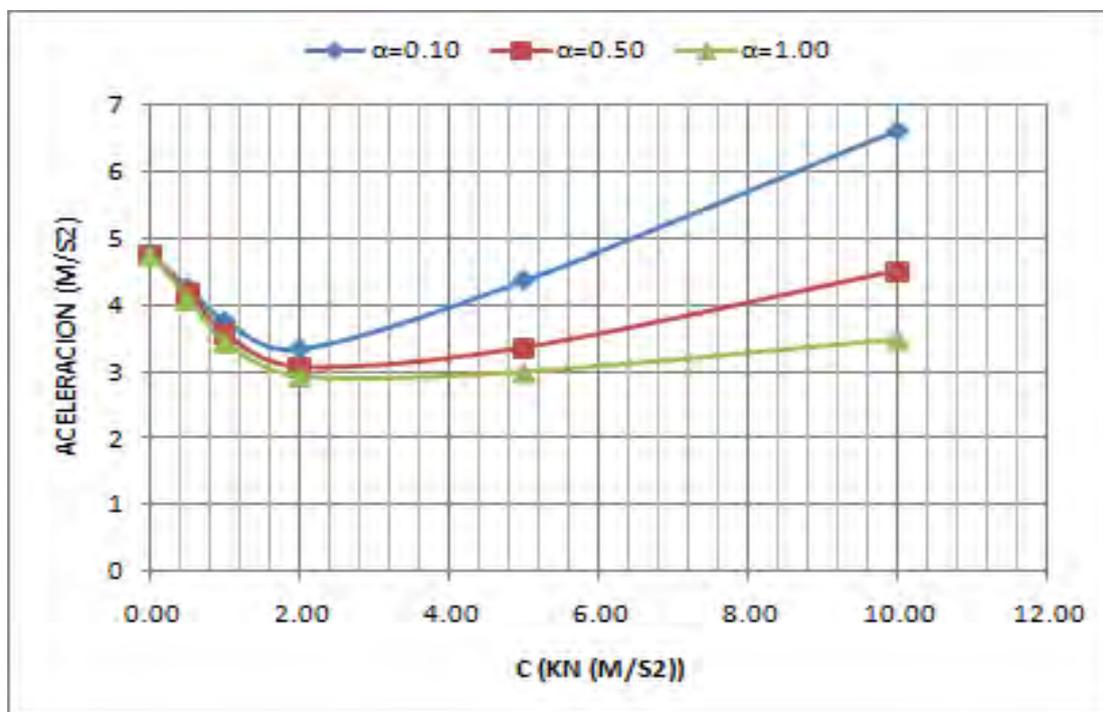
c)



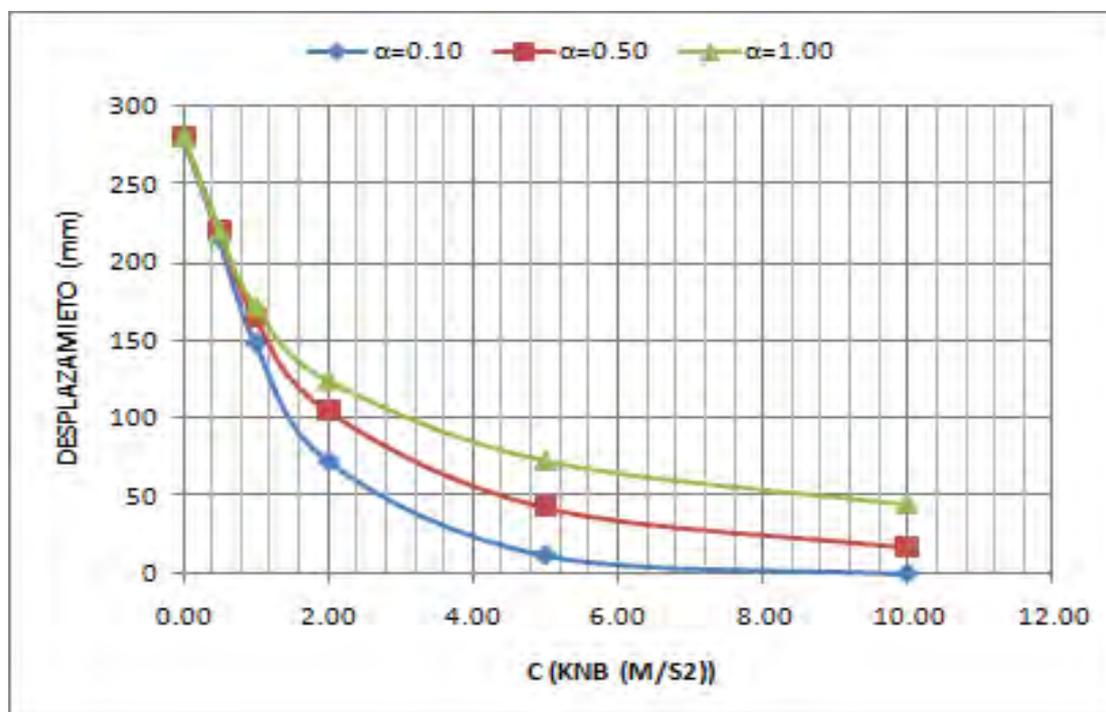
d)

Figura 27 Resultados del estudio paramétrico ($T=1.00$ s), de los registros escalados para las diferentes combinaciones de α y c .(a) aceleración, (b) desplazamiento, (c) fuerza en el amortiguador y (d) velocidad

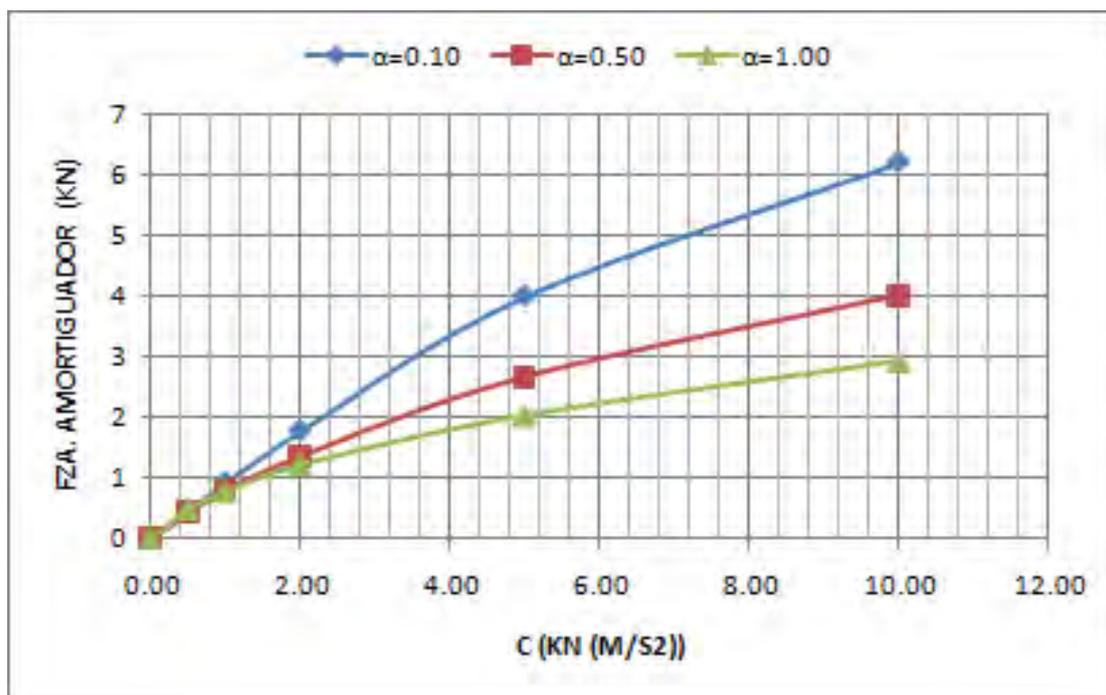
3.6.- RESPUESTA PARA T = 1.50 Seg.



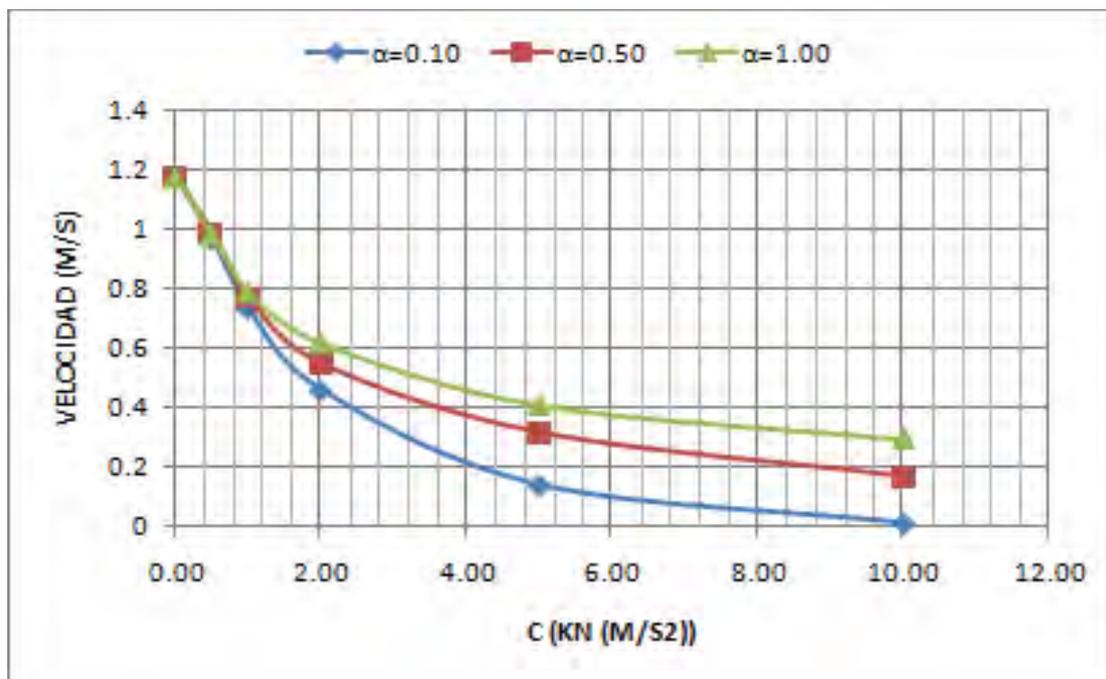
a)



b)



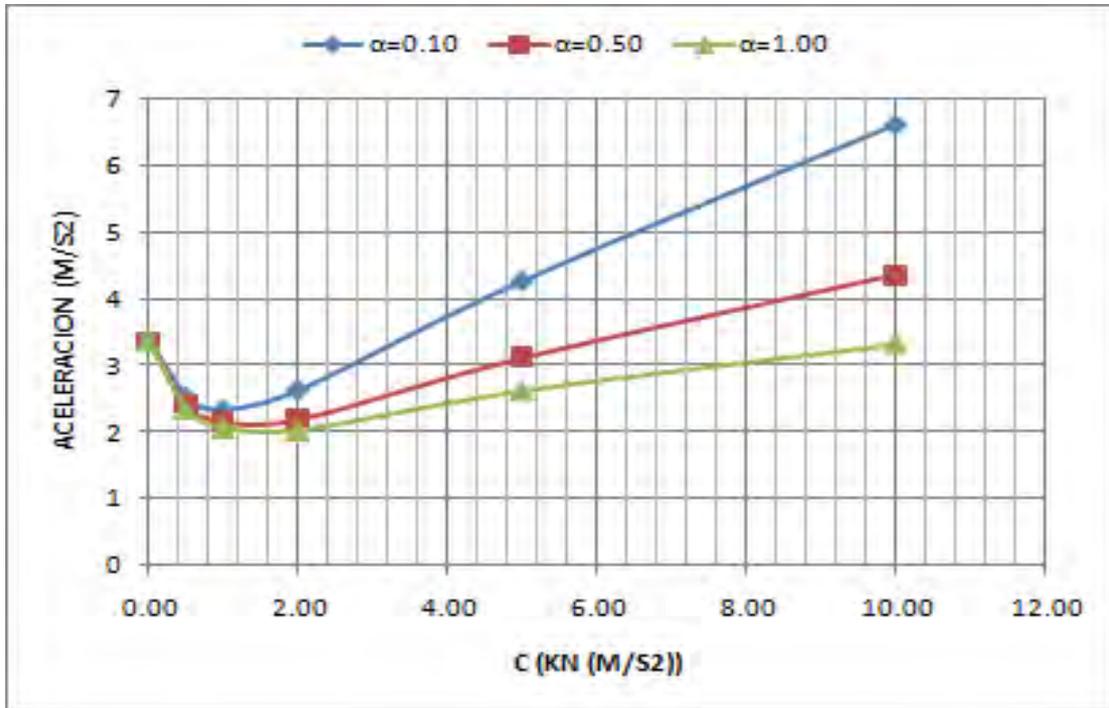
c)



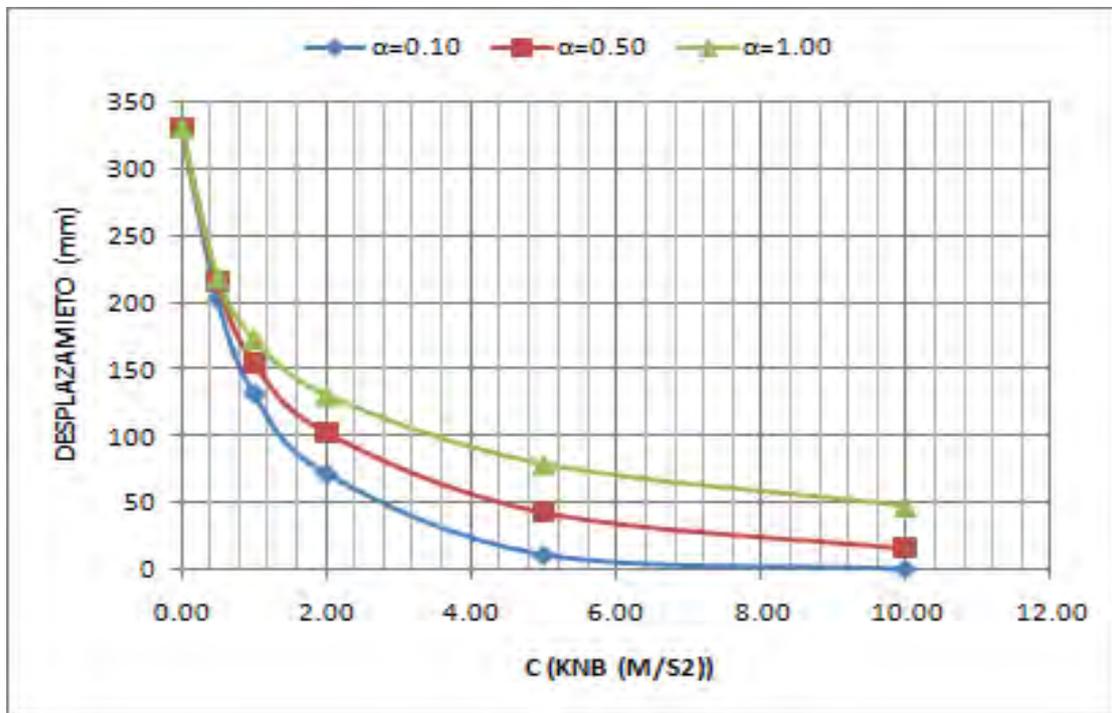
d)

Figura 28 resultados del estudio paramétrico ($T=1.50$ s), de los registros escalados para las diferentes combinaciones de α y c .(a) aceleración, (b) desplazamiento, (c) fuerza en el amortiguador y (d) velocidad

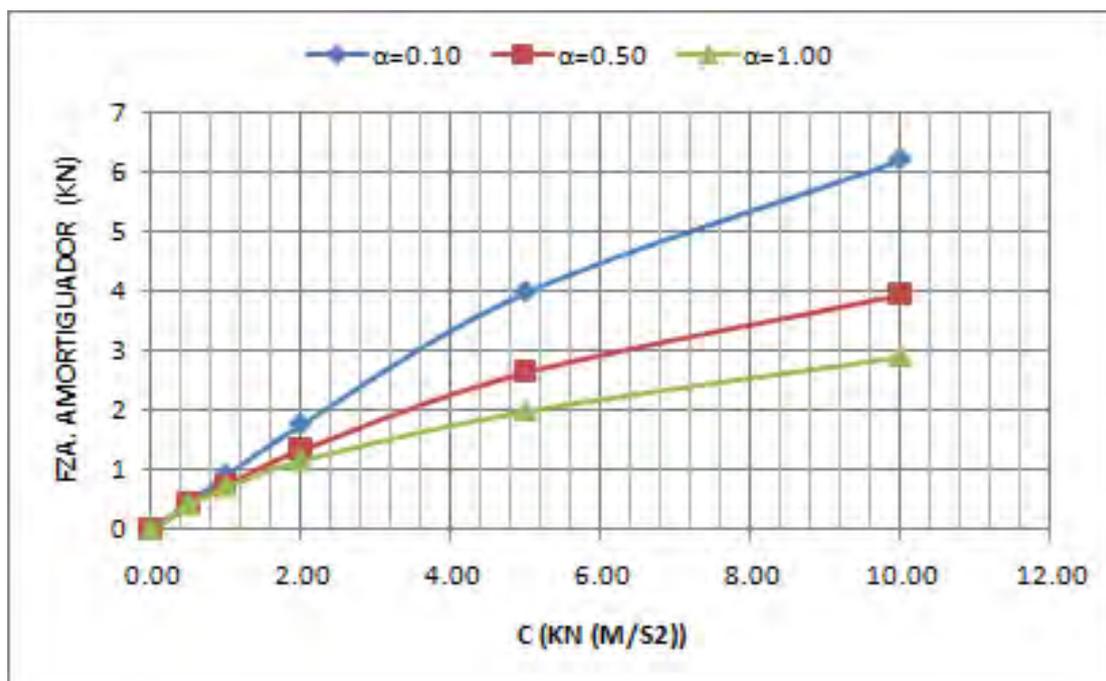
3.7 .- RESPUESTA PARA T = 2.00 Seg.



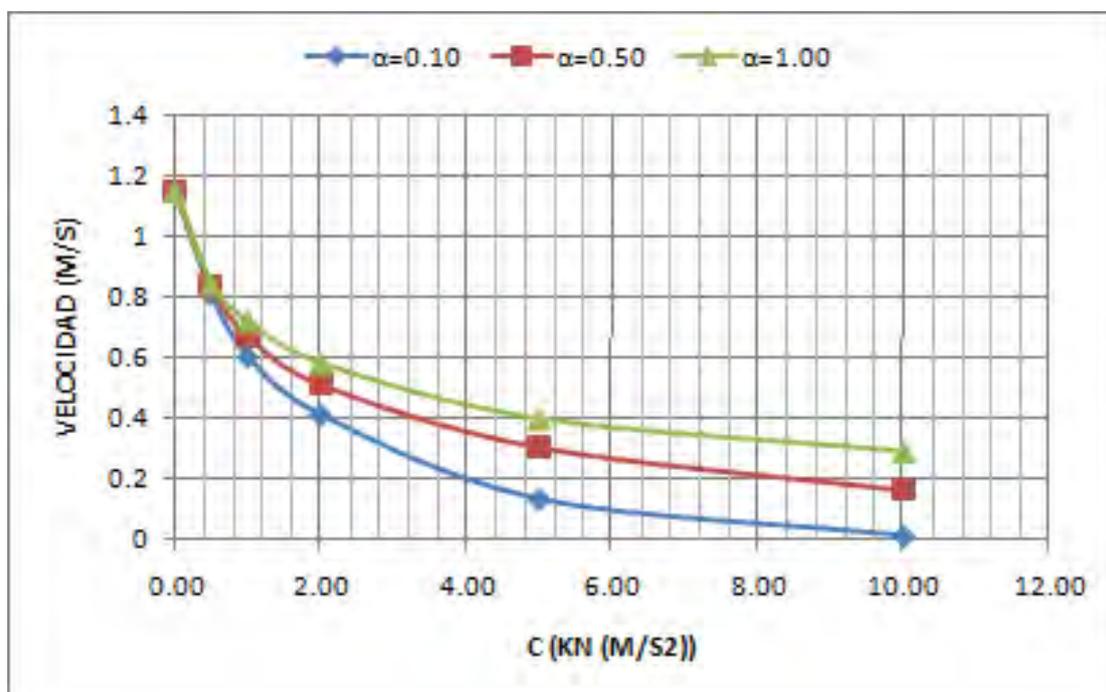
a)



b)



c)



d)

Figura 29 resultados del estudio paramétrico ($T=2.00$ s), de los registros escalados para las diferentes combinaciones de α y c .(a) aceleración, (b) desplazamiento, (c) fuerza en el amortiguador y (d) velocidad

De los análisis anteriores se puede concluir que para diferentes combinaciones de las constantes del amortiguador C y α se obtienen resultados similares en términos de desplazamientos los cuales serán medidos en la parte superior de la columna y fuerza en el amortiguador. Con lo que representan una gran diversidad de posibilidades en la selección de este tipo de dispositivo, limitado únicamente por el costo de este ya que al desarrollar mayor fuerza mayor será el costo de este.

Los resultados de los análisis de amortiguadores se observa que estos tienen gran dependencia del periodo que presente la estructura ya que de esto dependen los desplazamientos, velocidades, fuerza en el amortiguador y aceleraciones

De lo que se puede observar de la estructura sin amortiguamiento se destaca:

La aceleración disminuye con el aumento del periodo.

Los desplazamientos así como las velocidades crecen con el aumento del periodo

En cuanto al empleo de los amortiguadores en la estructura se observa:

El empleo de la constante C con valores grandes proporcionan una buena respuesta ante los efectos que se desean lograr (disminución de desplazamientos y velocidades), pero esto puede llegar a cambiar al combinarlo con algunos valores de α que se pueden presentar desplazamientos muy cercanos a cero y disminuir las velocidades pero presentan un efecto característico de estos que aceleran a la estructuras, dichas aceleraciones que se pueden presentar en algunos casos pueden andar del orden de dos veces la aceleración de la estructura sin el empleo de este tipo de dispositivo, por otra parte estas combinaciones demandan una mayor fuerza del amortiguador por lo que encarece este tipo de dispositivo.

Con lo que es necesario conocer las condiciones que se pretenden dar a la estructura es decir si se desea aceptar cierto tipo de daño superficial o si se pretende que esta no presente ningún tipo de daño, lo cual será el punto de partida para la consideración de algún amortiguador.

CAPÍTULO IV
RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES
TIPO:

Para el análisis de los modelos del puente al igual que en los modelos característicos se utilizó el programa SAP 2000 V11.

Del análisis modal del puente obtenemos los datos necesarios para la determinación de las características de los amortiguadores, del estudio obtendremos los siguientes valores los cuales nos servirán para poder determinar las características de los amortiguadores:

El periodo que presenta el puente para el modo longitudinal

El porcentaje de participación de masas para el modo longitudinal

La masa total del puente

Con la ayuda de las gráficas resultantes del estudio paramétrico nos ayudaremos para determinar las características del amortiguador para lo cual fijaremos el desplazamiento máximo que se admitirá en el puente, para nuestro caso tomaremos los valores de altura de la pila contra nivel de daño, el cual será considerado de la menor pila ya que esta es la que presenta un mayor cortante y por ser la menos flexible.

Las características del amortiguador se obtendrán con la siguiente expresión.

$$C' = M_x C F_m$$

DONDE:

C' --- Características del amortiguador

C --- Características del amortiguador definido por la masa unitaria (adoptado del estudio paramétrico)

M_x --- Masa total asociada con el movimiento longitudinal del modelo

F_m --- Factor de participación modal

La fuerza asociada a dichas características se puede obtener de las gráficas características de fuerza en el amortiguador asociada al periodo del puente.

Una medida de poder considerar el nivel del daño que pudiese presentarse en los elementos estructurales del puente, para nuestro caso las pilas, es considerando el desplazamiento que se presenta en dichos elementos.

Cada columna será asociada a una curva de desempeño, la cual presente la mejor aproximación de la respuesta sísmica tal como se observa en la figura 30 que representa tres curvas de desempeño que son: las de ductilidad, degradación de esfuerzo y la de fractura.

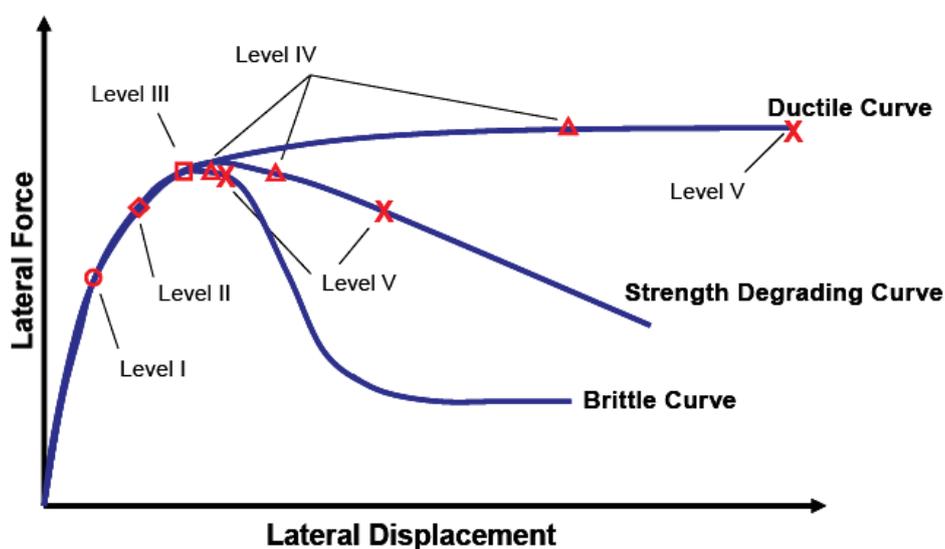


Figura 30 Curvas de desempeño

Un ejemplo para estimar el nivel de daño en el puente considerando el estado límite de desempeño, es el realizar en el sitio una evaluación visual para cada una de las columnas, en función de su respectiva curva de desempeño con lo cual se revisara lo siguiente:

- Revisión de fracturas diagonales
- Revisión de fracturas horizontales
- Revisión de las fracturas del concreto y
- Revisión del pandeo del refuerzo longitudinal
- Revisión de la fractura del refuerzo transversal
- Determinación del nivel de daño basado en las observaciones realizadas

Siguiendo las consideraciones antes citadas se procede a comparar estas con la ayuda de la siguiente tabla (tabla 3) para con esto estimar el nivel de daño que se presenta en la columna. M.J. Veletzos, J.I. Restrepo “Post seismic inspection and capacity assessment of reinforced concrete bridge columns”

NIVEL DE DAÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO	CUANTIFICACION DEL NIVEL DE DESEMPEÑO	CUANTIFICACION DEL NIVEL DE DESEMPEÑO
I	fractura	iniciación de líneas de fractura	apenas visibles las fracturas residuales y ultimas
II	fluencia	primera fluencia teórica del refuerzo longitudinal	fractura residual hasta 0.008in fracturas ultimas hasta 0.02in
III	iniciación del mecanismo local	iniciación de la deformación inelástica, iniciación de la fractura del concreto, presencia de fracturas diagonales	fracturas residuales entre 0.04in a 0.08in longitud de la región de fractura mayores a 1/10 de profundidad de la sección
IV	desarrollo total del mecanismo local	presencia de grietas anchas fracturas en la totalidad donde se localiza el mecanismo	fracturas residuales mayores a 0.08in con la presencia de fracturas diagonales mayores a 2/3 de la sección transversal
V	degradación de esfuerzos	pandeo del refuerzo, ruptura del refuerzo transversal y fractura del núcleo de concreto	capacidad lateral menor al 85% de la máxima y mediciones mayores al 5% de la del miembro original

Tabla 3 Asignación de desempeño

4.1 .- PUENTE TIPO 1 (MOTIN DE ORO)

El puente se localiza en la carretera Playa azul – Manzanillo en el kilometro 166+056, en el estado de Michoacán de Ocampo. Fue reparado en 1994 mediante la colocación de cables de presfuerzo longitudinal externos.

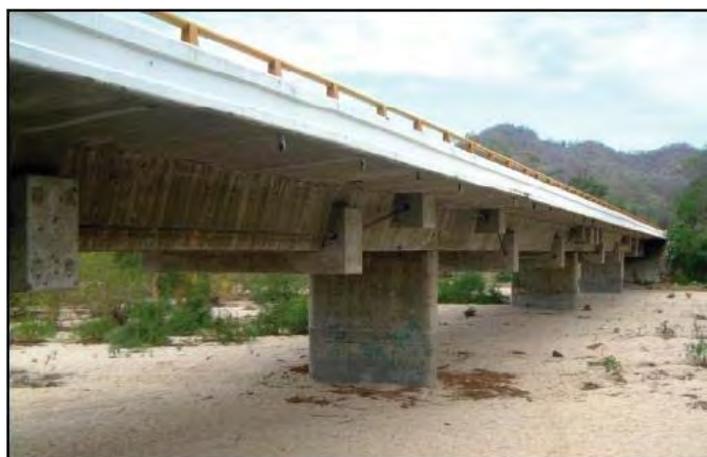


Figura 31 Puente Motín de oro

Características geométricas del puente:

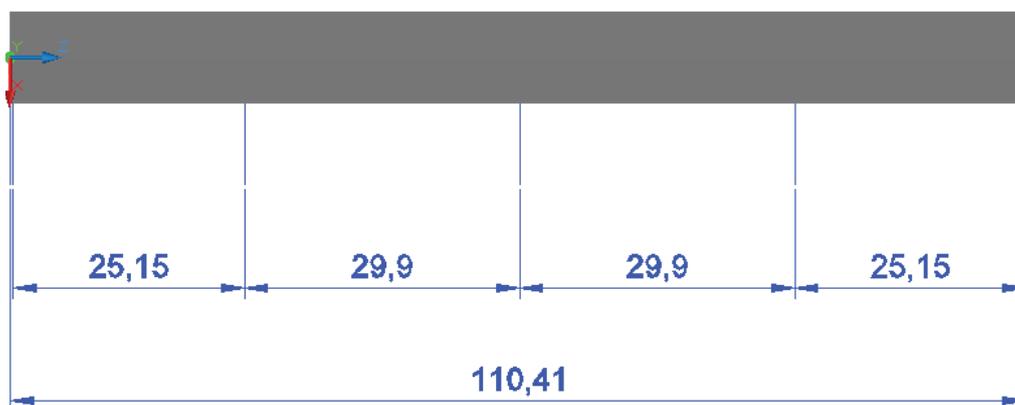


Figura 32 Distribución de claros que presenta el puente motín (sección planta)



Figura 33 Vista en perfil del puente el motín

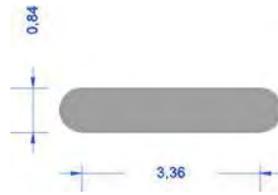


Figura 34 Sección de las pilas del puente el motín

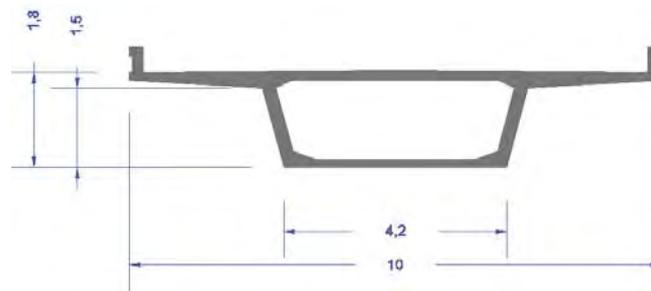


Figura 35 Sección de la superestructura a base de elementos de concreto prefabricados

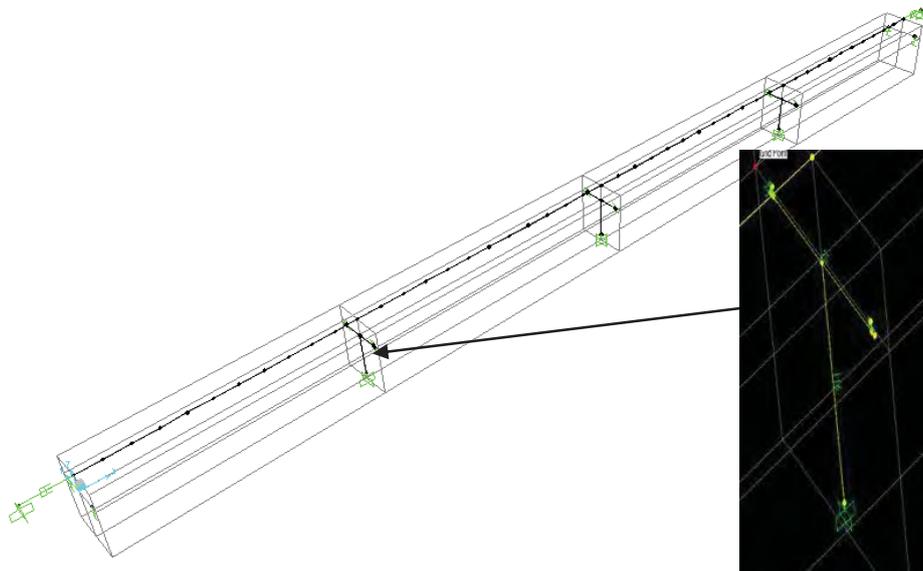


Figura 36 Configuración del modelo del puente Motín de Oro desarrollado en el programa sap 2000 v11, con la implementación de los amortiguadores viscosos

Periodo fundamental que se presenta en el puente 1.39092 s

MOTIN PESO TOTAL MASA
10365.16 KN 10.5659 KN

MODO	FRECUENCIA (HZ)	PERIODO (SEG)	FACTORES DE PARTICIPACION		
			LONG.	TRANSV.	VERTICAL
1	0.7190	1.3909	0.0000	0.9410	0.0000
2	0.7246	1.3801	0.9470	0.0000	0.0000
3	0.9051	1.1048	0.0000	0.0000	0.0000
4	2.4491	0.4083	0.0000	0.0025	0.0000
5	4.1431	0.2414	0.0000	0.0000	0.0001
6	5.3780	0.1859	0.0000	0.0000	0.0014
7	5.7809	0.1730	0.0000	0.0000	0.0000
8	6.9416	0.1441	0.0000	0.0000	0.0002
9	7.9008	0.1266	0.0000	0.0000	0.6870
10	10.1576	0.0984	0.0000	0.0000	0.0000
11	13.6981	0.0730	0.0180	0.0000	0.0000
12	14.3338	0.0698	0.0001	0.0000	0.0002

Tabla 4 Porcentaje de participación de masas para los tres sentidos, en forma resaltada se muestra la dirección cuyo porcentaje en sentido longitudinal es mayor dado que en esta dirección se colocaran los dispositivos

Los desplazamientos para los estados límite de servicio (Δ_{serv}), control de daño (Δ_{cd}) y último (Δ_u) son resultado de un diseño basado en desplazamientos. Sergio I. M. (2009) “ESTIMACION DEL NIVEL DE DAÑO EN PILAS DE CONCRETO EN PUENTES CON DISTINTAS CONDICIONES DE APOYO”

Lc (m)	Δ_u (m)	Δ_{cd} (m)	Δ_{serv} (m)
5	0.06978827	0.04820685	0.008694
5	0.07003029	0.04836416	0.008694
5	0.06972561	0.04816612	0.008695

Tabla 5 Desplazamientos de servicio, control de daños y últimos para las columnas

Como se desea limitar el desplazamiento para que la estructura no presente daños se tomara el desplazamiento de servicio para este caso las pilas son del

mismo tamaño por lo que seleccionara una para la revisión del desplazamiento para nuestro caso el punto de control será el 25 que es la parte superior de la columna mostrada en la figura 36

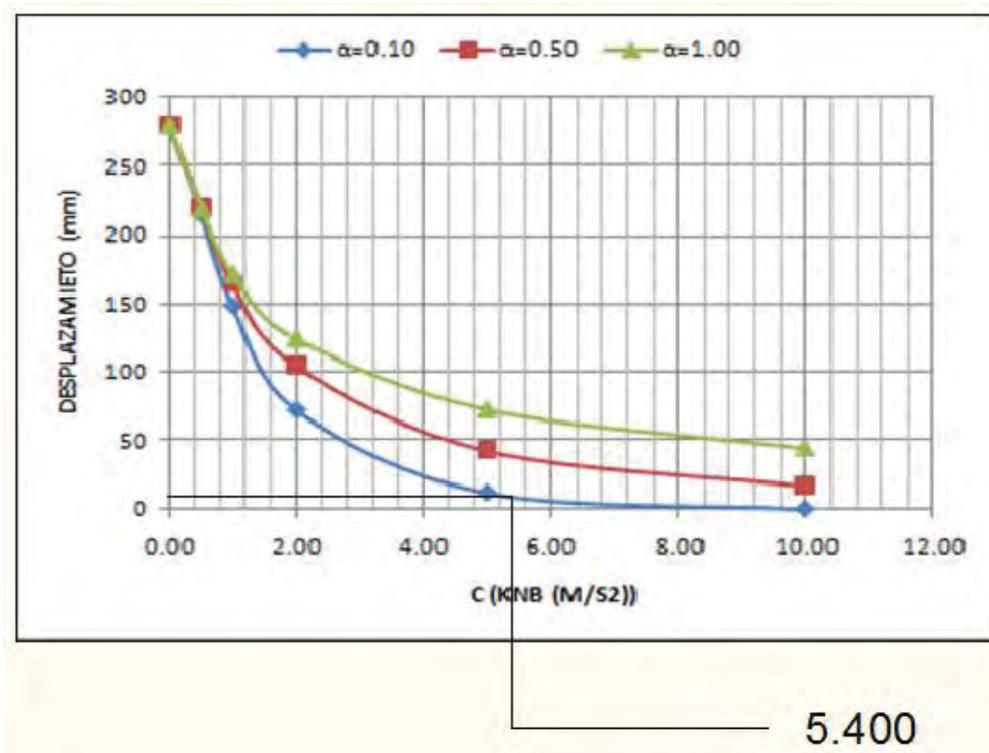


Figura 37 obtención de la constante C por medio del desplazamiento limite con la ayuda de la figura 28-a correspondiente a T=1.50 s

Mx (KN)	10.5659
---------	---------

C KN/(m/s2)	C' KN/ (m/s2)
5.400	54.0319

Tabla 6 valores de la constante C para el puente Motín de Oro

Por lo que las características del amortiguador a considerar para este puente son las siguientes:

Para lograr el desplazamiento de 0.869 cm

C= 5.400, α 0.10

F= 4.30 KN, C'= 54.0319 KN/(m/s2)

Este valor de C' es el total necesario para lograr el desplazamiento limite, por lo que se deberá considerar cuantos amortiguadores se colocaran y así conocer el verdadero valor a considerar.

El valor de C' es el total que se necesita para lograr dicho desplazamiento pero como se colocaran dispositivos en ambos extremos del puente este deberá ser la mitad de su valor para cada amortiguador es decir $C'/2$

Resultados de los análisis realizados:

$\alpha= 0.10$	desplazamiento (cm)	velocidad (m/s)	fuerza del amortiguador (KN)
Estudio paramétrico	0.869	2.500	4.300
Modelo 3D	0.885	2.446	4.441
Error (%)	1.84%	2.21%	3.28%

Tabla 7 Resultados del estudio para métrico, modelo 3D y error para el valor de $\alpha= 0.50$ para el puente Motín de Oro

Los valores aquí presentados son el promedio de los valores máximos obtenidos de los análisis de los modelos sometidos a las diferentes acciones sísmicas.

Como puede observarse los resultados que se muestran tienen una buena aproximación, de los valores obtenidos del modelo en 3D con respecto al modelo simplificado (estudio paramétrico).

4.2 .- PUENTE TIPO 2 (PUENTE LA CHUTA)

El puente la chuta se encuentra en la carretera Playa Azul – Manzanillo en el kilometro 25+500 en el estado de Michoacán. Tiene una latitud de $18^{\circ} 03' 03''$ norte y una longitud de $102^{\circ} 33' 27''$ oeste. Es un puente en tangente y continuo sobre los apoyos de neopreno.



Figura 38 Puente la Chuta

Características geométricas del puente

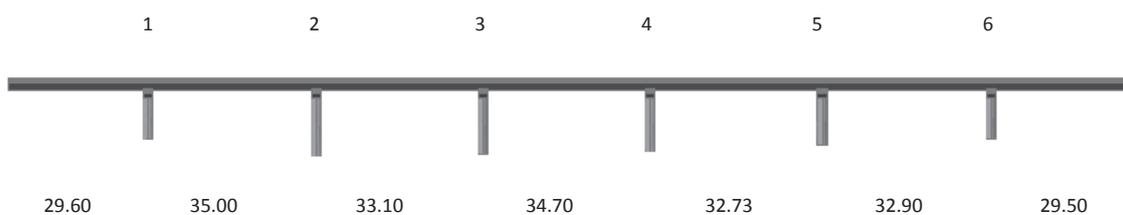


Figura 39 Distribución de puente la Chuta (alzado)



pila	Longitud (m)
1	8.45
2	9.74
3	11.00
4	11.56
5	11.76
6	8.45

Figura 40 tamaño y forma de las pilas del puente la chuta



Figura 41 Sección de la superestructura a base de prefabricados

El procedimiento es el mismo que se presento en el puente anterior por lo cual solo se presentan datos así como resultados.

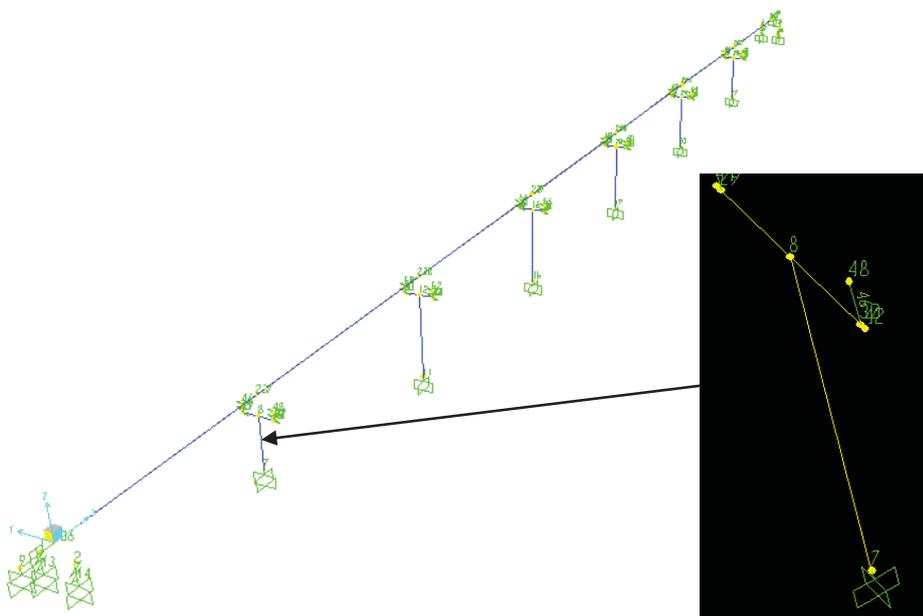


Figura 42 Configuración del modelo en el sap 2000 v11 punto de control N°8

Periodo fundamental que se presenta en el puente 1.65665 seg.

LA CHUTA PESO TOTAL MASA
 38426.437 KN 39.1706 KN

MODO	FRECUENCIA (HZ)	PERIODO (S)	FACTORES DE PARTICIPACION		
			LONG	TRANSV	VERTICAL
1	0.6032	1.6577	0.0000	0.7920	0.0000
2	0.6640	1.5059	0.8750	0.0000	0.0000
3	0.7444	1.3433	0.0000	0.0002	0.0000
4	0.9508	1.0518	0.0000	0.0860	0.0000
5	1.5024	0.6656	0.0000	0.0000	0.0000
6	2.4742	0.4042	0.0000	0.0003	0.0000
7	3.3523	0.2983	0.0000	0.0013	0.0000
8	3.3840	0.2955	0.0190	0.0000	0.0000
9	3.4681	0.2883	0.0210	0.0000	0.0000
10	3.4710	0.2881	0.0000	0.0210	0.0000
11	3.7242	0.2685	0.0210	0.0000	0.0000
12	3.7415	0.2673	0.0000	0.0360	0.0000

Tabla 8 Porcentaje de participación de masas para los tres sentidos, en forma resaltada se muestra la dirección cuyo porcentaje en sentido longitudinal es mayor dado que en esta dirección se colocaran los dispositivos

Los desplazamientos para los estados límite de servicio (Δ_{serv}), control de daño (Δ_{cd}) y último (Δ_u) son resultado de un diseño basado en desplazamientos. Sergio I. M. (2009) “ESTIMACION DEL NIVEL DE DAÑO EN PILAS DE CONCRETO EN PUENTES CON DISTINTAS CONDICIONES DE APOYO”

Lc (m)	Δ_u (m)	Δ_{cd} (m)	Δ_{serv} (m)
6.25	0.19069321	0.13245338	0.026047
11.76	0.52752006	0.37388584	0.093237
11.56	0.51257258	0.36310716	0.090072
11	0.4716936	0.33365865	0.081501
9.74	0.38616651	0.27212424	0.063782
8.45	0.3057953	0.21456258	0.047896

Tabla 9 Desplazamientos de servicio, control de daños y últimos para las columnas

Como se desea limitar el desplazamiento para que la estructura no presente daños se tomara el desplazamiento de carga de servicio para la pila más corta que para nuestro caso tomaremos como punto de control el 8 que se encuentra ubicado en la parte superior de la pila mostrada en la figura 42

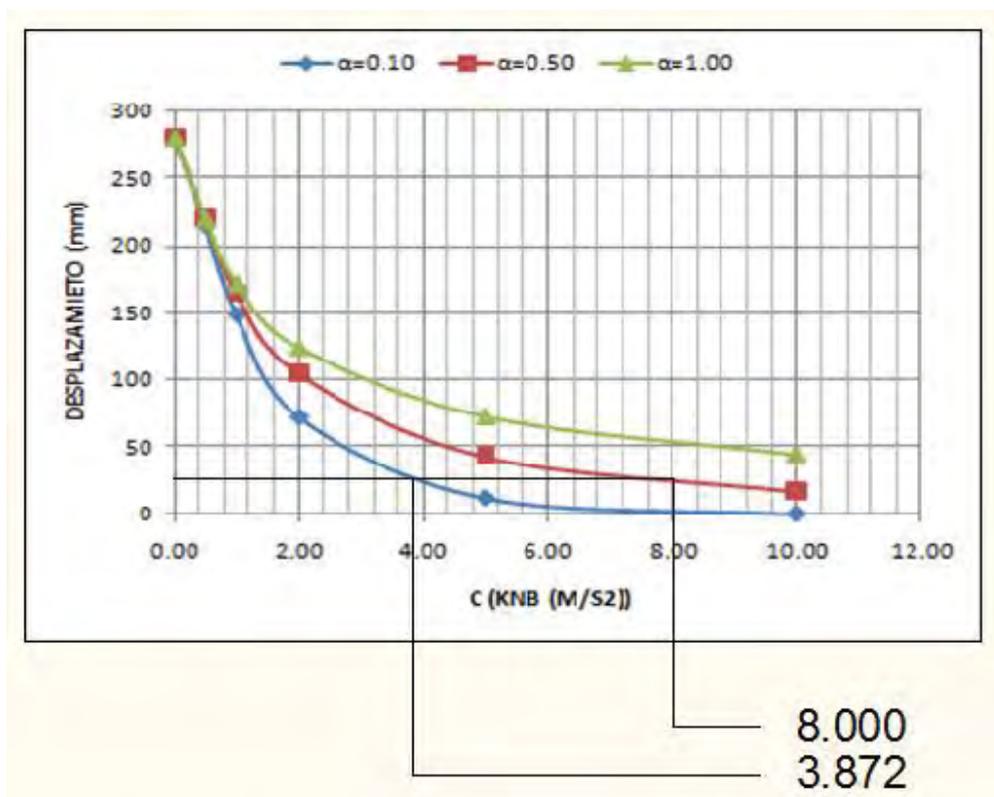


Figura 43 Obtención de la constante C por medio del desplazamiento limite con la ayuda de la figura 28-a correspondiente a T=1.50 s

Mx (KN)	3862.77535
---------	------------

C KN/(m/s2)	C' KN/ (m/s2)
3,872	132.7099
8.000	274.1942

Tabla 10 valores de la constante C para el puente la Chuta

Por lo que las características de los amortiguadores a considerar para este puente son las siguientes:

Para lograr el desplazamiento de 2.60 cm

$$C = 3.872, \alpha = 0.10$$

$$F = 3.30 \text{ KN}, C' = 132.7099 \text{ KN/(m/s}^2\text{)}$$

$$C = 8.000, \alpha = 0.50$$

$$F = 3.50 \text{ KN}, C' = 274.1942 \text{ KN/(m/s}^2\text{)}$$

Este valor de C' es el total necesario para lograr el desplazamiento limite, por lo que se deberá considerar cuantos amortiguadores se colocaran y así conocer el verdadero valor a considerar.

Resultados

$\alpha = 0.10$	desplazamiento (cm)	velocidad (m/s)	fuerza del amortiguador (KN)
Estudio paramétrico	2.600	2.250	3.300
Modelo 3D	2.540	2.116	3.235
Error (%)	2.4%	6.3%	2.0%

Tabla 11 Resultados del estudio para métrico, modelo 3D y error para el valor de $\alpha = 0.10$ para el puente la Chuta

$\alpha = 0.50$	desplazamiento (cm)	velocidad (m/s)	fuerza del amortiguador (KN)
Estudio paramétrico	2.600	2.100	3.500
Modelo 3D	2.47	2.066	3.295
Error (%)	5.2%	1.6%	6.0 %

Tabla 12 Resultados del estudio para métrico, modelo 3D y error para el valor de $\alpha = 0.50$ para el puente la Chuta

Los valores aquí presentados son el promedio de los valores máximos obtenidos de los análisis de los modelos sometidos a las diferentes acciones sísmicas.

Como puede observarse los resultados que se muestran tienen una buena aproximación, de los valores obtenidos del modelo en 3D con respecto al modelo simplificado (estudio paramétrico).

CONCLUSIONES

5.1 .- CONCLUSIONES

El estudio paramétrico puede ser adoptado como una metodología para obtener un grupo óptimo de características de los amortiguadores, con esto puede tomarse la decisión de las características que deseamos de acuerdo a lo que el proyecto demande.

Los resultados del estudio muestran un buen comportamiento del modelo simplificado con respecto al modelo en 3D del puente.

Los resultados para las combinaciones de α pequeño y C grande muestran un buen comportamiento pero esto conlleva a una mayor fuerza requerida en el amortiguador, por lo que el precio del dispositivo será elevado, con el desarrollo del estudio paramétrico se pueden encontrar otras alternativas con el desempeño deseado para lograr una reducción en el costo de los amortiguadores.

El uso del modelo simplificado en el análisis dinámico se muestra como una buena alternativa esto debido a que en el desarrollo y el tiempo empleado es menor que el requerido en el análisis de un modelo en 3D para las diferentes acciones sísmicas.

5.2 .- INVESTIGACIONES FUTURAS

Exploración de temblores de fallamiento normal en zona central de la república mexicana.

Estudio comparativo con otros sistemas para estudio de factibilidad.

BIBLIOGRAFIA

- E, JEROMIMO, L. GUERRERO “SEISMIC DISPLACEMENT ANALYSIS OF BRIGES WITH VIZCOUS DAMPERS”. CIVIL ENGINEERING AND ARCHITECTURE DEPARMENT, INSTITUTO SUPERIOR TECNICO, 1049-001.
- INFANTI S. PAPANICOLAS P. Y THEOADOSAPOULOS G. “RION-ANTIRION BRIDGE: FUL-SCALE TESTING OF SEISMIC DEVICE”. FIP INDUSTRIAL –ALGA-FREISSINET INTERNATIONAL JIN VENTURE (FIP R. & D DEPT. – ITALY), KINOPRAXIA GEIFYRA- GRECE.
- WANG Z. HU S. Y GAN L. “ANALITICAL INVESTIGATION OF DE RESPONSE OF BRIDGES WITH ADDED VISCOUS DAMPERS”. DEPARMENT OF BRIDGE ENGINEENIRING, TONGJI UNIVERSITY, SHANGHAI, CHINA.
- MAURER SÖHNE INNOVATIONS (2001), “SEISMIC PROTECTION SYSTEMS”
- SERENO J. J. (2004), “RESPUESTA SISMICA DE PUENTES ARCO EMPLEANDO AMOSTIGUAMIENTO VISCOS SUPLEMENTARIO” TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE DOCTOR POR LA UNIVERSITAT POLITÉCNICA DE CATALUNYA
- PLIESTLEY, F. SEIBLE Y G.M. CALVI (1996), “SEISMIC DESINGN AND RETROFIT OF BRIDGES”, CAP 4 MODELING AND ANALYSIS, 1996.
- T.T SOONG G.F. DARGUSH (1997), “PASSIVE ENERGY DISSIPATION SYSTEMS IN STRUCTURAL ENGINEERING” CAP 6 VISCOUS FLUID DAMPERS
- M.J. VELETZOS, J.I. RESTREPO “POST SEISMIC INSPECTION AND CAPACITY ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE COLUMNS”
- SERGIO I. M. (2009), “ESTIMACION DEL NIVEL DE DAÑO EN PILAS DE CONCRETO EN PUENTES CON DISTINTAS CONDICIONES DE APOYO” CAP 5 TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO POR LA UNIVERSIDAD MICHOACANA
- CFE (1993), “MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR SISMO”, CAP 3.3.2
- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL DF (2004) CAP 1.5.1 PAG. 104