INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
UNIDAD PROFESIONAL ADOLFO LÓPEZ MATEOS

SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

"ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE MARCOS DE CONCRETO DE PUENTES URBANOS SOMETIDOS A DISTINTAS INTENSIDADES SÍSMICAS, INCURSIONANDO EN DIFERENTES ESTADOS LIMITE"

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

P R E S E N T A:
RAFAEL EDUARDO MORA CHICO

DIRECTOR DE TESIS:
DR. HÉCTOR SÁNCHEZ SÁNCHEZ

MÉXICO D. F. 2012

SIP-14

INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

ACTA DE REVISIÓN DE TESIS

En la Ciudad de México D. F., siendo las 13:00 horas del día 04 del mes de enero del 2012 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis, designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A. – U. Z. para examinar la tesis titulada:

"ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE MARCOS DE CONCRETO DE PUENTES URBANO SOMETIDOS A DISTINTAS INTENSIDADES SÍSMICAS, INCURSIONANDO EN DIFERENTES ESTADOS LIMITE"

Presentada por el alumno:

Mora	Chico	Rafael Eduardo
Apellido paterno	Apellido materno	Nombre(s)

Con registro: B 0 9 1 4 7 8

aspirante de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

Después de intercambiar opiniones, los miembros de la Comisión manifestaron ***APROBAR LA TESIS***, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISIÓN REVISORA

Director de tesis

Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez

Dr. Esteban Flores Méndez

Dr. Norberto Ramírez Domínguez

Dr. Jorge Luis Alamilla López

Dr. Ernesto Pineda León

PRESIDENTE DEL COLEGIO DE PROFESORES

M. en C. Pino Durán Escamilla

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA UNIDAD ZACATENCO MÉXICO

SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

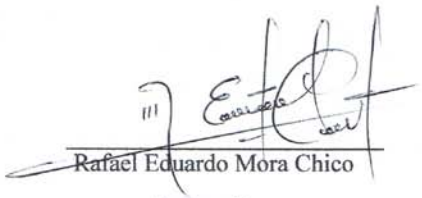
INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

CARTA CESIÓN DE DERECHOS

En la Ciudad de México el día 04 del mes de Enero del año 2012, el que suscribe Rafael Eduardo Mora Chico alumno del Programa de Maestría en Ingeniería Civil con número de registro B091478, adscrito a la Sección de Estudios de Posgrado e Investigación ESIA-UZ, manifiesta que es autor intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección de Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez y cede los derechos del trabajo intitulado titulado **"ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE MARCOS DE CONCRETO DE PUENTES URBANOS SOMETIDOS A DISTINTAS INTENSIDADES SÍSMICAS, INCURSIONANDO EN DIFERENTES ESTADOS LIMITE"** al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección lalomora_ingenieria@yahoo.com.mx. Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.



Rafael Eduardo Mora Chico

Nombre y firma

RESUMEN

En 1989, durante el sismo de Loma Prieta, varias estructuras de puentes se vieron fuertemente dañadas. El viaducto Cypress Street, formado por un marco estructural de dos niveles, fue seriamente dañado debido a que muchos de sus tramos presentaron colapso. Esto ha llamad la atención de varios investigadores que han tratado de explicar como se origino la falla. Algunos resultados en el análisis de el tiempo han indicado que el colapso se inició por una falla en la región del pedestal.

En la actualidad, los marcos estructurales de dos niveles han sido empleados en la construcción de los viaductos de la Ciudad de México. Uno de ellos es el viaducto de San Antonio, que une al viaducto Miguel Alemán con el Periférico Sur. Las estructuras construidas en zonas altamente sísmicas, pueden manifestar un alto riesgo, por lo que es necesario estudiar a este tipo de sistemas, para considerar las fallas a las que pudieran estar sujetos y permitan prever el colapso.

Esta investigación estudia el comportamiento y respuesta sísmica de un marco de concreto que forma parte del Distribuidor Vial San Antonio, se obtiene la fragilidad sísmica y las estadísticas de los máximos de la distorsión de entrepiso, considerando sismos de diferentes magnitudes simulados a través del método de la función de Green empírica. La señal de Green (semilla) utilizada corresponde al sismo del 19 abril de 1989, registrada en Esparza y Oteo. La estructura en estudio es del tipo doble marco, con una distribución de masas no uniforme en altura. El marco fue analizado considerando comportamiento no-lineal.

ABSTRACT

In 1989, some bridges structures suffered major damage during the Loma Prieta earthquake at California. Cypress Street Viaduct was a two-level elevated freeway structure, and it collapsed catastrophically crushing cars and trucks as the second level pancaked onto the firs level. The performance of the viaduct is the particular interest to the bridge design, behavior and research community. The results of time-history analyses indicate that collapse was initiated by a shear failure of the pedestal regions.

At the present, viaducts two-level elevated have been built in the Mexico City. San Antonio Viaduct is part of the transport system, and it is linking Miguel Alemnan Viaduct with south Periferico. Seismic areas affect the performance of these structure, therefore they could be vulnerable to damage in future earthquakes, it provides and excellent opportunity to evaluate their seismic responce and prevent collapsed.

This research studies the seismic response and behavior of a RC frame that belongs to the San Antonio distributor freeway; it is obtained the seismic fragility and the statistics of the maximum inter-story drifts, considering different magnitude simulated seismic signals by the empirical Green function method. The Green functions used, corresponds to earthquake registered in 19 April 1989 at Esparza and Oteo. The structure studied is a double frame type with a non uniform mass distribution in height. The frame was analyzed using non-linear behavior

TITULO DE LA TESIS

CONTENIDO GENERAL

	Pág.
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
Contenido general	v
Lista de tablas	vii
Lista de figuras	viii
Lista de graficas	xi
Simbología	xiii
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	1
I.1 Generalidades	2
I.2 Antecedentes	3
I.3 Objetivo	6
I.4 Metas	6
I.5 Justificación	7
I.6 Contenido de la tesis	8
I.7 Duración de las actividades	12
CAPÍTULO 2	13
CLASIFICACIÓN Y ESTRUCTURACIÓN DE PUENTES URBANOS	
CAPÍTULO 3	
COMPORTAMIENTO DINAMICO DE PUENTES URBANOS VEHICULARES	
CAPÍTULO 4	36
SIMULACIÓN SISMICA UTILIZANDO LAS FUNCIONES DE GREEN EMPIRICAS.	

CAPÍTULO 5
MODELADO Y EVALUACIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE LOS MARCOS 53

Conclusiones 55

Referencias bibliográficas 58

Apéndices 1 Registro sísmicos simulados 63

Apéndices 2 Configuración de daño 65

LISTA DE TABLAS

Pág.

CAPÍTULO II

CAPÍTULO III

ANEXO A

LISTA DE FIGURAS

Pág.

CAPÍTULO I
INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO II

CAPÍTULO III

LISTA DE GRAFICAS

Pág.

CAPÍTULO II

CAPÍTULO III

Pág.

SIMBOLOGÍA

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
A	Área efectiva de la sección transversal
A	Grupo de construcción con importancia principal
A_b	Área del bloque a compresión
A_c	Área efectiva de esfuerzo cortante
A_p	Área de torones
A_{p1}	Área 1 de torones
A_{p2}	Área 2 de torones
A_{sn}	Área de acero de refuerzo en el nivel “n”
a	Punto inicial de la zona rígida a
a´	Punto final de la zona a´
a_c	Altura de bloque a compresión del concreto ($0.85C_C$)
a_e	Aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura
a_m	Aceleración máxima
a_{me}	Aceleración máxima espectral
B	Grupo de construcción con importancia secundaria
B17	Cabezal B17
B18	Cabezal B18
b	Ancho de la sección transversal del elemento
b	Punto inicial de la zona rígida b
b´	Punto final de la zona rígida b´
b(n)	Ancho en función de la distancia “n”
b(y)	Ancho en función de la distancia “y”
C	Fuerza a compresión en el concreto
CC	Distancia al eje neutro
Caltrans	California Department of Transportation
CFE	Comisión Federal de Electricidad
C	Coeficiente sísmico de la zona propuesto por las normas
c/u	Cada uno
cm	Centrimeto
cu´ (t)	Fuerza de amortiguamiento en función del tiempo
DRAIN-2DX	Dynamic Response Analysis of Inelastic 2-Dimensional X
d	Peralte efectivo de la seccion transversal del elemento
dn	Altura en función de la distancia “n”
d_p	Distancia al acero de presfuerzo en el nivel “n”
d_{p1}	Distancia al acero 1 de presfuerzo
d_{p2}	Distancia al acero 2 de presfuerzo
d_{sn}	Distancia al acero de refuerzo al nivel “n”
dy	Altura en función de la distancia y

E	Módulo de elasticidad
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_p	Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
E_s	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
E5	Cabezal E5
E5B17	Marco transversal formado por el cabezal E5 y B17
E6	Cabezal E6
E6B18	Marco transversal formado por el cabezal E6 y B18
e	Estribos
F_E	Fuerza lateral estática
f'_c	Resistencia del concreto
f''_c	Esfuerzo en el concreto ($0.85f'_c$)
f_y	Resistencia de fluencia del acero de refuerzo
f_{p1}	Esfuerzo en el acero 1 de presfuerzo
f_{p2}	Esfuerzo en el acero 2 de presfuerzo
f_{pe}	Esfuerzo efectivo
f_{ps}	Esfuerzo total del acero del presfuerzo
f_{py}	Resistencia de fluencia del acero de presfuerzo
f_{pu}	Resistencia ultima del acero de presfuerzo
f_{sn}	Esfuerzo en el acero de refuerzo en el nivel “n”
f_t	Factor de norma
ft	Pies
G	Módulo de esfuerzo cortante
G_c	Módulo de cortante del concreto
g	Aceleración de la gravedad
HS20-44	Highway trucks Semi-trailer 20 Kilolibras 1944
h	Altura de entrepiso
h_1	Altura 1 del entrepiso
h_2	Altura 2 del entrepiso
h_{s1}	Altura de la sección
h_{s2}	Altura de la sección
h_T	Altura total de entrepiso
IMT	Instituto Mexicano del Transporte
I	Momento de inercia
I	Zona sísmica en terreno firme
II	Zona sísmica en terreno de transición
III_d	Zona sísmica en terreno de arcilla
in	Pulgadas
Kg	Kilogramos
Km	Kilómetros
Ku (t)	Fuerza elástica en función del tiempo
Kg/cm^2	Esfuerzo kilogramos por centímetros al cuadrado
Km/hr	Velocidad kilómetros por hora
$K_{11}, k_{12}, k_{21}, k_{22}$	Constantes de rigidez a flexión

L	Longitud del elemento
L_p	Longitud plástica
M	Momento
$M_{(+)}$	Momento positivo
$M_{(-)}$	Momento negativo
M_a	Momento en el extremo a
M_b	Momento en el extremo b
M_c	Magnitud del sismo
M_y	Momento de fluencia
M_u	Momento ultimo
M_m	Momento máximo
M_n	Momento de falla en el diagrama de interacción
m	Metros
mü(t)	Fuerza de inercia en función del tiempo
m/s^2	aceleración metro por segundo al cuadrado
n	Distancia del eje neutro a dn
Núm.	Número
NTC	Normas técnicas complementarias
NTC-S	Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo
NTC-C	Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción
P	Carga puntual
Pn	Carga de falla en el diagrama de interacción
P(*t*)	Fuerza de excitación o´ de impulso en función del tiempo
P_{ec}	Fuerza efectiva del acero de presfuerzo en las columnas
P_{et}	Fuerza efectiva del acero de presfuerzo en las trabes
P_{ic}	Fuerza de tensión inicial del acero de presfuerzo en las columnas
P_{it}	Fuerza de tensión inicial del acero de presfuerzo en las trabes
Q	Factor de comportamiento sísmico
Q(y)	Momento elástico
RCDF-2004	Reglamento de Construcciones de Distrito Federal
R	Factor de reducción de fuerzas sísmica
R	Dirección angular
R_e	Distancia al epicentro
r	Radio
r_o	Radio de giro
SCT	Secretaria de Comunicaciones y Transportes
seg.	Segundos
TAPO	Terminal de Autobuses de Pasajeros de Oriente
TR-IN	Trabe de rigidez inferior norte
TR-IS	Trabe de rigidez inferior sur
TR-SN	Trabe de rigidez superior norte
TR-SS	Trabe de rigidez superior sur
TR-Norte	Marco longitudinal formado por trabes de rigidez norte
TR-Sur	Marco longitudinal formado por trabes de rigidez sur
T	Toneladas

T_1	Fuerza en el acero 1 de presfuerzo
T_2	Fuerza en el acero 2 de presfuerzo
T_A	Trabe de apoyo
T_C	Trabe central
T_R	Trabe de rigidez
T_e	Periodo de la estructura
T_m	Periodo de la estructura con la aceleración máxima
T_o	Priodo cortó
$T_{o'}$	Periodo cortó con degradación de rigidez
T_{sn}	Fuerza en el acero de refuerzo en el nivel “n”
T_t	Periodo largo
$T_{t'}$	Periodo largo con degradación de rigidez
t	Tiempo
t_i	Tiempo inicial
t_p	Tiempo en el intervalo plástico
t_y	Tiempo en el intervalo de fluencia
t_{i+1}	Tiempo inicial más un instante
t_{i+2}	Tiempo inicial más dos instantes
UC44	Unidad colonia IMSS
UC44-w001	Registro sísmico simulado numero 1
UC44-w012	Registro sísmico simulado numero 12
UC-w024	Registro sísmico simulado numero 24
UC44-w063	Registro sísmico simulado numero 63
UC44-w089	Registro sísmico simulado numero 89
UC44-w90	Registro sísmico simulado numero 90
Ux	Dirección local eje x
Uy	Dirección local eje y
Ú (ti)	Desplazamiento en función de tiempo
Ü (ti)	Velocidad en función del tiempo
V	Velocidad
V	Cortante
V_E	Cortante estático
W	Peso de la estructura
X, Y, Z	Ejes globales
Y	Distancia al eje neutro
Y_b	Distancia al eje neutro al extremo inferior
Y_t	Distancia al eje neutro al extremo superior
Z	Distancia de la sección critica al punto de inflexión
α	Coeficiente de amortiguamiento dependiente de la masa
β	Coeficiente de amortiguamiento dependiente de la rigidez
δ	Distorsión de entrepiso
Δ	Desplazamiento
$\Delta'u$	Desplazamiento último local
Δ'_y	Desplazamiento de fluencia local

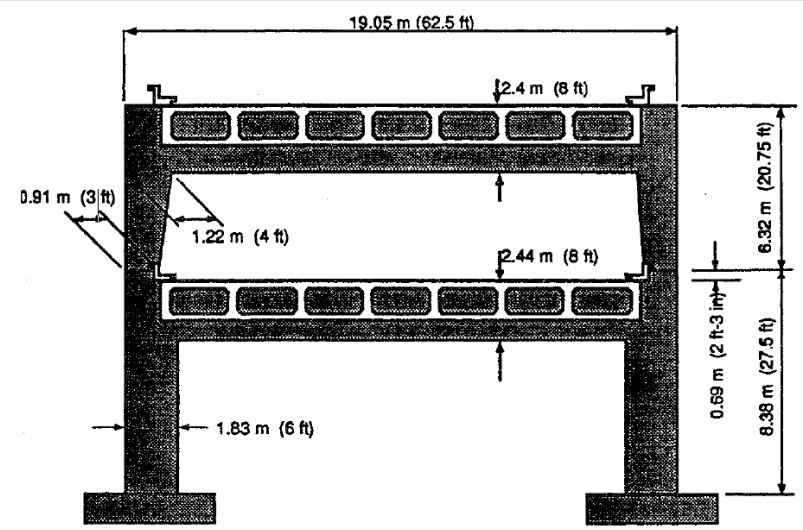
Δ_1	Desplazamiento del entrepiso 1
Δ_2	Desplazamiento del entrepiso 2
Δ_{E1}	Incremento de la deformación en el acero 1 de presfuerzo
Δ_{E2}	Incremento de la deformación en el acero 2 de presfuerzo
Δ_i	Desplazamiento de entrepiso i-ésimo
Δ_{i-1}	Desplazamiento de entrepiso i-ésimo menos uno
Δ_m	Desplazamiento máximo
Δ_p	Desplazamiento plástico
Δ_r	Desplazamiento relativo
Δ_t	Duración del paso ó del intervalo de tiempo
Δ_u	Desplazamiento último
Δ_y	Desplazamiento de fluencia
E	Deformación
E_c	Deformación máxima del concreto
E_{ce}	Deformación por la descompresión completa del concreto
E_{cu}	Deformación por la carga última
E_{pe}	Deformación por la fuerza pretensora efectiva
E_{ps}	Deformación total del acero de presfuerzo
E_s	Deformación de acero de refuerzo
E_{sn}	Deformación de acero de refuerzo en el nivel 1
ϕ	Diámetro
r	Parámetro en función del módulo de elasticidad o-10%
rc	Peso volumétrico del concreto
φ	Curvatura
φ_m	Curvatura máxima
φ_u	Curvatura Ultima o de falla
φ_y	Curvatura de fluencia
$\boldsymbol{\lambda_a}$	Factor de zona rígida extremo i
$\boldsymbol{\lambda_b}$	Factor de zona rígida extremo j
$\boldsymbol{\lambda_c}$	Factor de zona flexible
μ	Ductilidad
$\mu_{(-)}$	Ductilidad en la dirección negativa
$\mu_{(+)}$	Ductilidad en la dirección positiva
μ'_Δ	Ductilidad de desplazamiento local
μ_Δ	Ductilidad de desplazamiento
μ_φ	Ductilidad curvatura
μ_θ	Ductilidad rotacional
$\boldsymbol{v}$	Coeficiente de poisson
$\boldsymbol{v}_c$	Coeficiente de poisson del concreto
$\boldsymbol{v}_s$	Coeficiente de poisson del acero

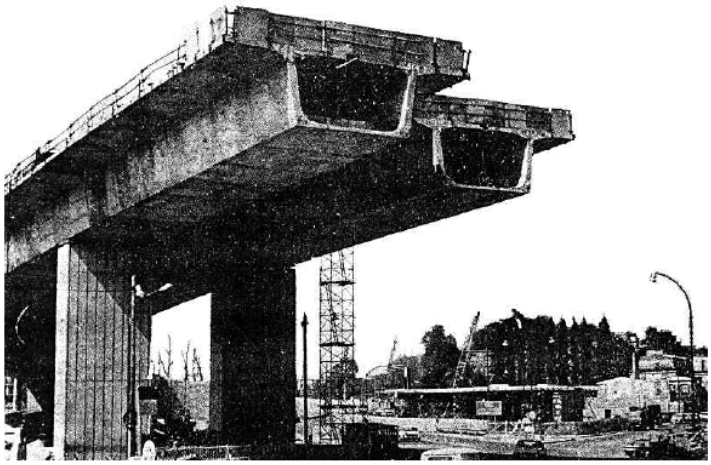
θ	Rotación
θ_a	Rotación en el extremo a
$\theta_{a'}$	Rotación en el extremo a´
θ_b	Rotación en el extremo b
$\theta_{b'}$	Rotación en el extremo b´
θ_c	Rotación de columna
θ_p	Rotación plástica
θ_r	Grados de libertad rotacional
θ_R	Rotación alrededor del eje y
θ_u	Rotación máxima o última
θ_v	Rotación de viga
θ_y	Rotación de fluencia
θ_z	Rotación local
σ	Esfuerzo
t	Deformación por cortante
$\boldsymbol{\omega}_i$	Frecuencia del modo i
$\boldsymbol{\omega}_j$	Frecuencia del modo j
$\boldsymbol{\omega}$	Frecuencia
ς	Porcentaje de amortiguamiento
ς_i	Porcentaje de amortiguamiento para el modo i
ς_j	Porcentaje de amortiguamiento para el modo j
[C]	Matriz de amortiguamiento viscoso
[K]	Matriz de rigidez
[M]	Matriz de masas
1	Numeración secuencial de columnas
(1)	Numeración secuencial de trabes
%	Porcentaje
(-)	Dirección negativa de fluencia
(+)	Dirección positiva de fluencia
@	A cada
●	Varillas
°	Grados

p_i	Presión interna
p_e	Presión externa
T	Fuerza axial
M	Momento flexionante
σ_θ	Esfuerzo tangencial
σ_L	Esfuerzo longitudi

Capítulo 1

Introducción





INTRODUCCIÓN

La filosofía, criterios, y especificaciones para el diseño sismo-resistente de puentes han venido experimentando cambios importantes durante los últimos treinta años, por lo que, es necesario darle más atención a las líneas vitales, como son los puentes. Debido al creciente aumento del parque vehicular en la Ciudad de México en la última década, se ha optado, como una alternativa, la creación de más infraestructura para el transporte con el objeto de solucionar el problema vial. Dando como resultado la construcción de puentes y distribuidores viales, con sistemas estructurales formados por marcos de concreto de dos niveles *[Cruz, 2008]*

Estos modelos de puentes son de tipo marco rígido los cuales son frecuentemente utilizados en zonas de alta sismicidad, pues restringen de forma importante los desplazamientos.

1.1 GENERALIDADES

En este trabajo se analiza la incursión de la estructura en diferentes estados límite para determinar su comportamiento en función de distintas magnitudes sísmicas y verificar la pertinencia de aplicar el criterio de diseño de distorsión de entrepiso a marcos tipo utilizados en los distribuidores viales, ya que éste es heredado de estudios realizados en edificios, sin embargo, los puentes tienen otras formas de estructuración y sus propiedades mecánicas, consecuentemente, se conciben de forma distinta.

El estudio, se realiza con estadísticas del comportamiento no-lineal de marcos de concreto en 2D de puentes urbanos, de dos niveles, ubicados en el suelo del Valle de México, sometidos a acciones sísmicas de diferente magnitud y se determina la probabilidad condicional (curvas de fragilidad) de que la estructura incursione en diferentes estados límite para distintas magnitudes sísmicas.

Estos modelos de puentes son del tipo marco rígido utilizado en zonas de alta sismicidad, pues restringen significativamente los desplazamientos; por sus características son estructuras de periodo corto y es adecuado estudiar su respuesta mediante análisis no–lineal. El presente estudio pretende analizar este tipo de estructuras para conocer el tipo de falla que pudieran presentar.

Uno de los aspectos en que se debe tener especial cuidado durante el diseño sísmico de puentes, es el diseño de la cimentación, debido a que frecuentemente los puentes son mas sensibles que los edificios, a los efectos de interacción suelo estructura cuando están desplantados en terrenos compresibles.

1.2 ANTECEDENTES

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso, económicamente competitivo y estéticamente superior en puentes, desde las estructuras de claros muy cortos que emplean componentes prefabricados estándar, hasta las trabes tensadas con cables y las trabes de sección cajón continuo con longitudes de claros cercanas a los 304.8m (1000ft).

Recientemente, el interés ha estado principalmente en los elementos prefabricados pretensados (trabes, dovelas, etc.) de claro corto a mediano, que pueden llevarse a producción en masa con grandes economías en costos de mano de obra. Casi todos los puentes de concreto, aún los de claros relativamente cortos, son ahora presforzados. Se pueden usar los métodos de prefabricado, la construcción colada en sitio ó una combinación de ambos métodos. Estas unidades ofrecen un bajo costo inicial, un mantenimiento mínimo y una construcción rápida y fácil, con interrupción mínima de transito. Dichas trabes son por lo general pretensadas como las mostradas en la fig. 1 y 1.1.

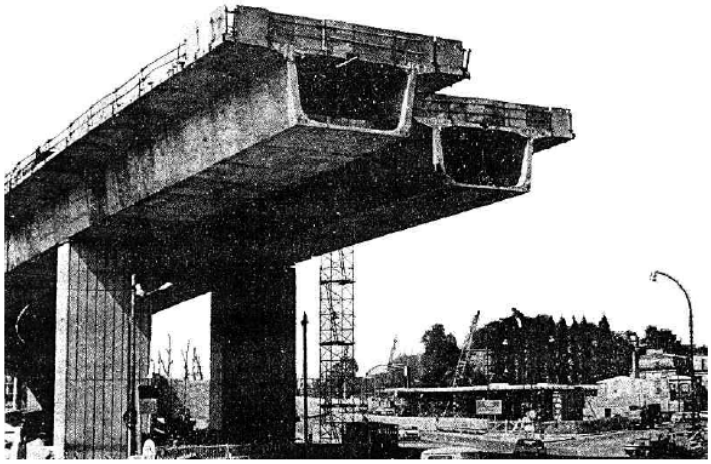
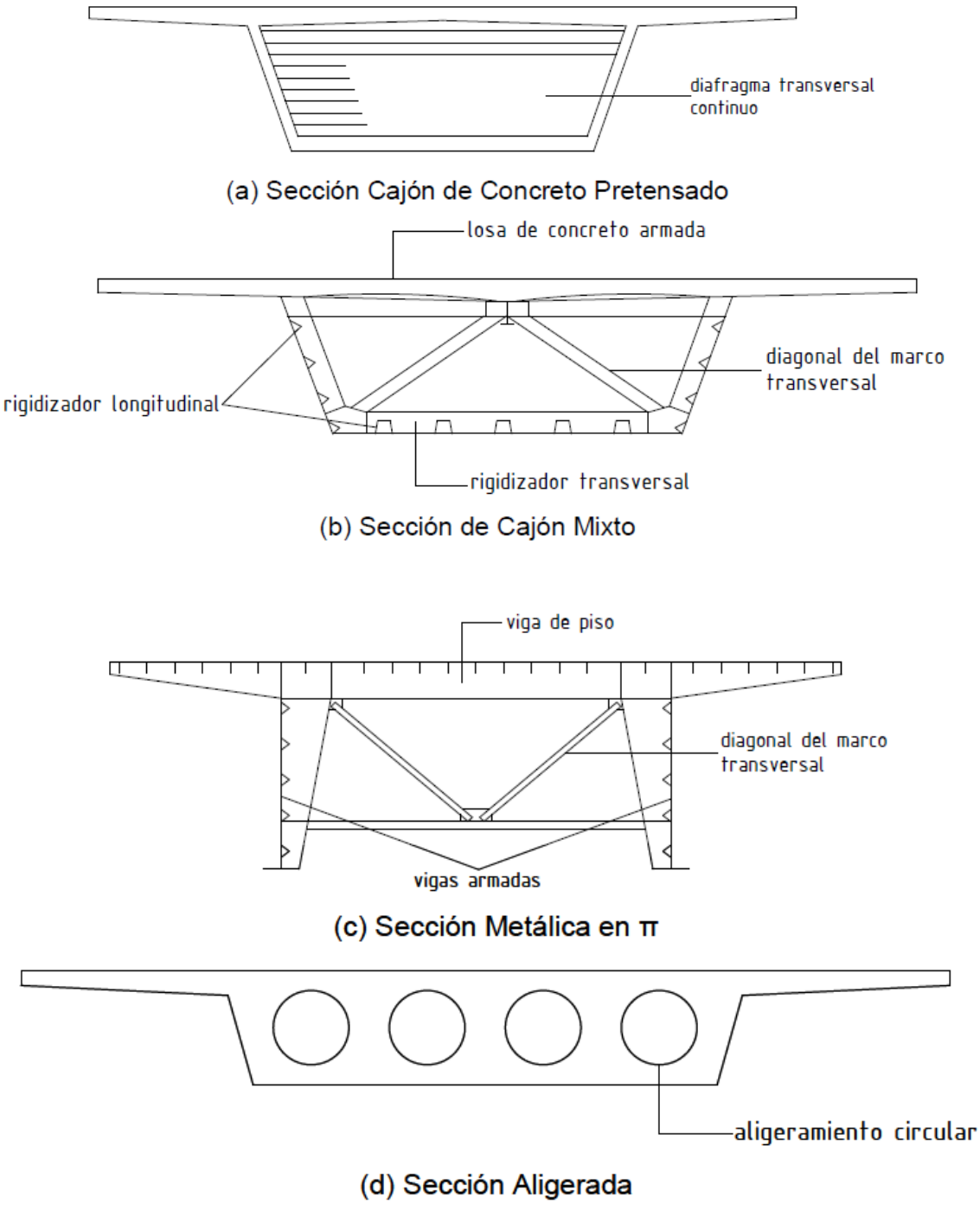


Fig. 1 Puente en construcción de trabes tipo cajón

Fig. 1.1 Puente en construcción de trabes tipo cajón

Para los claros carreteros se puede aplicar directamente una carpeta asfáltica de rodamiento en la parte superior. Las secciones mostradas en la figura 1.2 son empleadas de acuerdo a las condiciones locales *[Nilson, 1990].*



(a) Sección Cajón de Concreto Pretensado

(b) Sección de Cajón Mixto

(c) Sección Metálica en π

(d) Sección Aligerada

Figura 1.2 Secciones utilizadas en puentes

El viaducto Cypress Street, es uno de los primeros puentes de dos niveles utilizado en el transporte vehicular urbano, fue diseñado en 1951 y terminado en 1957. Se localiza al oeste de Oakland en el kilometro I-880 de la carretera interestatal de la bahía de San Francisco-Oakland.

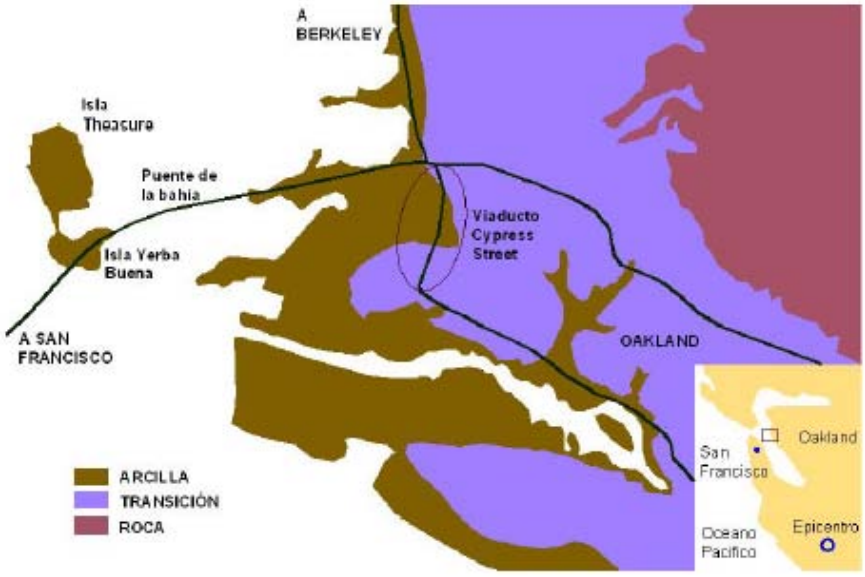


Figura 1.3 Localización del Viaducto Cypress Street

La estructuración del viaducto Cypress Street se compone de marcos de concreto de dos niveles, con una separación de 19.05 m (62.5 ft). Cada nivel del marco está constituido por trabes tipo cajon de concreto reforzado y por columnas rectangulares de sección contante y de sección variable, para el primer nivel y segundo nivel respectivamente. Figura 1.3

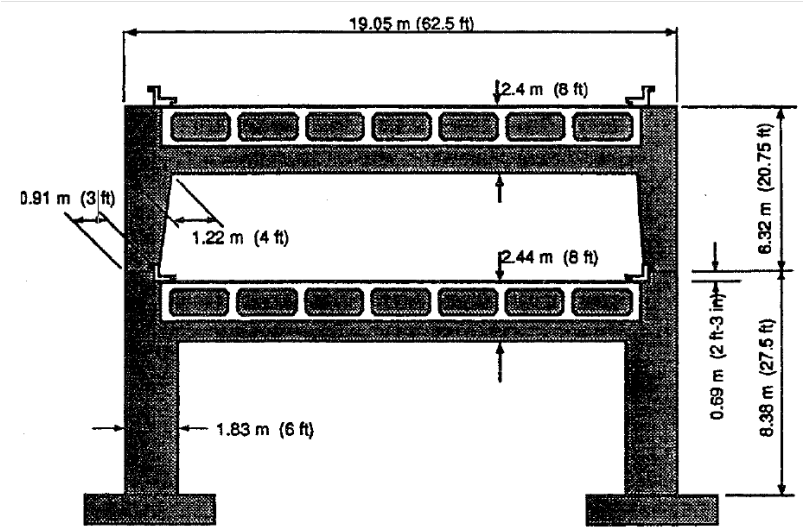


Figura 1.2 Viaducto Cypress Street

El viaducto presenta tres configuraciones de marco, que dependen de la ubicación de las articulaciones a flexión, como se describe a continuación *[Buckle y Goodson, 1990]*

Marco tipo I. Marco con dos articulaciones:
Esta es la configuración más común en el viaducto, con dos articulaciones ubicadas en los pedestales sobre el primer nivel del puente, a 0.69 m (2 ft – 3 in) de distancia, formando dos marcos como lo muestra la figura 1.5(a).
Marco tipo II. Marco con tres articulaciones:
Este tipo de configuración, consta de dos articulaciones ubicadas debajo de la trabe del segundo nivel y una articulación en el pedestal de la trabe del primer nivel, a 0.69 m (2 ft -3 in) de distancia, como lo muestra la fugura 1.5(b).
Marco tipo I. Marco simplemente apoyado:
La tercera configuración se caracteriza por tener dos articulaciones ubicadas debajo de la trabe del segundo nivel, formando dos columnas continuas desde la base hasta el apoyo de la trabe superior, como lo muestra la figura 1.5(c).

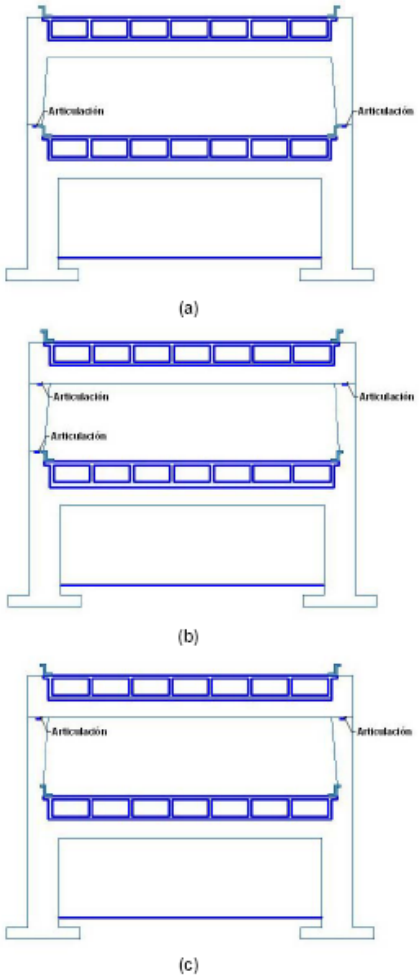


Figura 1.5 Configuraciones del viaducto Cypress Street. (a) Marco tipo I. (b) Marco tipo II. (c) Marco tipo III

1.3 OBJETIVO

Analizar la incursión de la estructura en diferentes estados límite para determinar su comportamiento estructural en función de distintas intensidades sísmicas y verificar la pertinencia de aplicar el criterio de diseño de distorsión de entrepiso a marcos tipo utilizados en los distribuidores viales de la Ciudad de México del tipo de los que forman parte del distribuidor vial San Antonio.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Los sismos generan daños en zonas débiles y cuando se trata de edificios, la falla en algún elemento de la estructura ante acciones símicas, no es catastrófica debido al alto grado de redundancia o hiperestaticidad existente en este sistema estructural, pero en las estructuras de puentes se tiene poca o nula redundancia, por lo tanto la falla de un elemento estructural puede llevar al colapso parcial ó total, ocasionando daños y pérdidas humanas durante sismos severos, como lo sucedido en Loma Prieta, Northridge, Kobe y recientemente Chile.

Debido a la necesidad de resolver el problema del tránsito, la construcción de puentes vehiculares urbanos se ha visto aumentada en la Ciudad de México para dar solución. Por su comportamiento sísmico los puentes de dos niveles son una alternativa para el mejoramiento de la fluidez del transito urbano de zonas altamente congestionadas, ciudades en constante crecimiento y del menor espacio disponible.

Por otra parte, hasta la fecha no se cuenta con un reglamento propio para el análisis y diseño estructural de los puentes urbanos, lo que en la práctica ha condicionado al diseño el empleo e interpretación de reglamentos extranjeros, así como la adaptación de la normatividad para edificios.

1.5 METAS

Obtener la probabilidad condicional de que la respuesta de la estructura exceda un estado límite cuando se le sujeta a sismos de intensidad dada.

Los resultados derivados de estos estudios podrán servir como información para establecer parámetros y recomendaciones que ayuden al diseño sismico de estructuras de puentes urbanos, así como para motivar a conformar apartados en reglamentos futuros o códigos a nivel nacional en materia de puentes.

1.6 Alcances

Para una mejor estimación de la respuesta estructural de puentes urbanos, se consideran cuatro configuraciones de los marcos estructurales, la primera se considera al marco real, en la segunda configuración se amplían las longitudes de las columnas por nivel 0.5m, la tercera configuración 1.0m más por nivel y la ultima configuración 1.5m por nivel, ya que existe una amplia gama de ellos, esto se debe a que dependen de las condiciones del lugar.

Estudiar el comportamiento estructural de puentes urbanos tipo marco de dos niveles estructurados con diferentes distribuciones de masa y forma geométrica (variación de las alturas de las columnas).

Modelar un puente real estructurado con marcos de concreto reforzado y presforzado, considerando las variaciones de rigidez (longitud, sección transversal y armado) de sus elementos.

Estudiar el comportamiento sísmico de puentes urbanos de dos niveles mediante análisis dinámicos paso a paso, con la finalidad de determinar la respuesta sísmica en el dominio del tiempo.

Evaluar el impacto que tienen los sismos en las estructuras de puentes mediante un método que cuantifique, confiable y eficazmente, la probabilidad, la probabilidad de que dicha estructura incursione en cierto nivel de daño por estar sujeta a un sismo de intensidad dada (Funciones de Green).

Estudiar el comportamiento no-lineal de puentes, para conocer la configuración de daño y la ductilidad de sus elementos estructurales, y además para obtener las distorsiones en los entrepisos.

Se obtiene la fragilidad sísmica y las estadísticas de los máximos de la distorsión de entrepiso, considerando sismos de diferentes magnitudes simulados a través del método de la función de Green empírica. La señal de Green (semilla) utilizada corresponde al sismo del 19 abril de 1989, registrada en Esparza y Oteo. La estructura en estudio es del tipo doble marco, con una distribución de masas no uniforme en altura. El marco fue analizado considerando comportamiento no-lineal.

1.6 CONTENIDO DE LA TESIS

La tesis se desarrolla en 5 capítulos. El primer capítulo, presenta un breve estado del arte sobre puentes urbanos y su evolución con los antecedentes y los estudios que se han realizado en puentes urbanos, además se presentan los objetivos, las metas, los alcances y justificación de este trabajo.

La clasificación y estructuración de puentes se muestran en el capítulo II, que contiene los aspectos mas relevantes de los puentes urbanos empleados en la Ciudad de México, tales como las configuraciones, elementos estructurales y procedimientos constructivos

En el capitulo III, se describe el comportamiento estructural de puentes urbanos que depende de las características de la respuesta dinámica y del periodo fundamental de la estructura. También se presentan los indicadores de la respuesta de la estructura en el rango no-lineal, que nos sirve para evaluar el comportamiento.

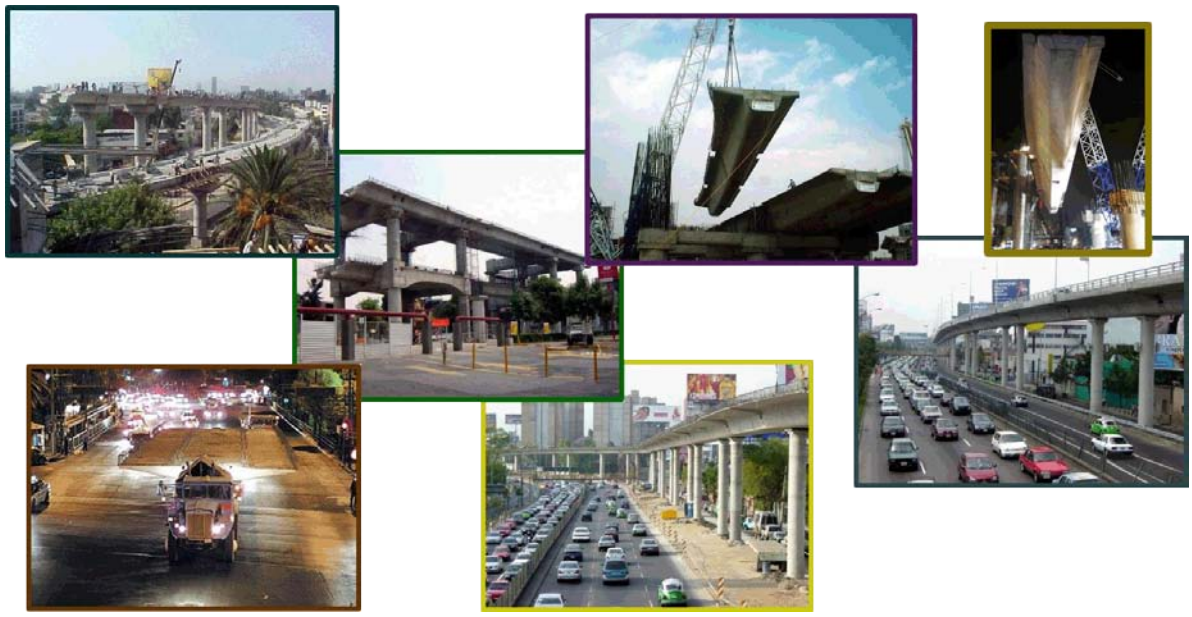
El capítulo IV, concierne a la metodología empleada para la simulación de los sismos (según Reyes, Ordaz y Flores). Tambien se muestran las características de los registros sísmicos que se utilizaran para el análisis no-lineal de la estructura.

En el capítulo V, se describen las características geométricas de la estructura, las propiedades mecánicas de los elementos de los marcos y los resultados numéricos obtenidos de los análisis paso a paso, así como la probabilidad de que la estructura incursione en un estado limite (curvas de fragilidad). Posteriormente, se presentan las conclusiones más relevantes que se obtienen de esta tesis.

Finalmente, se tienen los apéndices que describen las bases teóricas empleadas y los resultados obtenidos en este trabajo.

Capítulo 2

Clasificación y estructuración de puentes urbanos



2 Introducción a los puentes

Los puentes carreteros generalmente son estructuras flexibles que se emplean para evitar obstáculos. En contraste, los puentes vehiculares urbanos son estructuras rígidas, que se emplean como vías rápidas para el traslado de vehículos a grandes distancias, construidos sobre las vías primarias, para reducir el tráfico en las grandes ciudades. Por lo cual, los puentes vehiculares urbanos tienen diferentes configuraciones, que dependen de las condiciones geométricas, la infraestructura y el ambiente urbano de la ciudad.

El comportamiento estructural de los puentes urbanos depende del tipo de configuración estructural, del detallado de los elementos estructurales, de los materiales, y las condiciones del suelo. Los puentes urbanos dan la impresión de ser sistemas estructurales simples, sin embargo han presentado problemas ante eventos sísmicos, como fue el caso del viaducto Cypress Street. Los puentes con configuración tipo marco han sido frecuentemente empleados en zonas sísmicas, pues restringen de forma importante los desplazamientos laterales. Debido a esto, es necesario poner especial atención a los puentes urbanos construidos en zonas de alta sismicidad [Sánchez y Cruz. 2006].

2.1 Clasificación de puentes urbanos

Los puentes generalmente son estructuras flexibles que se emplean para evitar obstáculos. En contraste, los puentes vehiculares urbanos son estructuras rígidas, que se emplean como vías rápidas para el traslado de vehículos, además de reducir el tráfico.

Los puentes se pueden clasificar en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos como el tipo de material utilizado en su construcción, el sistema estructural predominante, el sistema constructivo utilizado, el uso del puente, la ubicación de la calzada en la estructura del puente, etc.

- **Según el material empleado** en la construcción del puente pueden ser de:
  - mampostería
  - madera
  - concreto armado
  - concreto pretensado
  - acero
  - hierro forjado
  - compuestos

Figura 2.1 Puente de acero de Coalbrookdale

Figura 2.2 Puente de Brooklyn

La estructura de un puente no está constituida de un único material, por lo cual, esta clasificación difícilmente se adapta a la realidad. Por ejemplo, los puentes de arcos hechos con mampostería de ladrillos, normalmente tienen las bases construidas con mampostería de piedra ya que de este modo resultan más consistentes y más duraderos al embate de las aguas de un río.

- **Según el obstáculo que salvan** los puentes pueden ser:
  - acueductos: soportan un canal o conductos de agua.
  - viaductos: puentes construidos sobre terreno seco o en un valle y formados por un conjunto de tramos cortos.
  - pasos elevados: puentes que cruzan autopistas, carreteras o vías de tren.
  - carretera elevada: puente bajo, pavimentado, sobre aguas pantanosas o en una bahía y formado por muchos tramos cortos.
  - alcantarillas: un puente por debajo del cual transitan las aguas de un río o quebrada.

- **Según el sistema estructural** predominante pueden ser:
  - isostáticos
  - hiperestáticos

Aunque esto nunca será cierto al menos que se quisiera lograr con mucho empeño, todos los elementos de un puente no podrán ser isostáticos, ya que por ejemplo un tablero apoyado de un puente está formado por un conjunto altamente hiperestático de losa de calzada, vigas y diafragmas transversales (separadores), cuyo análisis estático es complicado de realizar.

Este tipo de clasificación es cierta si se hacen algún tipo de consideraciones, como por ejemplo:

- se denomina "puente isostático" a aquel cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro y, a su vez, independientes, desde el punto de vista de flexión, de los apoyos que los sostienen.

- se denomina "puente hiperestático" aquel cuyos tableros son dependientes uno de otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse o no una dependencia entre los tableros y sus apoyos.

También según el sistema estructural los puentes se pueden clasificar como:

- puentes en arco o arqueados (el elemento estructural predominante es el arco, utilizando como material de construcción el acero y que pueden ser estáticos o hiperestáticos). Pueden ser de:
  - tablero superior
  - acero con *tímpano* de *celosía*
  - arcadas y de hormigón
  - con tímpano abierto o macizo
  - tablero inferior, discurriendo la calzada entre los arcos, paralelos o no, con diversos tipos de sujeción.
- puentes colgantes. Constan de un tablero suspendido en el aire por dos grandes cables, que forman sendas catenarias, apoyadas en unas torres construidas sobre las pilas. El tablero puede estar unido al cable por medio de péndolas o de una viga de celosía. Existen diversos puentes colgantes con luces superiores a 100.
- puentes de vigas Gerber (tienen tableros isostáticos apoyados sobre voladizos de tramos isostáticos o hiperestáticos).

- **Según su destino** los puentes pueden ser:
  - viaductos
  - para carretera
  - para ferrocarril
  - compuestos
  - acueducto (soporte de tuberías de agua, gas, petróleo, etc.)
  - pasarelas: pequeños puentes para peatones.
-

- **Según el anclaje:**
  - Puentes fijos: aparecen anclados de forma permanente en las pilas. Dentro de este tipo destacan los puentes de placas, cuya armadura es una plancha de hormigón armado o pretensado que salva la distancia entre las pilas. Es una construcción bastante usual en las autopistas.
  - Puentes móviles: pueden desplazarse en parte para dar paso a embarcaciones
  - Puentes de pontones: apoyado sobre soportes flotantes, generalmente móviles, y se usan poco.

- **Según el sistema constructivo empleado.** Está clasificación generalmente se refiere al tablero.
  - vaciado en sitio: si la colada de concreto se hace sobre un encofrado dispuesto en el lugar definitivo.
  - losa de concreto armado o postensado sobre vigas prefabricadas (de concreto armado o precomprimido vigas inetálicas, etc.).
  - tablero construido por voladizo sucesivos (por dovelas prefabricadas o vaciadas en sitio); puede ser construido por adición sucesiva de elementos de acero, soldados 6 empernados.
  - tablero atirantados
  - tablero tipo arpa, con doble fila de soporte o una sola fila
  - tablero lanzado (el tablero se construye en uno de los extremos del vano a cubrir y se lleva a su sitio deslizándolo sobre rodillos, suplementando el extremo delantero de la estructura con un elemento estructural auxiliar, llamado "nariz de lanzamiento")

- **Según la ubicación de la calzada** los puentes pueden ser:
  - de calzada superior: cuando la estructura portante tablero está ubicada íntegramente debajo de la calzada.
  - de calzada inferior: son los tableros cuya estructura portante está ubicada a los lados de la calzada sobresaliendo de su superficie o que esté ubicada por encima de la misma.

Hay puentes que tienen estructura por encima de calzada en algunos sectores y por debajo de ella en otros. Ejemplos de ello lo constituyen el puente sobre la Bahía de Sydney o el puente Forth en Escocia.

Los puentes de doble nivel de calzada constituyen una mezcla auténtica de los dos tipos de calzada y un ejemplo lo son el puente de la bahía de Oakland o el puente de Brooklin.

2.2. CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES

Las configuraciones en los puentes urbanos dependen en gran medida de interferencias como: instalaciones hidráulicas, instalaciones eléctricas, instalaciones telefónicas, vialidades principales y secundarias, estaciones del metro, vías de ferrocarril, monumentos, arboles, ciclo pistas, etc. Por lo que existen diferentes tipos de configuraciones de acuerdo a las condiciones de sitio, que pueden clasificarse en las siguientes categorías.

2.2.1. Tipo árbol o péndulo

Esta configuración estructural está constituida por una columna aislada, cimentada en una zapata, la cual a su vez esta desplantada en pilas. Una o dos trabes tipo cajón pres forzadas, están apoyadas en las columnas, como lo muestra la figura 2.3.

Figura 2.3 Configuración tipo árbol.

En la dirección longitudinal se forma un marco con una trabe central, tipo cajón pres forzada, que se apoya en los extremos, con uno fijo y el otro móvil para tener una continuidad isostática, como lo muestra la figura 2.4

Figura 2.4 Configuración tipo árbol.

Las ventajas del sistema estructural tipo árbol son las siguientes:

- si la superestructura tiene una conexión simplemente apoyada, las características de la respuesta estructural pueden considerarse iguales en la dirección transversal y longitudinal, optimizado así el diseño sísmico. Sin embargo, si las propiedades de los elementos cambian en cada dirección, el periodo natural de vibración es diferente, transversal y longitudinalmente, por consiguiente las fuerzas sísmicas también serán diferentes,
- puesto que habrá solamente una articulación (estructuras con una línea de defensa), el comportamiento se puede determinar fácilmente con un alto grado de exactitud, y
- con una conexión monolítica columna-superestructura, la ductilidad de la columna y la estructura requieren ser idénticas [Priesley et al., 1996].

2.2.2. Tipo marco

La configuración tipo marco consiste en dos columnas cada una sobre una zapata, las cuales se desplantan en pilas; sobre las columnas se coloca el cabezal y a continuación se apoyan trabes, tipo cajón pres forzadas, formando un marco en la dirección transversal. Este tipo de configuración puede tener un cabezal recto con una trabe de rigidez en arco, como lo muestra la figura 2.3(a) y 2.4(a), respectivamente, o un cabezal en arco sin la trabe de rigidez, como lo muestra la figura 2.5 y 2.6, respectivamente. Entre ellas se apoyan las trabes centrales.

Figura 2.5 Configuración tipo marco con cabezal recto.

Figura 2.6 Configuración tipo marco con cabezal en arco.

Las ventajas del sistema estructural tipo marco son las siguientes:

- con una conexión monolítica columna-superestructura, las características de la respuesta en la dirección longitudinal y transversal pudieran ser iguales,
- si las bases de las columnas están empotradas a la cimentación de la estructura, los momentos inducidos en las columnas serán significativamente menores que para la configuración de columnas individuales tipo árbol, además permite reducciones por tener mayor numero de columnas,
- las fuerzas de diseño en la cimentación pueden ser reducidas si existe una articulación en la base de las columnas, pero a costa del incremento en los momentos de las columnas,
- como un resultado de la configuración estructural, teniendo mayores redundancias, la menor seguridad es proporcionada por el desempeño satisfactorio de una articulación plástica critica,
- los desplazamientos serán menores comparados con la configuración de columna individual tipo árbol, y
- una mejor distribución del momento, en la unión superior de la columna con la superestructura, es posible para conexiones monolíticas, respecto a las otras configuraciones de columna individual tipo árbol [Priesley et al., 1996].

2.2.3 Tipo marco de dos niveles

Esta configuración, tiene dos niveles de vialidad más el nivel de la avenida. La configuración esta constituida por cuatro zapatas aisladas apoyadas en pilas, sobre cada zapata se desplanta una columna. Para el primer y segundo nivel los cabezales se apoyan en las columnas formando dos marcos en dirección

transversal, y dos trabes tipo cajón de concreto reforzado en la dirección longitudinal, como lo muestran las figuras 2.7 y 2.8, respectivamente. En los cabezales están embebidas unas trabes tipo cajón pres forzadas, como en los dos tipos anteriores.

Figura 2.7 Configuración transversal tipo marco dos niveles.

Figura 2.8 Configuración longitudinal tipo marco dos niveles.

Los grandes desplazamientos laterales de los marcos y los momentos de diseño de las columnas, se pueden reducir con la unión de las columnas por medio de una o mas trabes de rigidez (TR), como lo muestra la figura 2.7. Este sistema ha sido usado normalmente en una configuración de cuatro columnas, formando un cuadrado en planta, como lo muestra la figura 2.8, para proporcionar igual rigidez y resistencia en ambas direcciones transversal y longitudinal. Con esta configuración es sencillo proporcionar una conexión apoyada en la superestructura, con un diagrama rígido conectado en la parte superior de las columnas.

Sin embargo, es necesario estudiar en forma detallada a esta configuración, para conocer su comportamiento ante acciones sísmicas. El estudio realizado en este trabajo se orienta en ese sentido.

2.3 Elementos del sistema estructural:

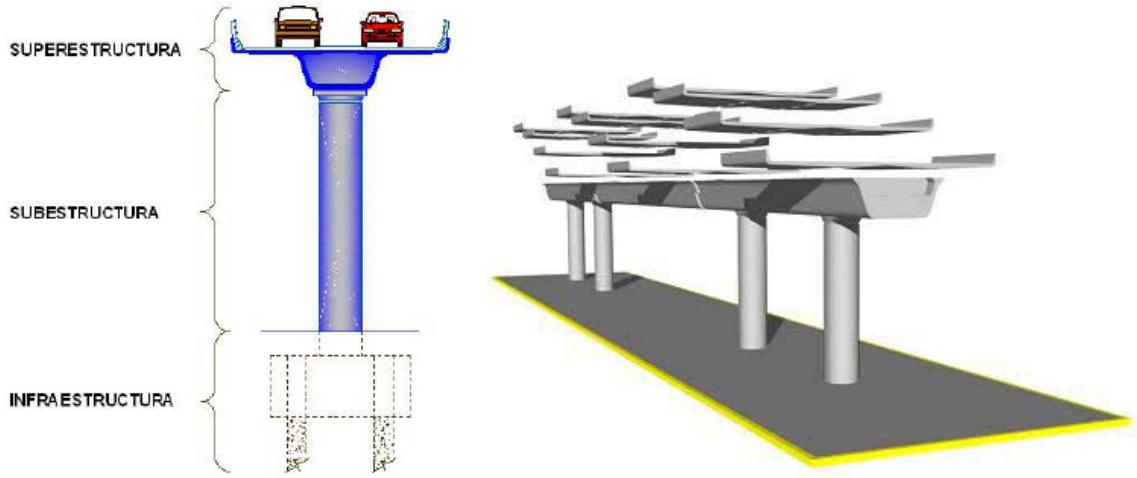


Figura 2.9 Elementos del Sistema estructural

El sistema estructural de los puentes se clasifica en infraestructura, subestructura y superestructura, como se muestra en la figura 2.9. La infraestructura esta formada por zapatas aisladas apoyadas en pilas o directamente en el terreno, dependiendo de las acciones en la estructura y de la capacidad del suelo. La subestructura esta compuesta por columnas, las cuales se desplantan sobre zapatas individuales. La superestructura esta constituida principalmente por trabes tipo cajón prefabricadas y coladas en sitio. Las trabes prefabricadas se les denominan como cabezales, trabes de apoyo y trabes centrales, las coladas en sitio se conocen como trabes centrales. Además, de un firme estructural que se coloca sobre estas trabes [Sánchez y Cruz 2007].

Los elementos estructurales, empleados en los puentes urbanos de la Ciudad de México, se describen a continuación.

2.3.1. INFRAESTRUCTURA Y CIMENTACION

a) Pilas o pilotes

Son elementos estructurales que transmiten cargas de la superestructura a estratos resistentes del terreno. En los puente urbanos se han utilizado dos tipos de pilotes, de sección cuadrada de concreto reforzado y de sección circular de

concreto pres forzado. Los primeros son de 0.40 m por 0.40 m, hincados a una profundidad promedio de 29 m dependiendo de los estudios de mecánica de suelos, como lo muestra la figura 2.10. Los pilotes de sección circular tienen un diámetro de 0.80 m, y son perforados hasta la primera capa dura [SOS, 2005].

b) Zapatas

Son elementos estructurales que distribuyen las cargas a lo pilotes, estas están constituidas por cajones de cimentación aligerados, de concreto reforzado colocado en sitio como lo muestra la figura 2.11. Tienen una sección promedio de 5.75 m de largo por 3.95 m de ancho, una profundidad de 3.55 m y un espesor en las paredes del cajón de 1.10 m a 1.65 m.

2.3.2. SUBESTRUCTURA

Las columnas son de concreto reforzado o pres forzado, prefabricados o colocados en sitio. Se han utilizado dos tipos de columnas, sección circular y sección oblonga, de 1.80 m de diámetro y 2.00 m largo por 0.90 m de ancho, respectivamente. Aunque a prevalecido las columnas circulares sobre las oblongas en los distribuidores viales de la ciudad de México [Rioboo, 2004].

En la unión columna-zapata se han empleado dos tipos de conexión, una con acero reforzado y otra con acero presforzado.

Las columnas con conexión zapata-columna con acero de refuerzo son prefabricadas o coladas en sitio, las prefabricadas son montadas en cuatro perforaciones de las columnas, una en cada esquina del capitel mostrado en la figura 2.12 (a).

Las columnas con conexión zapata-columna con acero pres forzado son prefabricadas, las cuales se ensamblan en la parte superior de la zapata por medio de una losa de concreto pres forzado, entrelazando el refuerzo de la zapata con los nuevos conectores de concreto postensado de la columna, para obtener una conexión monolítica como lo muestra la figura 2.12 (b).

2.3.3. SUPERESTRUCTURA

a) Trabes cabezales

Los cabezales, también llamados trabes portantes, tienen la función de rigidizar y portar las trabes de apoyo (TA) y estas, a su vez, cargan a las trabes centrales (TC).
Se han utilizado tres tipos de cabezales: rectangulares de sección constante, rectangulares tipo cajón de sección variable y rectangulares tipo cajón de sección variable con forma de arco, como se muestra en las figuras 2.13 y 2.14. Los

cabezales se construyen en dos etapas; en la primera etapa se coloca una trabe prefabricada y en la segunda etapa se construye la parte restante; la cual es colada en sitio junto con las trabes de apoyo, que están embebidas en el cabezal.

b) Trabes de rigidez (TR)

Son elementos estructurales que rigidizan a los marcos en la dirección longitudinal, y han sido empleados en los marcos altos y marcos de dos niveles. La trabe de rigidez es rectangular tipo cajón de sección variable con forma de arco, de concreto reforzado colocado en sitio, con relleno de espuma de poliestireno, como lo muestra la figura 2.15. Las trabes de rigidez se construyen después de colocar el cabezal, las trabes de apoyo (TA) y las trabes centrales (TC). Además las trabes de rigidez se emplean como jardineras, para mantener la armonía con el ambiente urbano de la cuidad.

c) Trabes de la superestructura (TA, TC)

Son elementos estructurales que conforman la calzada de los puentes, se han utilizado una, dos, tres o hasta cuatro trabes juntas. Las trabes de apoyo (TA) y las trabes centrales (TC) son elementos de sección cajón de concreto reforzada o preesforzada, prefabricada o colocada en sitio de una pieza o dos, como se muestra en las figuras 2.16, 2.17 y 2.18. Las trabes de apoyo (TA) quedan embebidas en los cabezales o se conectan directa, ente en la columna, y las trabes centrales (TC) se apoyan sobre las trabes de apoyo (TA).

d) Firme estructural

El firme estructural es una losa de concreto reforzado colada en sitio, como lo muestra la figura 2.19, con el objetivo de generar un diafragma estructural rígido con las trabes de la superestructura. Después de colocar el firme estructural, se procede a la pavimentación y colocación de los accesorios. En ocasiones se construye una losa con forma triangular en planta entre el cabezal y las trabes de apoyo (TA), esta losa evita el movimiento relativo entre las trabes y además se emplea como jardinera.

2.4 Características de los puentes urbanos en la Ciudad de México

Hoy en día existe una gran variedad de puentes urbanos en México, los cuales han sido inicialmente empleados para evitar intersecciones con: avenidas, carreteras, líneas férreas, causes de ríos o centros de alta concentración. Todos ellos construidos en varios estados de la republica, teniéndose la mayor concentración en la Ciudad de México.

Actualmente, la mayoría de los puentes urbanos son empleados para solucionar el problema vial, para el traslado de pasajeros, principalmente transporte público y privado.

La construcción de los puentes urbanos en la Ciudad de México, se iniciaron con los puentes elevados para la red de transporte urbano, del SCT del metro. Posteriormente con la construcción de distribuidores viales y viaductos sobre avenidas principales de las ciudad, tales como el segundo piso del periférico, el distribuidor vial Heberto Castillo, el de San Antonio, la Concordia, por mencionar algunos.

2.5 Sistemas de Transporte Vehicular Urbano

Construcción de puentes vehiculares y distribuidores viales.

Estos tienen el objetivo de optimizar la circulación del transporte de superficie, evitando los cruces conflictivos. Destacan los cruces de San Antonio y circuito interior, Francisco del Paso y Troncoso- Oceanía; Oriente 253 – Calzada I. Zaragoza; Eje 1 Norte (Talleres Gráficos) y A. Periférico; Puente Vehicular Anillo Periférico – Av. Centenario; Anillo Periférico – Palmas 2ª Etapa; Laterales A. Periférico – Paseo de la Reforma; Eje 5 Sur (San Antonio) – Puente Eje 5 Poniente (Alta Tensión); Anillo Periférico – Eje 7 Sur B. Cellini; Circuito Interior – Molinos; Av. Revolución – Barranca del Muerto; 2ª Etapa del Distribuidor Av. Tláhuac – Anillo Periférico; Anillo Periférico – Ejes 5 Sur (Leyes de Reforma); Anillo Periférico – Ejes 3 y 4 Sur (Canal de Tezontle) y la Prolongación del Eje 3 y 4 Sur hasta República Federal.

Segundos niveles en viaducto y periférico

Una de las acciones más importantes en este sentido es la construcción de los segundos niveles en Periférico y Viaducto, cuyo objetivo principal es lograr una mejor fluidez en la vialidad y una reducción en los índices de contaminación.

El proyecto se divide en cuatro etapas, sumando una longitud total de 35 km. en conjunto para ambas vías; para el año 2002 se contempla desarrollar la primera etapa en una longitud de 13.8 km en el Viaducto Miguel Alemán y Río Becerra, entre el Anillo Periférico y la Av. Coyoacán.

Además de mejorar las condiciones operacionales y ambientales del Anillo Periférico y del Viaducto, con esta obra se pretende potenciar la vocación de éstas vías como vías rápidas de acceso controlado, de comunicación zonal y regional en el sentido Norte-Sur y Oriente-Poniente, y su integración con la red vial primaria y secundaria.

Adecuaciones geométricas en intersecciones conflictivas

Estas obras coadyuvarán a disminuir los conflictos viales, contribuyendo a la reducción del tiempo de recorrido e incrementando la seguridad de los usuarios.

Dicha acción está orientada a realizar el ordenamiento del flujo vehicular a través de la adecuación de la geometría y la optimización del espacio en la intersección, fortaleciendo la señalización de la misma. Se tiene planeado realizar 10 adecuaciones viales por año.

2.6 Distribuidor Vial Ing. Heberto Castillo Martínez

En diciembre del 2003, el Gobierno del Distrito Federal concluyó la construcción y puso en servicio el Distribuidor Vial Ing. Heberto Castillo Martínez, ubicado en el cruce de la Calzada Gral. Ignacio Zaragoza y el Eje Vial 3 Oriente (Francisco del Paso y Troncoso, Delegación Venustiano Carranza), para agilizar el tránsito vehicular en esa zona oriente de la Ciudad. Este distribuidor se construyó como obra complementaria de la Línea B del Metro y es parte fundamental del Eje Troncal Metropolitano. Figura 2.10

Figura 2.10 Distribuidor Vial Heberto Castillo

Al entrar en operación este Distribuidor se mejoró la circulación vehicular en la zona, disminuyendo en forma apreciable el tiempo de traslado desde Ciudad Azteca hasta la Avenida Fray Servando Teresa de Mier. Esta importante obra vial conecta a la Avenida Oceanía con la Avenida Francisco del Paso Y Troncoso, Delegación Venustiano Carranza, librando en forma elevada la Calzada Gral. Ignacio Zaragoza.

Está integrado por dos Ejes Troncales con 5 mil 300 metros de vialidades elevadas en dos niveles, lo que permite la circulación del tránsito proveniente de la Avenida Oceanía y con dos gazas que conectan con el Eje Vial 1 Norte y con la calle Emilio Carranza. Los dos ejes troncales cuentan con 4 carriles de circulación cada uno, mientras las gazas de desincorporación tienen 2 carriles. El nivel superficial facilita las entradas a la Avenida Iztaccíhuatl, a la Avenida Eduardo Molina y a la Terminal de Autobuses del Oriente (TAPO).

Figura 2.11 Distribuidor Vial Heberto Castillo

2.6.1 CIMENTACION

Se construyeron 80 zapatas de cimentación a base de cajones desplantados en promedio a 3.5 metros de profundidad y 85 dados de cimentación, todos soportados por 5,799 pilotes de fricción, de sección cuadrada, hincados hasta una profundidad de 31 metros. La zapata más grande tiene una superficie de más de 1,150 m2, desplantada sobre 82 pilotes, en la cual se utilizaron 1,764 m3 de concreto y 376 toneladas de acero de refuerzo. Sobre la calle de Puenteros, la cimentación está conformada por una retícula de contratrabes, apoyada también sobre los pilotes de fricción, para evitar inducir cargas sobre el Interceptor Oriente ubicado a 22 metros de profundidad.

2.6.2 ESTRUCTURA

La estructura está conformada por 195 columnas circulares de concreto armado prefabricadas, con una altura máxima de 20.5 metros y un peso de 110 toneladas, así como 203 columnas mixtas (oblongas y circulares), coladas en sitio. Los marcos de apoyo están formados por columnas, cabezales y contraventeos metálicos. Las 599 trabes prefabricadas son de diversos tipos (cajón, T, TR y TL) con longitudes de 20 a 38 metros y un peso máximo de 122 toneladas; los 131 cabezales prefabricados tienen un peso máximo de 195 toneladas; la liga entre las trabes se logra mediante tabletas prefabricadas, sobre las trabes se cuela un firme de compresión armado y sobre éste se tiende la carpeta asfáltica, como superficie de rodamiento. La zona de marcos está conformada por 86 pares de columnas mixtas coladas en sitio.

Figura 2.12 Distribuidor Vial Heberto Castillo

Al entrar en operación este Distribuidor se mejoró la circulación vehicular, reduciendo de 90 a 17 minutos el tiempo de traslado desde Ciudad Azteca hasta la Avenida Fray Servando Teresa de Mier, con importantes beneficios, además, por la disminución de consumo de combustible y menor emisión de gases contaminantes. Esta obra tiene una superficie de rodamiento de 62,500 m2, una velocidad de proyecto de 70 kilómetros por hora y un flujo vehicular promedio de 12,900 vehículos por hora, con lo que se beneficia a unos 700,000 usuarios cotidianamente.

2.7 Red del Sistema de Transporte Colectivo Metro

En la red del STC (Sistema de Transporte Colectivo) del metro, se emplearon puentes elevados en la construcción de la line 4 (Santa Anita-Martin Carrera), la línea 9 (Pantitlan -Tacuba ya), y línea B (Buenavista-Cd. Azteca).

En la línea 4 se construyeron tramos elevados, excepto en la estación Candelaria, los cuales están estructurados por una columna aislada en la dirección transversal y por un marco en la dirección longitudinal como se muestra en la figura 2.21 (a) y 2.21 (b). La sección transversal de la trabe es tipo cajón colada en sitio postensada, con dimensiones aproximadas de 2.20 m de peralte y 8.10 m de ancho. La columna es rectangular de sección variable, la sección mayor esta en la parte superior. Este sistema estructural tiene un claro de 35 m.

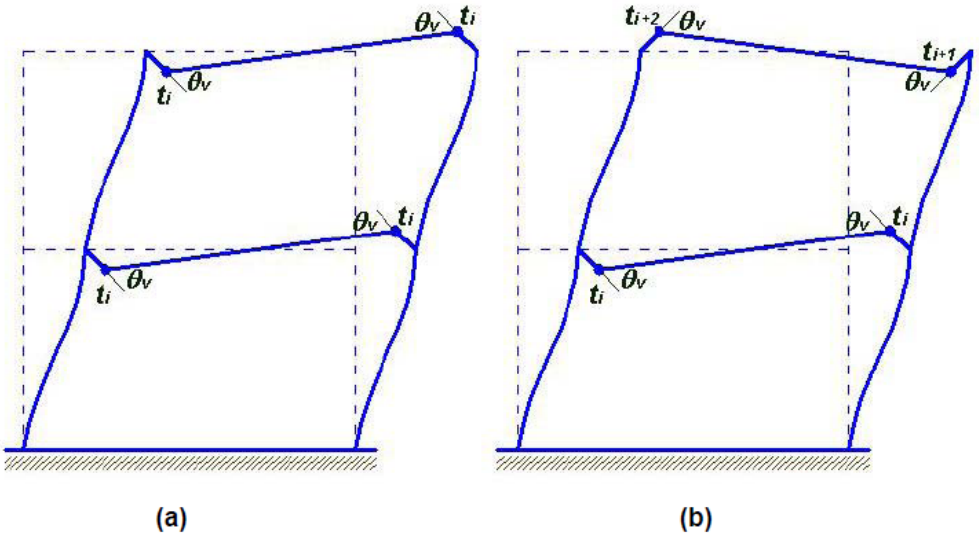
En la line 9 se construyo un tramo elevado desde la estación Velódromo hasta la estación Pantitlan, con una configuración estructural transversal formado por una columna aislada y una configuración longitudinal que forma un marco con doble columna, como se muestra en las figuras 2.22 (a) y 2.22 (b). En las estaciones de Velódromo, Ciudad Deportiva y Puebla la configuración estructural cambia a marcos como lo muestra la figura 2.22 (c). Esta ultima tiene cuatro trabes tipo ¨T¨ pretensadas, con un peralte de 1.70 m a 2.20 m y un ancho total de 8.20 m. Las columnas son rectangulares de sección constante. Este sistema estructural tiene un claro promedio de 40 m.

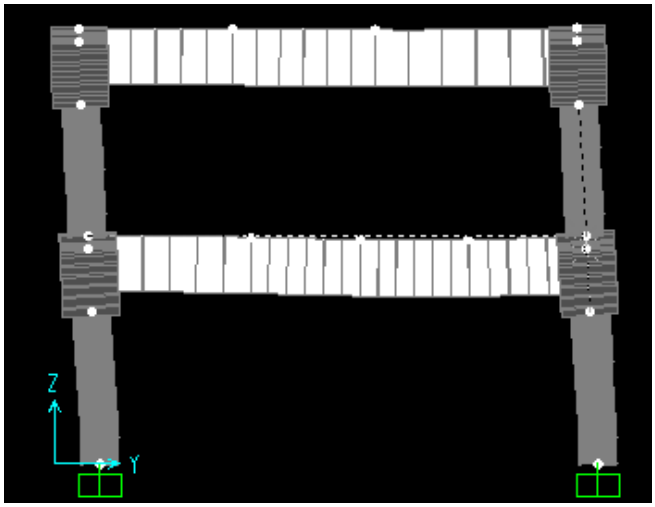
En la line B, se construyeron gramos elevados desde la estación San Lázaro hasta la estación Oceanía, en donde la configuración transversal esta formada por una columna aislada y la configuración longitudinal se forma un marco con doble columna, como se muestra en la figura 2.23 (a).

En la estación San Lázaro la configuración cambia a marcos con columnas circulares, esto se debe al acceso de la centra camionera (TAPO), la cual se muestra en la figura 2.23 (b). La sección transversal de la trabe es tipo cajón pretensado prefabricado, con un peralte de 1.40 m y un ancho de 8.20 m. Las columnas son de sección variable, circular en la parte superior y oblonga en la base. Este sistema tiene un claro de 42 m.

Capítulo 3

Comportamiento dinámico en puentes urbanos vehiculares





3.1 introducción

Durante un sismo, el ángulo de incidencia del movimiento del terreno sobre la vida estructura es aleatorio. algunos trabajos han mostrado que la componente vertical tiene poca influencia en la respuesta sistemática [Gómez y acosta,2007].

Es evidente que no sería económico diseñar una estructura para que se aporte el probable sismo más intenso sin daño. El costo de proporcionar resistencia para soportar vibraciones laterales de muy alta intensidad debe de ponderarse contra la importancia de la estructura y probabilidad de ocurrencia de sismos intensos [park y paulay,1999]

El desafío en el diseño sísmico de estructuras, es principalmente concebir y detallar un sistema estructural que, sea capaz de sobrevivir a un nivel de movimiento lateral con un nivel de daño aceptable y baja probabilidad de colapso. El objetivo de los reglamentos es tener estructuras que se comparten elásticamente bajo sismos que se puedan esperar que ocurran más de una vez en la vida de la estructura. Para evitar el colapso durante el sismo más importante, los elementos deben ser tan dúctiles que absorban y disipen energía por medio de deformaciones inelásticas. El orden ductilidad involucrada puede estar asociado con deformaciones permanentes muy grandes de esa manera a un que la estructura no se desplomara o pudiese presentar colapso el daño resultante podría estar más allá de la reparación y la estructura sería una perdida económica total.

3.2 Características de la respuesta dinámica en puentes

En un sismo la estructura está sujeta a los movimientos del terreno y responde de manera vibratoria. Cuando la estructura se comparta elásticamente, la aceleración máxima de la respuesta depende del periodo natural de vibración y de la magnitud del amortiguamiento presente en la estructura. Los análisis dinámicos de estructuras que responden elásticamente a registros sísmicos típicos an indicado el orden de aceleración de la respuesta que pueden experimentar las estructuras [park y paulay,1999]

La supervivencia de una estructura no depende solo de los niveles de la respuesta máxima, sino también de la duración del movimiento del terreno y del número de ciclos donde la respuesta se acerca al nivel de respuesta máximo [paulay y priestley,1992].

Los aspectos de respuesta de sismos reales, tiene forma irregular y presentan variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del periodo natural .Por lo tanto, es posible que dos estructuras que tengan casi las mismas características dinámicas, respondan de manera muy distinta o un sismo dado. En la práctica este echo tiene menos importancia de la que aparece a primera vista gracias a la influencia de amortiguamiento que ase menos bruscas variaciones de los

espectros, a la poca precisión en el periodo natural, por los incertidumbres que existen en el cálculo de masas y rigideces, y a las incursiones de la estructura en el intervalo inelástico, así como la interacción suelo estructura, que modifican el periodo fundamental de vibración [Bazan y meli,2000]

Los reglamentos de construcción define espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se elimina los valles. Los conceptos que se toman en cuenta en el calculo de la ordenada espectral, para una estructura en la forma de un oscilador de un grado de libertad, son: el grupo de construcción a la que pertenece (A o B),zona en que se ubica la estructura (I a IIId)y e l factor de comportamiento sísmico (Q).Con estos factores podemos definir una curva que muestra la variación de la aceleración espectral con el periodo (T) usando las tablas y formulas de las NTC-S[Bazan y meli, 2000].En la figura 3.1 se muestran los espectros elásticos de diseño para las construcciones del grupo A en las seis zonas que se definen en las NTC.

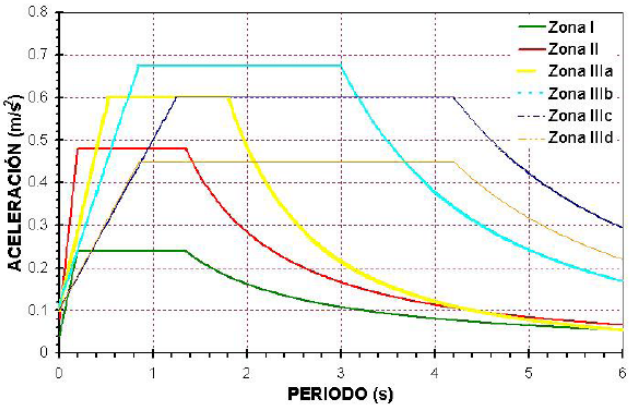


Figura 3.1 Espectros elásticos de Diseño

Para un intervalo de periodos, la aceleración máxima de respuesta de la estructura puede ser varias veces mayor que la aceleración del terreno. La aceleración máxima de la respuesta en estructuras con periodos largos de vibración puede experimentar poco mas que la máxima aceleración del terreno, y a periodos mayores experimenta una aceleración menor a la máxima aceleración del terreno. Un aumento en el amortiguamiento generalmente produce una disminución en la aceleración de respuesta [park y paulay,1999].

Las NTC-S recomiendan una fuerza sísmica de diseño, que representa la fuerza lateral estática. Normalmente se aplica una fuerza lateral estática, equivalente para estructuras de múltiples niveles, con una distribución triangular con la altura, imponiendo la mayor fuerza en la parte superior, simulando con ello el perfil de deflexiones del primer modo de vibraciones reglamento utiliza fuerzas de diseño estáticas para determinar la resistencia de estructura necesaria para soportar las cargas dinámicas inducida das por el sismo.

3.3 Comportamiento dinámico de los puentes en función del periodo y la Rigidez

En zonas de alto peligro sísmico, la respuesta elástica puede implicar aceleraciones laterales tan grandes como la gravedad (9.81 m/s). el costo de proporcionar la resistencia necesaria para resistir fuerzas asociadas con este nivel de respuestas es excesivo, y los sistemas estructurales capaces de resistirlo son severamente limitados
Cuando la estructura es capaz de responder inelásticamente en el nivel del sismo de diseño, sin deterioro importante de resistencia, se dice que tiene ductilidad. La ductilidad, que debe ser proporcionada durante el sismo, implica posiblemente muchas incursiones en cada dirección y sentido

En los análisis inelásticos en el tiempo, los sistemas de un grado de libertad con resistencia menor al nivel de la respuesta inelástica, por un factor de reducción (R), y con características elatos plásticas, presentan un comportamiento que depende del periodo natural de la estructura. En la figura 3.2 se muestra la influencia del periodo en las estructuras

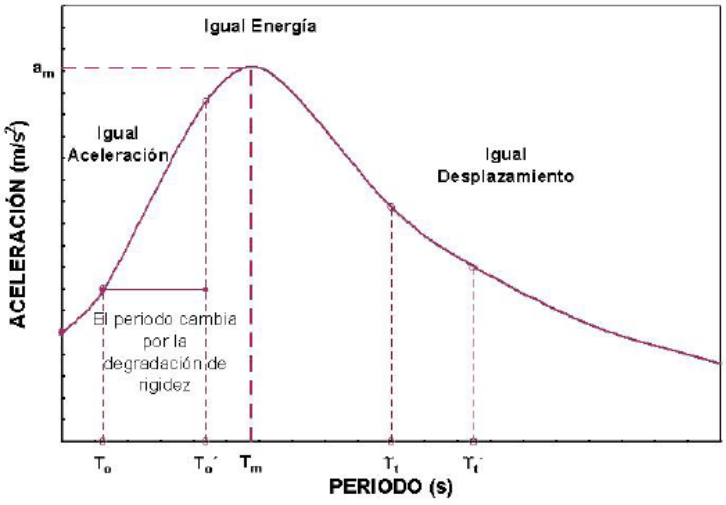


Figura 3.2 Influencia del periodo en las estructuras

En estructuras con periodos largos, mayores que la aceleración máxima elástica espectral (Te>Tm) para el sismo en consideración, se observa que los desplazamientos máximos logrados por el sistema inelástico, son muy similares de aquellos obtenidos de un sistema elástico, con la misma rigidez elástica inicial del sistema inelástico pero sin limite de resistencia como se muestra en la figura 3.3 La geometría implica que la ductilidad del sistema inelástico (m)es aproximadamente igual al factor de reducción (R) expresada como principio de igual desplazamiento con la ecuación:

$$\mu = R$$

3.4 Indicadores de la Respuesta No Lineal en Estructuras

El comportamiento de una estructura en su conjunto, depende del desempeño que tenga los elementos se encuentren integrados y conectados. Es importante estudiar el comportamiento de la estructura en el intervalo no lineal, que depende del tipo y numero de elementos que rebasen el intervalo lineal. Mientras mayor es el numero de elementos que participen en la deformación no lineal y mas dúctil sea el comportamiento de estos elementos; mayor ductilidad tendrá el sistema en conjunto

El mecanismo de deformación inelástica, que llegara a presentarse en un sistema estructural, depende de las resistencias relativas de las secciones de los elementos para cada posible modo de falla. Por lo que, puede influir en su comportamiento, proporcionado diferentes resistencias en los elementos de la estructura, tales en subconjunto se desarrolle la máxima ductilidad posible.

La relación momento-curvatura para una sección, cuando el acero de tención fluye con el momento máximo, se muestra en la figura 3.3. La curva indica los puntos en que el concreto comienza a agrietarse, el acero atención comienza a fluir e indica el desconcha miento y aplastamiento del concreto. Una sección dúctil mantiene la capacidad del momento cerca del valor máximo para curvaturas grandes más allá de la curvatura en la primera fluencia

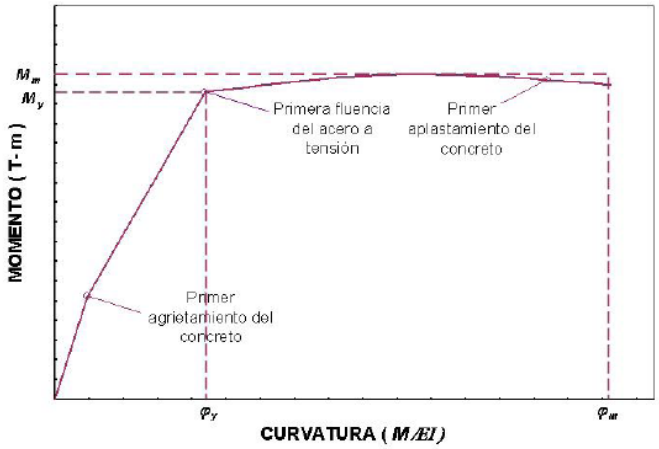


Figura 3.3. Relación de momeno-curvatura para un miembo a flexión de concreto reforzado.

3.4.1 REQUERIMIENTOS DE DUCTILIBILIDAD DE CURVATURA

La curvatura es directamente proporcional al momento flexionante (M) e inversamente proporcional a la rigidez de flexión del elemento (El).La ductilidad de una sección puede representarse mediante la ductilidad de curvatura (M) que es la relación de la curvatura ultima o falla (u) y la curvatura en la primera fluencia ()esto supone que predomina la deformación a flexión y que la relación momento curvatura (M-p) describe el comportamiento de el elemento [park y paulay,1999].

La ductilidad de curvatura debe ser grande con respecto ala ductilidad de desplazamiento (MA).Esto se debe a que cuando se inicia la fluencia en un marco, las deformaciones se concentran en las articulaciones plásticas, por lo que cuando se desplaza lateralmente en el intervalo inelástico, la ductilidad de curva (Up) en una articulación plástica es mayor que la ductilidad de desplazamiento (A)[park paulay, 1999]

A) Ductilidad de desplazamiento y ductilidad de curvatura

La relación entre la ductilidad de curvatura (UQ) la ductilidad desplazamiento (UA) se puede ilustrar mediante el caso simple de una columna en voladizo con una carga lateral en el extremo, como se observa en la figura 3.4.

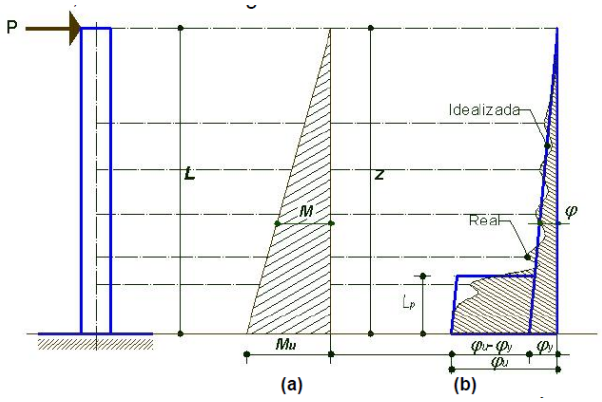


Figura 3.4 Columna en voladizo

3.4.3 Requerimiento de desplazamiento

Una consideración de importancia en el análisis por sismo es la necesidad de tener una estructura capas de formarse dúctilmente cuando se sujeta a varios siglos de carga lateral que incursionan en el intervalo inelástico. Los análisis dinámicos no lineales de estructuras diseñadas de acuerdo al reglamento, y que responden a movimientos típicos de sismos, indicado el orden de los desplazamientos inelásticos requeridos.

A) Distorsión de entre piso

Una medida representativa de la respuesta de un sistema estructural sujeto a cargas laterales es el desplazamiento relativo de entrepiso, el cual, es el incremento del desplazamiento lateral entre un piso y el siguiente, mostrado en la figura 3.5.

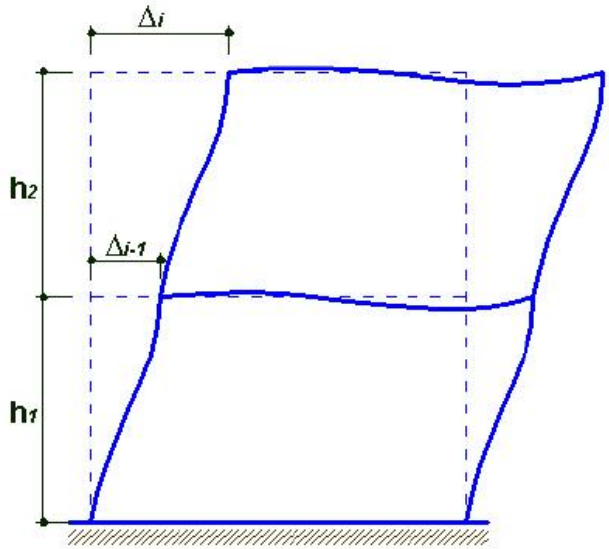


Figura 3.5. Distorsiones de entrepiso en un marco

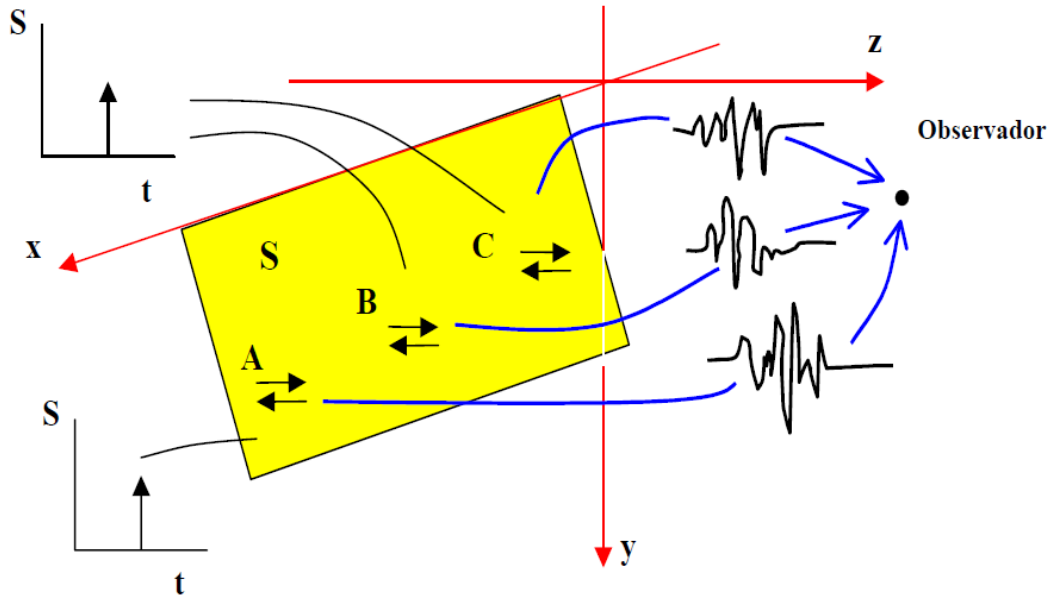
Resulta conveniente el uso de un índice a dimensional que mida esta respuesta, dividiendo el desplazamiento relativo del entrepiso (Ar) entre la altura (h) del mismo.

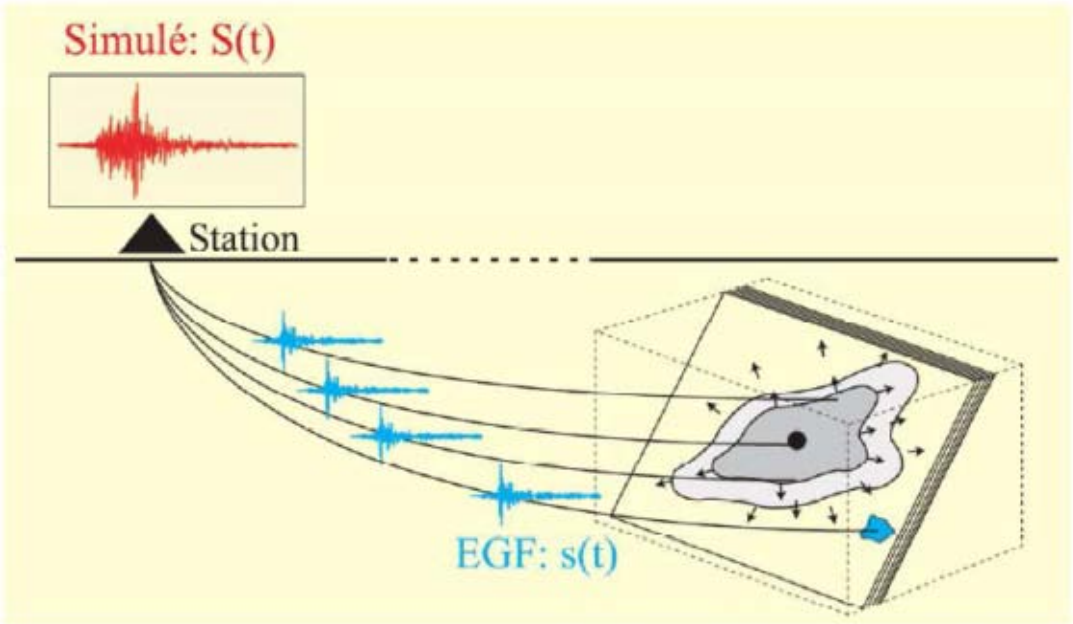
Este índice se define con la distorsión de entrepiso, y es el mas empleado para cuantificar la respuesta en estructuras urbanas (edificios), para comparar el comportamiento de sistemas estructurales y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura como en los elementos no estructurales.

De acuerdo con las NC-S, la distorsión producida por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, determinada con algún método de análisis sísmico, no excederá 0.006 si tiene elementos no estructurales que puedan sufrir daño y no excederá 0.012 si no tiene elementos no estructurales. La medida global de la respuesta del conjunto de la estructura, es el desplazamiento máximo de la estructura, que generalmente está en la azotea y es la suma de los desplazamientos relativos (A) todos los entrepisos que constituyen la estructura, como se muestra en la figura 3.10

Capítulo IV

Simulación Sísmica Utilizando el Método de la Función de Green Empírica





4.1 DESCRIPCION DEL METODO DE SIMULACION SISMICA UTILIZADO

El interés de entender las principales características de los movimientos sísmicos generados por los grandes sismos, nos hizo analizar la posibilidad de estimar los acelerogramas de grandes terremotos que podrían ocurrir en el futuro, usando el conocido procedimiento de simulación de las Funciones de Green Empíricas.

El Método de la Función de Green Empírica (Irikura, K., 1986) es usado para sintetizar la señal del sismo principal por la superposición de los registros de la réplica. Este método asume que un evento principal se genera por la superposición de una serie de pequeños eventos que se van generando conforme progresa la ruptura del plano de falla; en consecuencia, para poder reproducir adecuadamente este evento lo ideal sería tener un gran número de pequeños eventos cuyos focos estén distribuidos en toda la superficie de la falla. Sin embargo, dada la imposibilidad de obtener un número representativo de pequeños eventos, se puede usar un solo evento que haya sido generado en el plano de falla. Existen varios estudios realizados que prueban la efectividad de este método a pesar de las simplificaciones que se efectúan tanto en el mecanismo de la fuente como en el modelo de ruptura (Aguilar, 1996).

El método de simulación sísmica llamado de la función de Green empírica supone que el sismo que se registra en cierto lugar, debido al deslizamiento de una falla tectónica, se puede obtener considerando las contribuciones del movimiento del suelo, en el lugar dado, debidas al deslizamiento de distintos puntos sobre dicha falla. Para hacer esto, primero hay que especificar cómo se desliza cada punto sobre la misma, como se mueve el suelo en el lugar donde se realiza al registro cuando uno solo de estos puntos se desliza. Una vez que se conoce el movimiento del suelo en el lugar de registro debido al deslizamiento de cada punto sobre la falla, el movimiento “total” del suelo es la suma de todos los movimientos del suelo causados por el deslizamiento individual de todos los puntos sobre la falla, (Flores 2004) Figura 4.1

Una forma de simular los terremotos, cuando no tenemos un buen conocimiento del medio del subsuelo, es emplear los métodos de suma de las funciones de Green empíricas. Estos métodos se basan en sumar los registros de pequeños terremotos para simular uno grande (*Figura 4.1*). Los pequeños terremotos tienen que ser de la misma región que el grande y tener el mismo mecanismo focal. La magnitud necesita ser al menos un orden de magnitud menor que el grande. Si el evento es muy pequeño, aparecen problemas con la razón señal ruido en las bajas frecuencias.

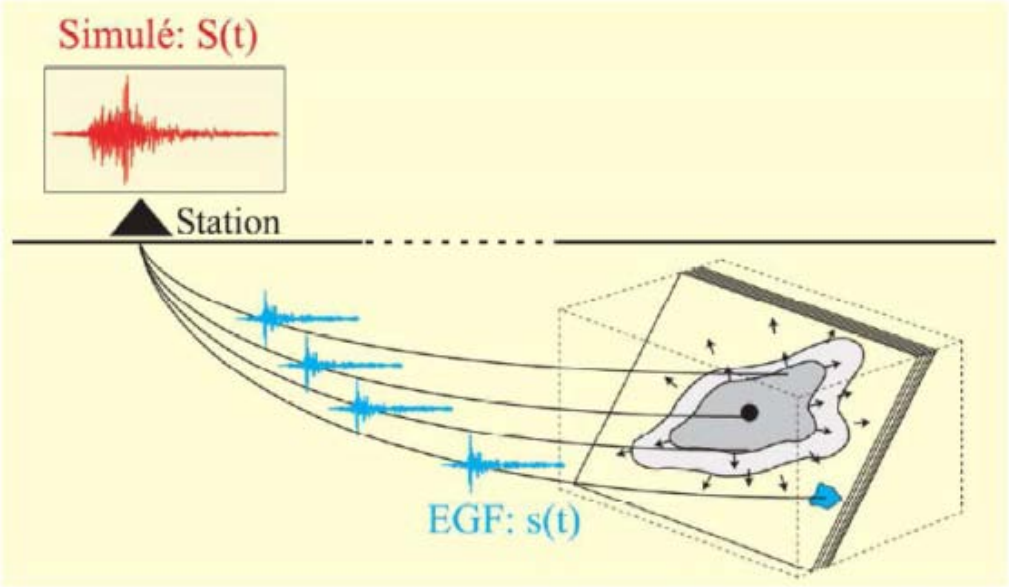


Figura 4.1 Representación esquemática de los métodos de suma de funciones de Green empíricas. El pequeño sismo registrado en la estación, representado en azul, es sumado varias veces para generar un terremoto grande en rojo. (Kohrs-Sansory et al., 2005).

La función de Green describe la señal que arribaría al sismómetro, si la función temporal fuera una función delta de dirac (un impulso). El pequeño terremoto registrado contiene toda la información de los efectos de propagación entre la fuente y el receptor, éste se puede tomar como una función impulsiva puntual que representa entonces la función de Green empírica. El sismo generado con esta función de Green, incorpora los efectos de propagación de las ondas en el medio, los efectos de atenuación y los efectos de sitio.

Para simular los efectos de un terremoto grande, los pequeños sismos, tomados como funciones de Green empíricas, deben sumarse con un retraso temporal en todo el tiempo de ruptura. (Ver *Figura 3.1*). La suma de los efectos de los pequeños terremotos para generar el mayor, se basa en la hipótesis de la similitud en los fenómenos de la fractura entre el terremoto mayor y el menor, y en que las ondas del pequeño sismo tendrán los mismos efectos de propagación que las del grande. Como los efectos de propagación son tomados como similares en ambos terremotos, este método no nos proporciona información sobre efectos no lineales del suelo.

Para que se cumpla que los efectos de propagación sean similares, asumimos, que se encuentren las estaciones en las mismas posiciones, un hipocentro del sismo cercano y un mecanismo de falla similar.

4.3 Procedimiento de simulación.

Lo primero que es necesario hacer para simular sismos con el método de la función de Green empírica es la especificación de la fuente sísmica. La fuente sísmica se describe proporcionando la localización de la falla y la función de deslizamiento (la historia temporal del deslizamiento relativo entre dos lados de la falla) en cada punto sobre la falla. Para crear un modelo de la fuente, se deben considerar las propiedades conocidas de ruptura sísmica, que han sido estudiadas por distintos autores (Ordaz et al., 1984).

Las funciones de deslizamiento que pueden caracterizar un sismo hipotético en diversos puntos sobre una falla se muestran en la Figura 4.2, donde se aprecian algunas de las características comunes que presentan dichas funciones: todas ellas son no decrecientes, comienzan en cero y terminan con un valor constante en el tiempo, consistente con el hecho de que los sismos resultan del deslizamiento relativo entre los lados de una falla. También se aprecia en la Figura 4.2, que el deslizamiento en los distintos puntos puede comenzar en diferentes momentos. La fuente sísmica se caracteriza completamente haciendo graficas como estas para las tres componentes de deslizamiento para cada punto de la falla.

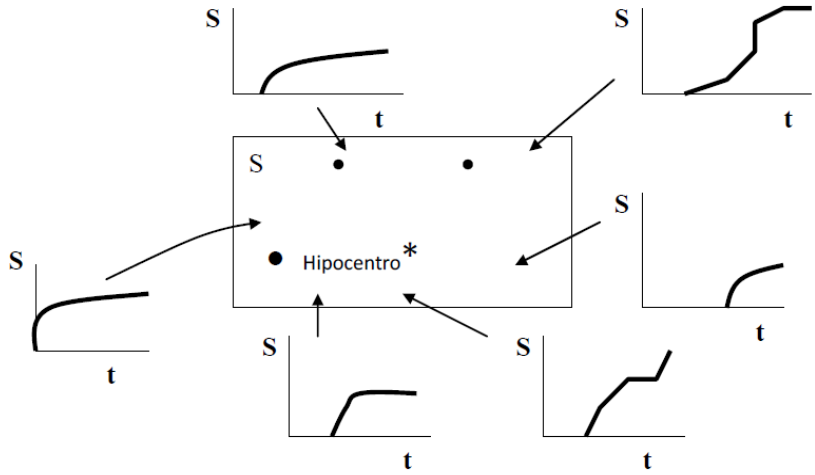


Figura4.2 Funciones de deslizamiento en varios puntos sobre una superficie de falla hipotética. Tanto la forma como la amplitud de las funciones de deslizamiento pueden variar irregularmente sobre la falla.

La segunda parte del problema es la descripción de como se propagan las ondas sísmicas que viajan desde la falla donde se producen, hasta el lugar del registro. Esta parte del problema se caracteriza por las funciones de Green. Para definir una función de Green, supongasee que un punto de la falla se desplazan mediante un deslizamiento caracterizado por δ(t) (delta de dirac), tal como se ilustra en el punto A de la Fig. 3.2. el movimiento del suelo en el lugar de registro (punto de observación), causado por est fuente puntual individual, se le denomina función de Green para la fuente puntual.

La función de Green es en esencia la respuesta de la estructura geológica al impulso unitario. La razón para introducir funciones de Green es que una vez conocida dicha función para un punto de la falla, el movimiento del terreno, causado por una función de deslizamiento arbitraria de dicho punto, se puede conocer a través de realizar el producto de convolución de la historia temporal del deslizamiento del punto que se encuentra en la falla, con la función de Green. Por lo tanto, para determinar la contribución de cada punto de la falla en el lugar de registro, primero se determinan las funciones de Green para cada punto de ella, tal como los puntos A, B y C en la Fig. 4.3. Las funciones de Green para cada punto de la falla, en general, diferirán una de otra, ya que la distancia de la fuente al punto de observación y la estructura geológica a través de la cual las ondas viajarán son distintas. Después se realiza el producto de convolución de la función de Green con la función de desplazamiento del punto fuente de la falla para obtener la contribución puntual al movimiento del terreno en el lugar de observación.

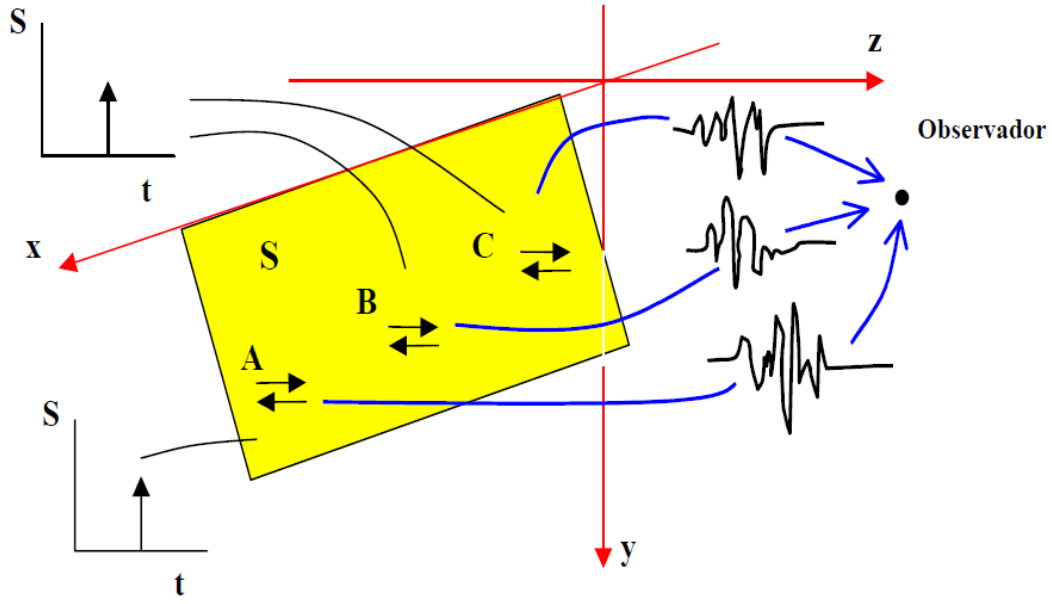


Figura 4.3 Descripción de las funciones de Green. Puntos individuales sobre la superficie de falla, se desplazan con funciones δ(t) de deslizamiento, como se indica en el gráfico. El movimiento del terreno que ocurre en la posición del observador debido a una de las fuentes puntuales es la función de Green. Se indican las funciones de Green causadas por los puntos A, B y C.

Una vez conocida las contribuciones de cada punto de la falla, estas se suman sobre todos los puntos de la falla para obtener el movimiento total causado por la ruptura de la falla entera. Lo que se debe hacer matemáticamente, es una integral de área sobre toda la superficie de la falla, y el procedimiento de la suma de puntos descrito en el párrafo anterior es el método más simple posible para esta integral. En la práctica, se debe tomar una muestra suficientemente densa de puntos sobre la falla para alcanzar una aproximación apropiada en la integral.

El método de la función de Green, permite expresar al acelerograma generado por un sismo en la forma:

$$a_s(t) = Kf(t) * r(t) * l(t) \qquad (4.1)$$

donde K es una constante, $*$ es el producto de convolución, r(t) es un término que incluye las modificaciones que sufre la señal por efectos de trayecto, l(t) incluye los efectos de sitio y f(t) es la aceleración en la fuente sísmica. De acuerdo con el modelo ω2 de Brune (1970), el espectro de f(t) esta dado por:

$$F(\omega) = \frac{M_o \omega^2}{1 + \left(\omega^2 / \omega_c^2\right)} \qquad (4.2)$$

donde M_o es el momento sísmico y ω_c es la llamada frecuencia de esquina, dada por (Brune, 1970):

$$\omega_C = 2\pi 4.9 \times 10^6 \beta \, (\Delta\sigma / M_O)^{1/3} \quad , \qquad (4.3)$$

donde β es la velocidad de propagación de las ondas de cortante en Km/s, M_O está en dinascm (1 Dina = 10^{-5} N) y Δσ es la caída de esfuerzos en bares (1bar = 100 kilopascales). Considerando dos eventos generados en la misma región y registrados en el mismo sitio, con los parámetros del sismo de mayor magnitud dados por: M_{os}, $\Delta_{\sigma s}$ y ω_{cs}, y con los parámetros del sismo de menor magnitud dados por: M_{oe}, $\Delta\sigma_e$ y ω_{ce}..

El método de simulación sísmica que se utiliza en este trabajo se debe a Ordaz et al. (1995), quienes suponen que la falla es puntual y que emite una sola función de Green en tiempos aleatorios. La única función de Green utilizada es un registro sísmico en un sitio de interés. Los sismos que se simulan con este método tienen un contenido de frecuencias predicho por el modelo de fuente de Brune (Ordaz et al., 1995). El método consiste en construir un sismo de magnitud dada con base en otro de menor magnitud registrado en cierto lugar de interés. Se requiere también conocer, las características de la falla y la velocidad de las ondas de cortante. Al sismo registrado se le denomina función de Green empírica $a_e(t)$.

Las características de la falla que se requieren son el momento sísmico y la caída de esfuerzos. Al momento sísmico de la falla que produce la función de Green se le denomina M_{oe} y a su caída de esfuerzos $\Delta\sigma_e$, al momento sísmico de la falla que produce la señal por simular M_{os} y a su caída de esfuerzos $\Delta\sigma_s$.

Considerando que el evento que produce el sismo por simular se genera en una superficie de falla dividida en N celdas concentradas en un punto, cada una de las cuales produce al tiempo τ_i un sismo $\xi_{ae}(t)$, el sismo simulado resulta de la superposición escalada del sismo registrado y se expresa como:

$$a_s(t) = \xi \sum_{i=1}^{N} a_e(t - \tau_i) \tag{4.4}$$

donde las τ_i son variables aleatorias, independientes e igualmente distribuidas con función de densidad de probabilidad (fdp) p(t).

$$p(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\sqrt{1 + a(\omega / \omega_{ce})^2}}{1 + (\omega / \omega_{ce})^2} e^{i\omega t} d\omega \tag{4.5}$$

Los coeficientes ξ y N están dados de forma tal que el cociente de espectros de la señal registrada a la señal simulada satisfaga las condiciones límite del cociente espectral dado por la ecu. (4.5). Tomando la transformada de Fourier de la ec. (4.6) se obtiene:

$$N = \left(\frac{M_{oe}}{M_{os}}\right)^{4/3} \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_s}\right)^{-4/3}$$

$$\xi = \left(\frac{M_{oe}}{M_{os}}\right)^{-1/3} \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_s}\right)^{4/3} \tag{4.6) y (4.7}$$

La función de Green empírica utilizada en este trabajo corresponde al sismo del 25 de abril de 1989 de Guerrero registrado en el sitio Esparza y Oteo, con *Moe* = 2.5*1026 dinas-cm (Magnitud sísmica de 6.9), Δσ*e* = 150 bar, *Mos* = 1.5*1028 dinas-cm, Δσ*s* = 150 bar, y con una velocidad de cortante de β = 0.06 Km/s. Este sismo en particular fue seleccionado, debido a que presenta las características morfológicas de un temblor grande (se aprecia claramente la llegada de la onda S), y es de magnitud 6.9, que permite simular sismos de magnitud mayor o igual a 7, con el método de simulación que se decidió utilizar. Por otro lado, este sismo fue generado por la fuente sísmica de mayor peligro para las estructuras del Valle de México: la brecha de Guerrero, lo que permite estudiar la fragilidad sísmica de la estructura considerada.

En la Figura 10, se muestran dos sismos simulados con la técnica de la función de Green empírica en la estación CU, correspondientes a las magnitudes Ms = 7.1 y 8.4; en la misma se aprecia la gran diferencia de las aceleraciones pico alcanzadas.

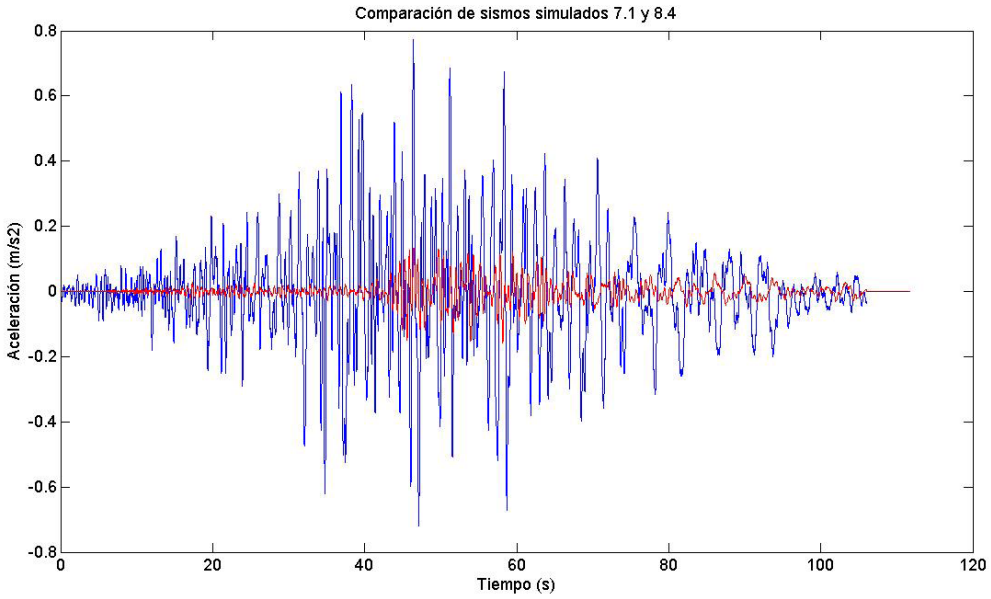
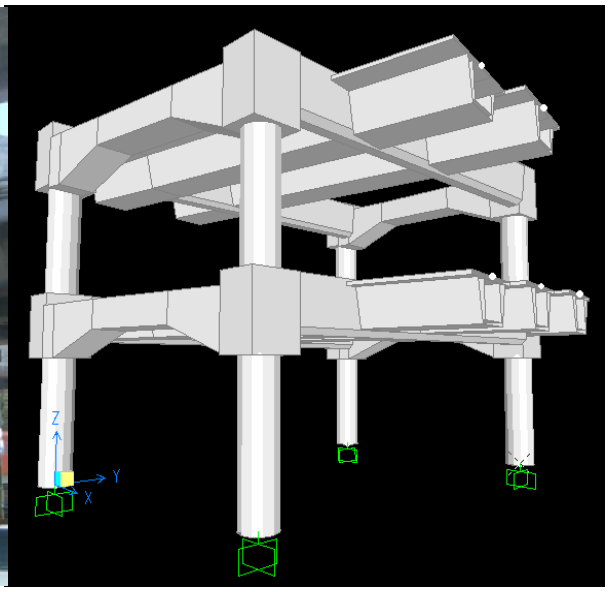


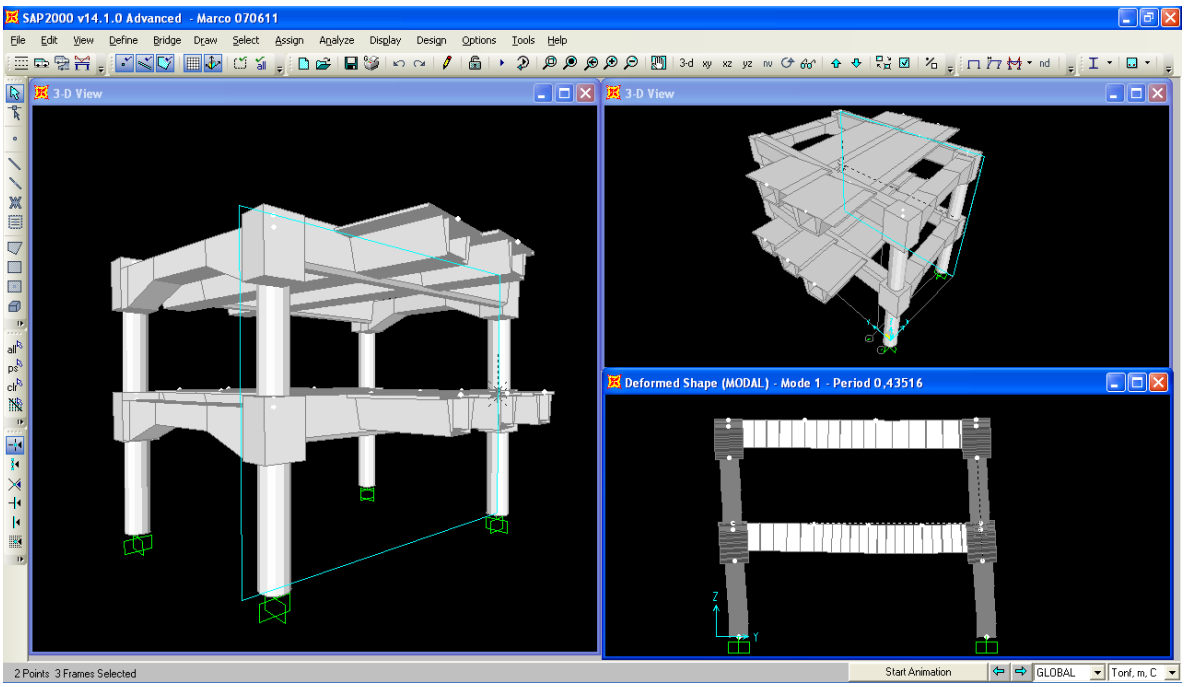
Figura 10. Comparación de sismos simulados de distinta magnitud, en azul Ms = 8.4 y en rojo Ms =7.1.

Debido a que la convergencia de la media y la densidad espectral de potencia de las señales simuladas con el método de la función de Green empírica, es función del número de señales simuladas, se generaron mil señales para cada magnitud (Flores et al., 2003).

Capítulo V

Modelado y Evaluación los Estados Limite de los Marcos de Concreto





5.1 Introducción

El objetivo básico en el modelaje analítico de la estructura de un puente es proveer la formulación matemática más simple del comportamiento de la estructura que satisfaga un particular diseño para determinar la respuesta de la misma. Aceptando que se cuenta con las herramientas analíticas apropiadas para llevar a cabo el análisis, el modelo debe reflejar las interacciones físicas propias de la estructura con las solicitaciones a que estará expuesta.

El modelo debe describir la geometría, la masa, las condiciones de conectividad y restricciones, así como las cargas lo más cerca de la realidad que sea posible para facilitar la interpretación de la respuesta. En adición al modelaje de la geometría y la caracterización de las cargas inducidas a los elementos, la masa asociada a cada grado de libertad debe determinarse, ya que, las fuerzas de inercia contribuyen a la respuesta del puente. Además, las conexiones entre los marcos individuales del puente, los apoyos y la cimentación son complejas y típicamente se hacen simplificaciones en el modelaje, figura 5.1.

La mejor descripción de la geometría del puente en estudio debe comprender un modelo de cada uno de los elementos estructurales y que represente su relación física y de espacio con otros elementos, pero esto no es siempre posible porque existen puentes que están formados de armaduras, las cuales a su vez están formadas por elementos, así como las conexiones entre cada armadura está compuesta de varios elementos; una discretización detallada de cada uno de estos elementos estructurales y el modelaje de sus características de conexión y fuerza – desplazamiento es prohibitiva para el sistema total del puente. La necesidad de separar el sistema total en subsistemas manejables, marcos y elementos estructurales individuales para propósitos de modelaje es bastante obvio, y las diferentes opciones de modelaje son expuestas a continuación.

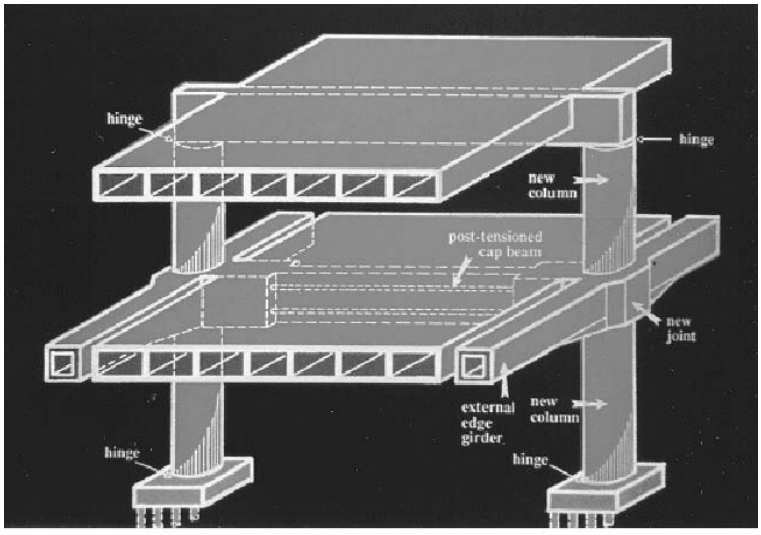


Figura 5.1. Modelo simplificado

El aumento constante del parque vehicular en la ciudad de México, en los últimos años, ha impulsado la construcción de nuevas líneas de comunicación para solucionar el problema vial, dando como resultado el aumento de puentes urbanos, viaductos y distribuidores viales en los cuales se han utilizado novedosos sistemas estructurales, algunos formados por marcos de concreto reforzados y presforzado de dos niveles.

En el proceso de análisis sísmico, el modelado es la herramienta que facilita la formulación matemática de la geometría y características mecánicas para conocer el comportamiento de la estructura del puente. La formulación d un modelo matemático para describir la geometría es denominada como discretizacion. Para describir el comportamiento de la estructura, son usados los elementos discretos, con sus conexiones e interacciones.

El objetivo principal de las herramientas de análisis y de modelo y modelado es la cuantificación de la respuesta sísmica de puentes en términos de desplazamiento, fuerzas y deformaciones en los elementos [*Priestley et al., 1996*].
Por lo tanto, en este trabajo se ha moldeado y analizado a este tipo de estructuras para conocer el comportamiento no-lineal ante cargas sísmicas y poder, de esta forma, conocer los tipos de fallas que pudieran presentar.

5.2 Hipótesis

Para realizar este estudio se consideraron las siguientes hipótesis, que ayudan a entender el comportamiento estructural de los puentes urbanos.

- Los puentes urbanos tipo marco de dos niveles tienen configuraciones estructurales similares a los edificios, y además, son construidos en la ciudad de México por lo tanto, para su análisis y revisión se emplean los requerimientos de las NTS del RCDF-2004.

- El comportamiento no-lineal que caracteriza a las estructuras de periodo corto, como lo son los puentes urbanos de concreto, obliga a estimar las deformaciones laterales de manera más precisa. Ya que el utilizar fuerzas elásticas para calcular las deformaciones máximas como se recomienda generalmente en los códigos, supone que los desplazamientos máximos de sistemas lineales y no-lineales son los mismos; estas consideraciones son válidas si las estructuras son de periodo largo, y situadas en terreno firme.

- En la capacidad de resistencia de los elementos estructurales no se utilizaron factores de reducción, por lo que se emplearon las resistencias nominales, con el propósito de obtener la capacidad máxima de la respuesta dinámica de la estructura.

- La interpretación suelo-estructura se considera benéfico produciendo un amortiguamiento adicional que disipa energía, lo que reduce la respuesta de estructural, por lo cual la estructura se considera con columnas empotradas e los apoyos.

- Se considera un 5% de amortiguamiento para puentes urbanos por ser estructuras con características dinámicas similares a la de los edificios.

- Los sismos considerados actúan 100% en la dirección del eje de cada marco, con el objeto evaluar el comportamiento en el plano, y un factor de carga accidental unitario para evaluar la estructura en condiciones de servicio.

- Para las señales simuladas del Dr. Alamilla se realizaran 2 tipos de análisis: el primero será considerando Carga gravitacional, y el segundo análisis será imponerle un desplazamiento inicial a la estructura.

- Para los dos casos de análisis antes mencionados se alargaran las columnas de marco E5 y el B17 0.5m, 1.0m y 1.5m, sin perder de vista el caso real sin alargamiento; por lo tanto tendremos en total 24 respuestas de la estructura para cada tipo de análisis.

- En lo que respecta a la simulación sísmica por medio de las funciones de Green empíricas se obtendrán las curvas de fragilidad de la estructura, mediante un análisis probabilístico.

5.3 Descripción de la estructura en estudio

Para llevar a cabo este estudio se seleccionó un puente real que forma parte del Distribuidor Vial San Antonio, siendo una de las primeras estructuras en su tipo construida en México, para el transporte vehicular urbano. El Distribuidor Vial San Antonio se localiza al sur-oeste de la ciudad de México, uniendo a dos principales vías primarias de la ciudad, el Periférico con el Viaducto Miguel Alemán.

El distribuidor Vial San Antonio consta de varias configuraciones de marcos, que dependen del trazo de la avenida, la distribución vehicular con otras vialidades, el acceso y salida al viaducto, etc. La parte del puente seleccionado es de tipo doble marco y tiene la mayor altura además, de ser el más regular de todos. Se ubica en el tramo V entre la avenida Revolución y Tintorero, la cual en el primer nivel tiene tres carriles de circulación en dirección de oeste-este y en el segundo nivel dos carriles de circulación en dirección de este-oeste mostrados en las figuras 5.2 y 5.3 (Cruz, 2008).

Figura 5.2 Configuración estructural del sistema seleccionado

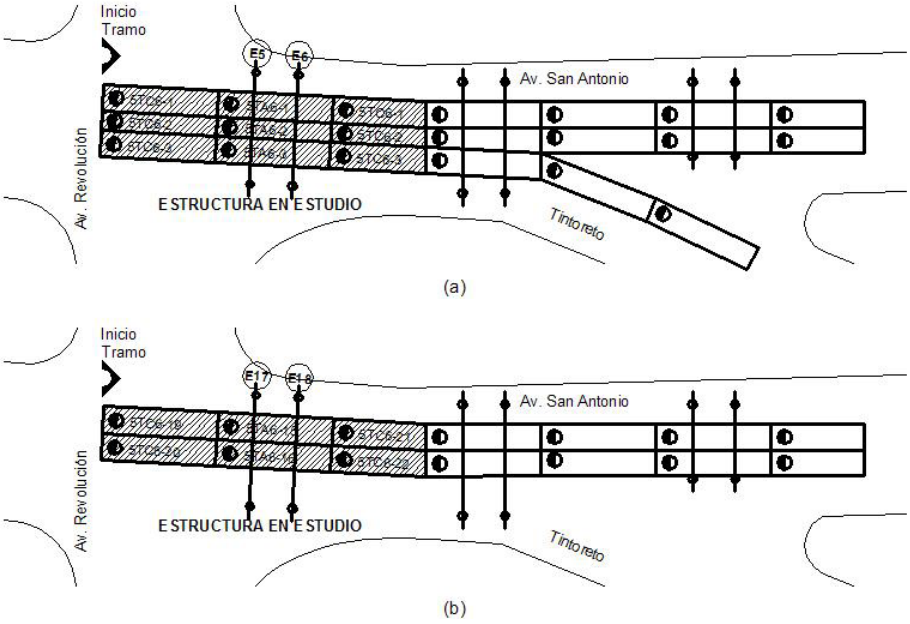


Figura 5.3 Tramo V del distribuidor Vial San Antonio

La estructuración es irregular en su elevación y planta, la cual está constituida por; un par marcos paralelos de dos niveles, trabes de rigidez ***TR*** que unen en sus extremos a los marcos, trabes de apoyo ***TA*** empotradas casi en el centro de los marcos, tres trabes de apoyo en el primer nivel y dos en el segundo nivel; y finalmente trabes centrales ***TC*** que se apoyan en los extremos de la trabes de apoyo, para unirse con el resto del viaducto, como lo muestra la figura 5.4.

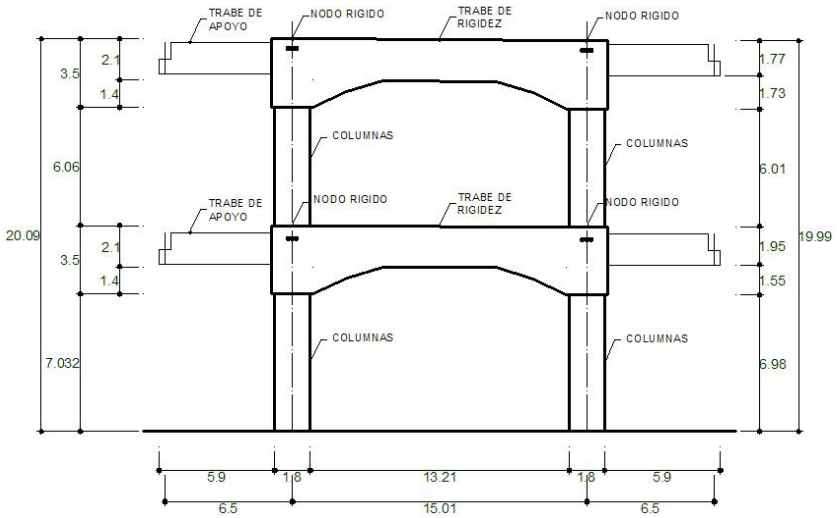


Figura 5.4.a Características geométricas del marco longitudinal

Para su estudio en el plano (2D), del puente tipo doble marco, se selecciono el marco ***E5-B17***, el cual es el más representativo por tener mayor altura. Las dimensiones del marco son las mostradas en la figura 5.4b Las columnas son circulares de sección constante con nodos rígidos rectangulares y las cabezales tienen tres tipos de secciones, la sección cajón con paredes interiores ortogonales, la sección cajón con paredes inclinadas y la sección maciza, todas con sección variable en cada extremo del elemento. Los nodos rígidos y las columnas superiores e inferiores son iguales pero los cabezales son diferentes para cada nivel del marco. En la figura 5.5 se presentan las secciones y armados de las columnas, y en la figura 5.6 los tipos de secciones y armado de los cabezales.

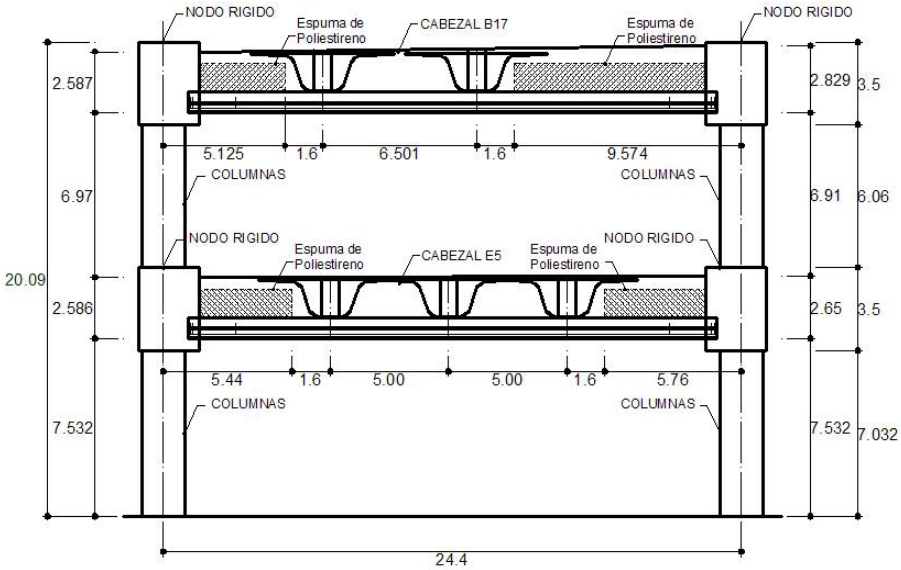


Figura 5.4b Características geométricas del marco transversal

5.4 Elementos Estructurales

Los elementos estructurales que constituyen los cuatro marcos son: columnas, cabezales, trabes de rigidez (TR) y trabes de apoyo (TA).

Columnas
Las columnas son de concreto reforzado y postensado, coladas es sitio en dos etapas. El elemento es de sección circular constante, de 1.80 m de diámetro con once cables formados por nueve torones del núm. 4 de acero de alta resistencia.

Las columnas son iguales para los dos niveles. En la figura 4.5 se presentan las dimensiones y el armado de las columnas [Sánchez y Cruz, 2005].

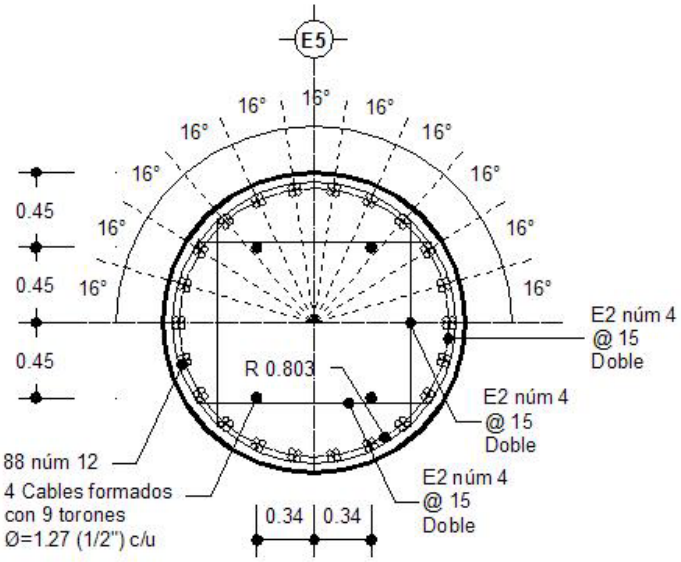


Figura 5.5 Sección y armado de las columnas

Cabezales

Los cabezales son de concreto reforzado, y postensado, construidos en dos etapas. El cabezal tiene tres tipos de secciones: la sección tipo cajón con paredes interiores ortogonales, la sección tipo cajón con paredes inclinadas y la sección maciza, como se muestra en la figura 4.6 las cuales son de secciones variable con relleno de espuma de poliestireno. Los cabezales tienen acero refuerzo del núm. 12, además acero de acero de presfuerzo con dos cables formados por doce torones del núm. 4. Los cabezales son diferentes en dimensiones y armados para cada nivel del marco [Sánchez y Cruz, 2005].

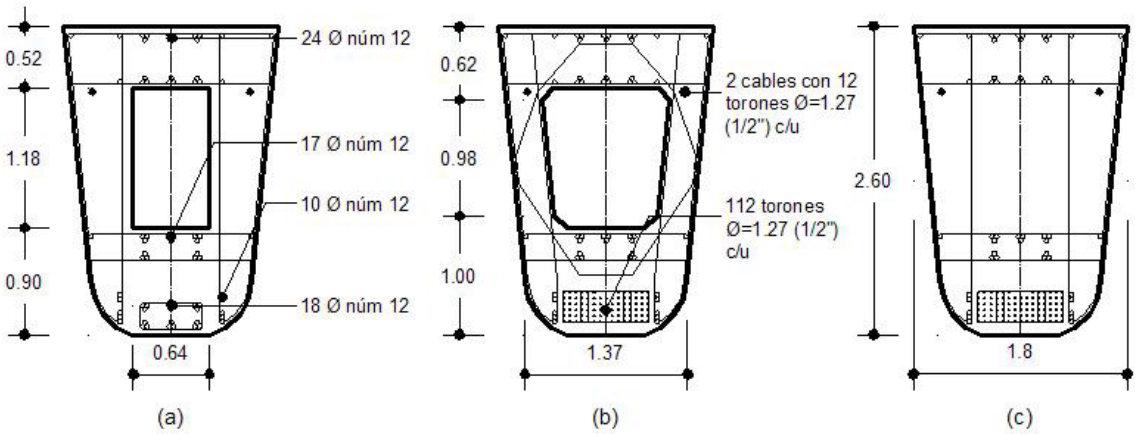


Figura 5.6. Dimensiones y armado de los cabezales. (a) Sección tipo cajón con paredes ortogonales. (b) Sección tipo cajón con paredes inclinadas. (c) Sección maciza.

Trabes de rigidez (TR)

Las través de rigidez son de concreto reforzado colocadas en sitio, una trabe por cada nivel. La trabe de rigidez es de sección rectangular variable tipo cajón, en forma de arco con relleno de espuma de poliestireno, las cuales tienen acero de refuerzo del núm. 12, núm. 6 y núm. 4. Las dimensiones de la trabe de rigidez son diferentes para cada nivel del marco. En la figura 4.7, se presentan las dimensiones, la sección y el armado de las trabes de rigidez [Sánchez y Cruz, 2007].

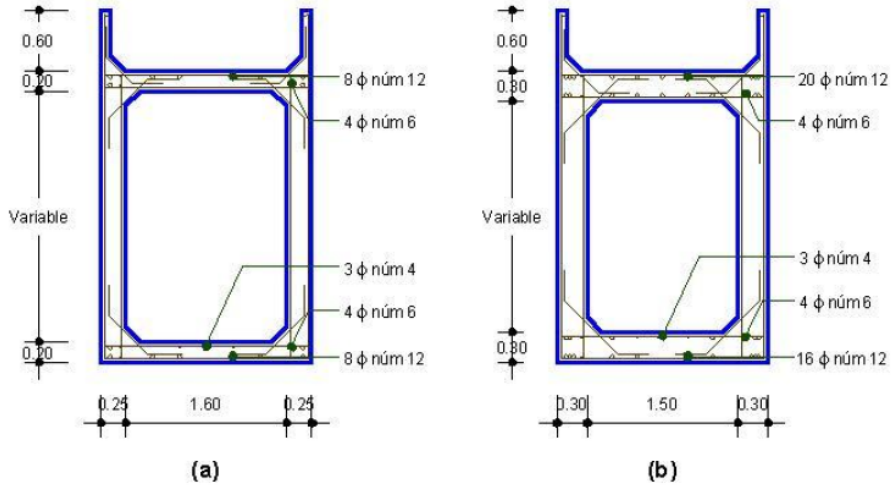


Figura 5.7. Sección y armado de las trabes de rigidez. (a) Trabe de rigidez superior. (b) Trabe de rigidez inferior.

5.5 Propiedades de los materiales

Se hace énfasis en el estudio de las propiedades geométricas y mecánicas que presentan los elementos estructurales, cabezales y columnas, así como a la distribución no uniforme de masas que componen estos marcos planos.

El marco es de concreto reforzado y presforzado. Las propiedades de los materiales, que se presentan en la Tabla 1, son tomadas de planos estructurales del tramo V del Viaducto San Antonio (Sánchez y Cruz, 2006)

Los marcos son de concreto reforzado y presforzado, prefabricados y colados en sitio. En los elementos estructurales se empleo el concreto de clase 1 (f' c ≥ 250 kg/cm2 y Ec= 14000 f' c), el cual se elabora con agregados de alta calidad y tienen un peso volumétrico normal, de acuerdo a las NTC-C del RCDF-2004.

Tabla 1

Material	Descripción		Cantidad	Unidad
CONCRETO	Resistencia columnas	f'_c	400	kg/cm^2
	Resistencia cabezales	f'_c	400	kg/cm^2
	Resistencia de trabes de rigidez	f'_c	400	kg/cm^2
	Módulo de Elasticidad	E_c	280000	kg/cm^2
	Módulo de Cortante	G_c	116666.7	kg/cm^2
	Peso Volumétrico	γ_c	2400	kg/cm^3
	Relación de Poisson	υ_c	0.20	
ACERO de refuerzo	Resistencia acero principal (grado 60)	f_y	4200	kg/cm^2
	Resistencia acero secundario (grado 36)	f_y	2530	kg/cm^2
	Módulo Elasticidad	E_s	2100000	kg/cm^2
	Relación de Poisson	υ_s	0.30	
ACERO de presfuerzo	Resistencia última (grado 270)	f_{pu}	19000	kg/cm^2
	Resistencia a la fluencia (grado 230)	f_{py}	16200	kg/cm^2
	Módulo de Elasticidad	E_p	1900000	kg/cm^2
	Torón 7 hilos (1/2 in)	A_p	0.98	cm^2
	Fuerza inicial (cable con 9 torones)	P_{ic}	117301	kg/cable
	Fuerza efectiva (0.85P_{ic})	P_{ec}	99705.85	kg/cable
	Fuerza inicial (cable con 12 torones)	P_{it}	156408	kg/cable
	Fuerza efectiva (0.87P_{it})	P_{et}	136074.96	kg/cable

5.6. Modelado de los Marcos

El objetivo básico del modelado en el análisis sísmico de puentes es proporcionar una simple formulación matemática del comportamiento real de un puente, el cual satisface un requerimiento particular de revisión o de diseño para la determinación de una respuesta cuantitativa. Considerando que existen apropiadas herramientas analíticas para proporcionar la cuantificación numérica, el modelado debe representar las interacciones físicas y mecánicas de la contribución sismo y de la respuesta estructural [Priestley et al., 1996].

El modelo analítico describe la geometría, la masa, la conexión entre nodos, las condiciones limitantes o de frontera, y las cargas en la estructura tan cercana como sea posible para facilitar la interpretación de los valores numéricos de respuesta y validar los resultados.

El desarrollo de modelos realistas en sistemas de puentes, requiere una caracterización detallada de marcos individuales. Los modelos de marcos individuales, por lo tanto, son usados principalmente para desarrollar las características de rigidez efectiva y estados limites de deformación [Priestley et al., 1996].

El modelado de las estructuras del puente está basado en un comportamiento cinemático de desplazamiento, el cual es una idealización estructural de subsistemas o elementos que componen a toda la estructura para representar a la geometría general de los marcos.

Los marcos e moldearon como un ensamble de elementos bidimensionales, los cuales están conectados por nodo, que representan los grados de libertad de la estructura (traslaciones en los ejes “X” y “Y”, rotación R representando el eje Z), en donde es posible determinar los desplazamientos [Priestley et al., 1996].

Los nodos están localizados a diferentes distancias donde los elementos estructurales cambien sus propiedades geométricas y mecánicas (secciones y armado). La discretizacion empleadas en los modelos de los marcos se presentan en la figura 4.8, donde los nodos se identifican por números, los elementos trabe por números en círculo y los elementos columna por números en un rectángulo, las masa de la estructura están concentradas en los nodos.

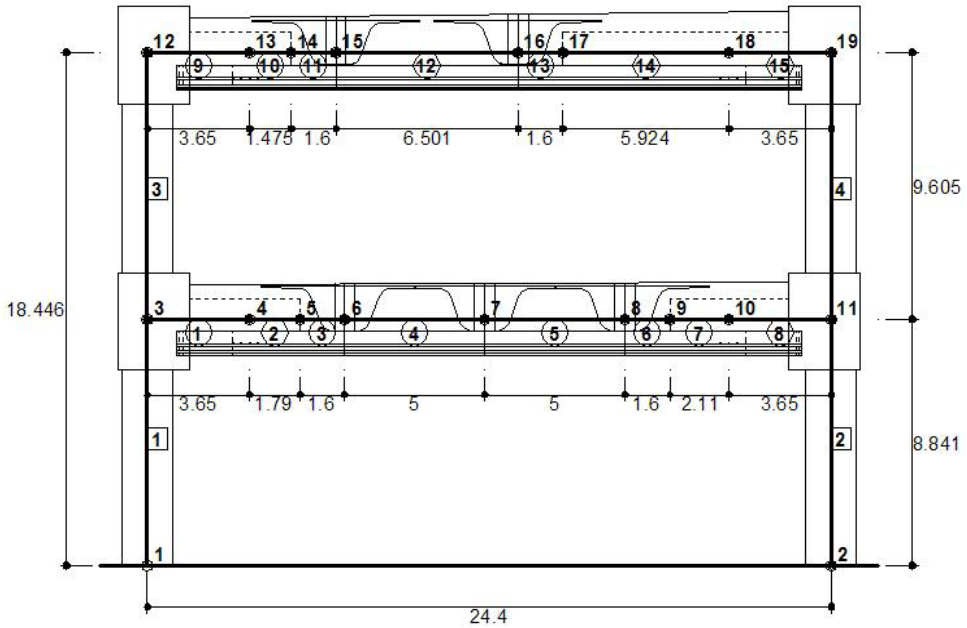


Figura 5.8. Modelo del marco transversal E5-B17.

5.6.1 Resistencia de los Elementos

La resistencia de los elementos estructurales (columnas y trabes) fue determinada a través de un análisis de compatibilidad de deformaciones, en donde se consideran las deformaciones y esfuerzos, en el concreto y en el acero, bajo diferentes niveles de carga (fuerza pretensora efectiva, descompresión completa en el concreto y por carga ultima).

Se construyeron diagramas de interacción para las columnas, considerando que la dirección del armado coincida con la del marco, y superficies de falla para las trabes, teniendo en cuenta la distribución del acero a lo largo del elemento.

5.6.2 Diagrama de interacción de las columnas

El diagrama de interacción de la columna se construye con la sección, la resistencia de los materiales (concreto y acero), y una fuerza pretensora, seleccionando sucesivamente ubicaciones del eje neutro para obtener puntos de la curva de interacción.

Par el caso específico del concreto la forma del diagrama de interacción sería así:

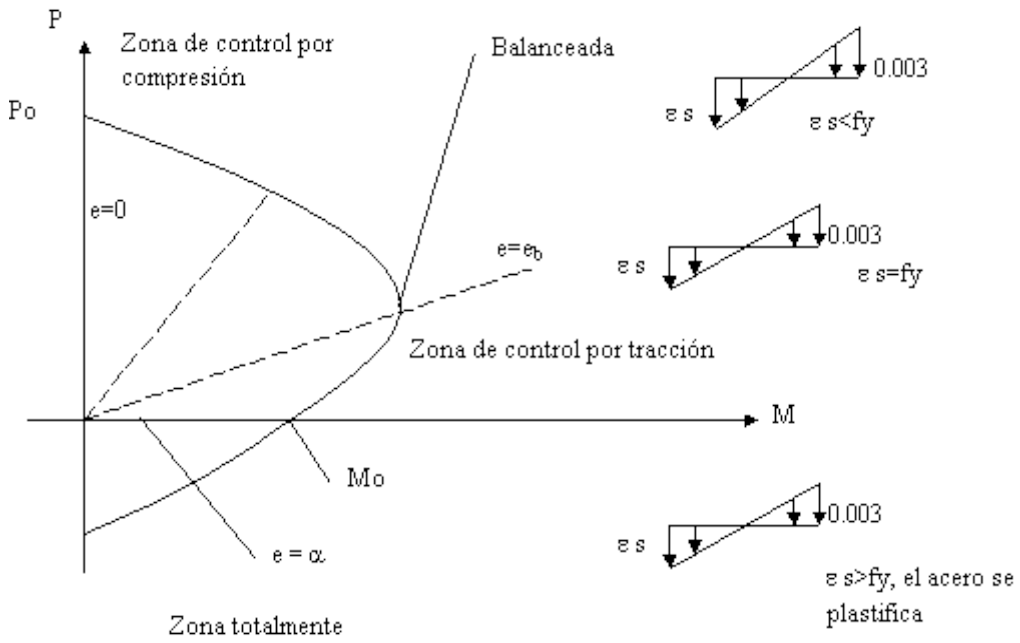


Figura 5.9. Diagrama de interacción tipo.

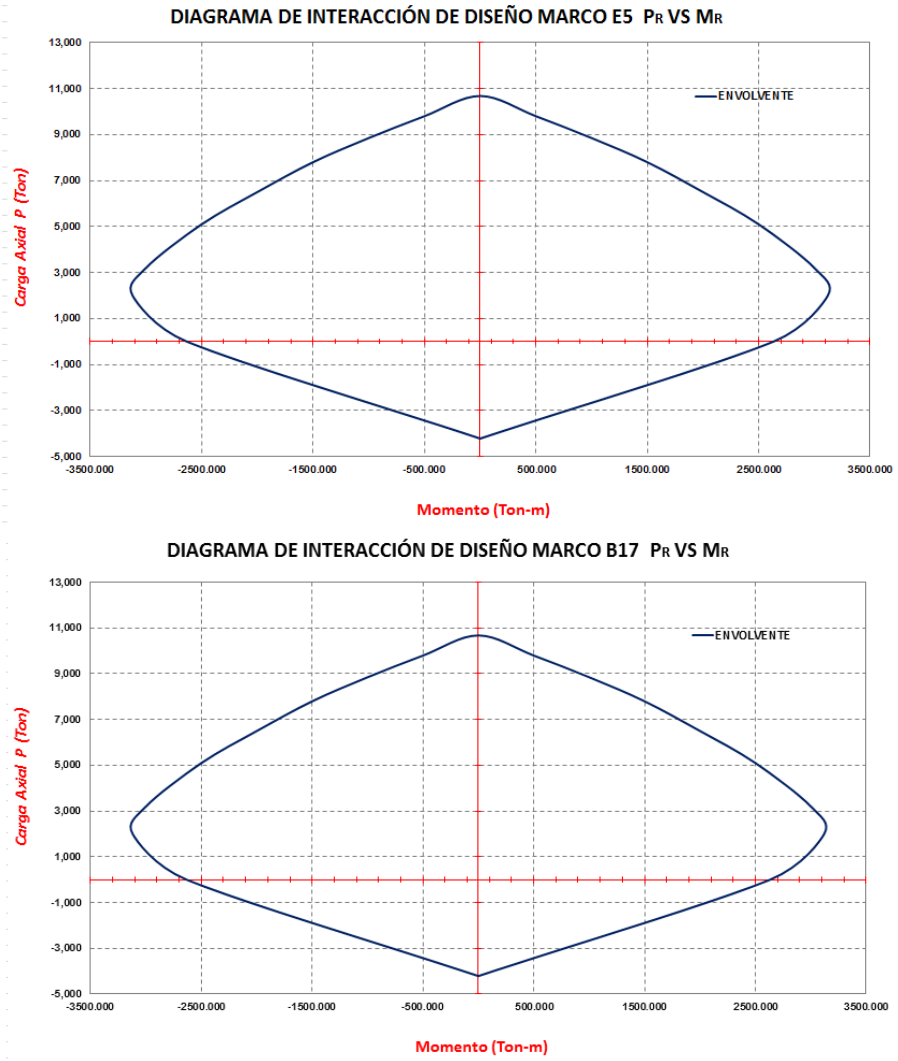


Figura 5.10. Diagrama de interacción de la columna. Marco E5-B17

Diagrama de Interacción de las Trabes

La superficie de falla de las trabes, se construyen en donde cambia la sección transversal del elemento y el armado de acero. Se consideran las deformaciones en el concreto y acero bajo varios niveles de carga [Nilson, 1990].

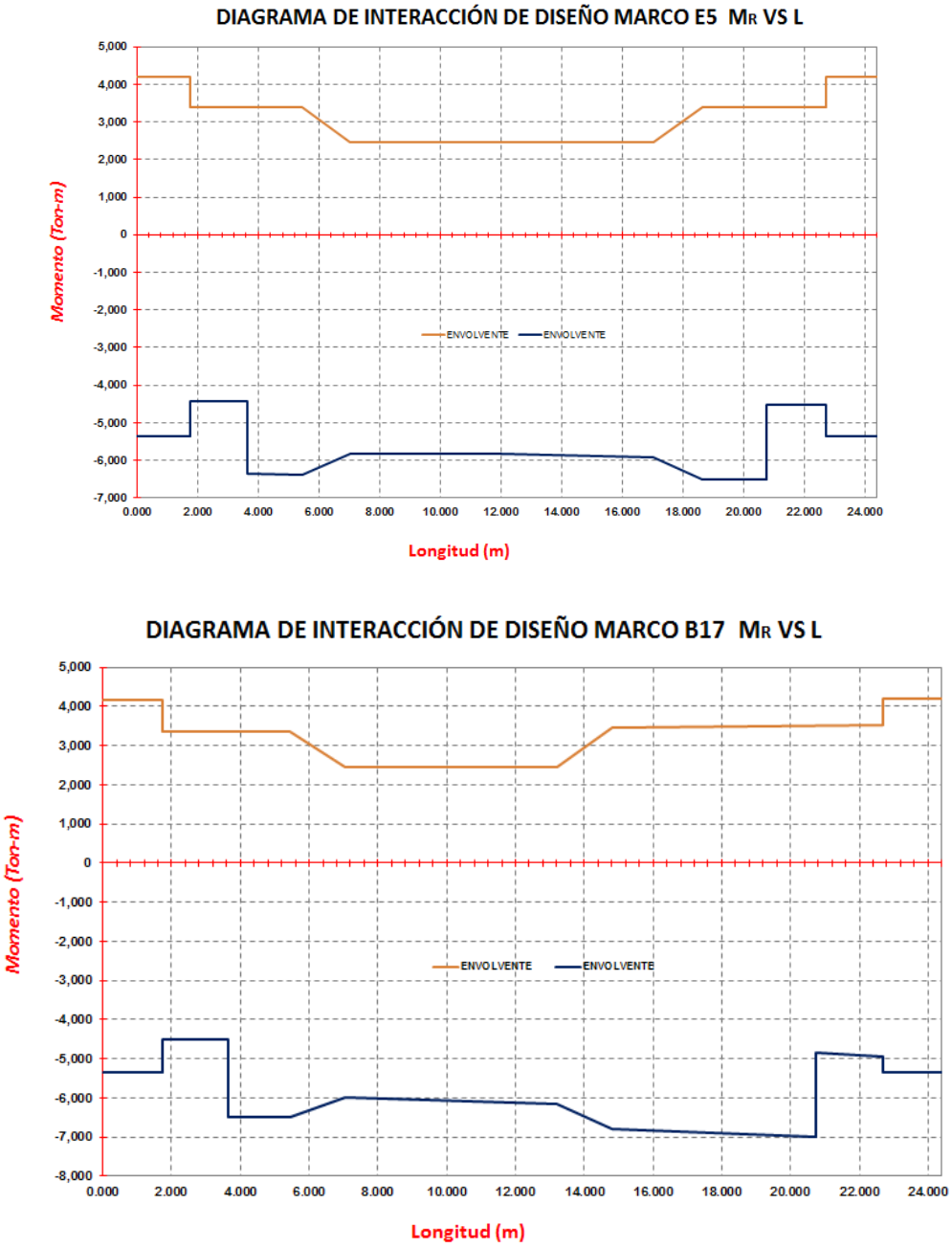


Figura 5.11 Elemento trabe: (a) Sección transversal. (b) Distribución de deformaciones. (c) Fuerzas y esfuerzos equivalentes.

5.7.1 Constante de rigidez a flexión

Para analizar los sistemas de marcos, se emplea el método de la columna ancha, con sus propiedades concentradas en su eje longitudinal, se supone que las zonas de los elementos, que se encuentran dentro de las columnas, son infinitamente rígidas a flexión. En la figura 4.11 se muestra un elemento viga-columna, identificando las zonas rígidas y rotaciones en los extremos [Ghali, 1983].

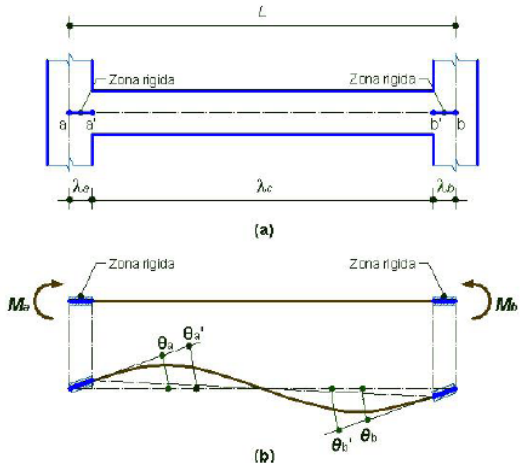


Figura 5.12 Elemento viga-columna. (a) zonas rígidas. (b) momentos y rotaciones.

5.7.2 Modelo mecánico bilineal

La caracterización de elementos no-lineales, con relaciones fuerza – desplazamiento, es definido con un elemento viga, el cual incorpora degradación tangencial de rigidez por modificación de la matriz de rigidez del elemento en cada etapa.

El comportamiento no-lineal del elemento viga está representado mediante modelos bilineales esfuerzo-deformación (σ -ε). En los análisis se emplea un modelo mecánico bilineal de endurecimiento pro deformación del material. En este modelo la pendiente de la primera rama es el modulo de elasticidad E, y la pendiente de la segunda está controlada por el parámetroϒ, como un función del modulo de elasticidad El que varia 0 al 10%, como se muestra en la figura 4.12 [Prakash y Powell, 1993].

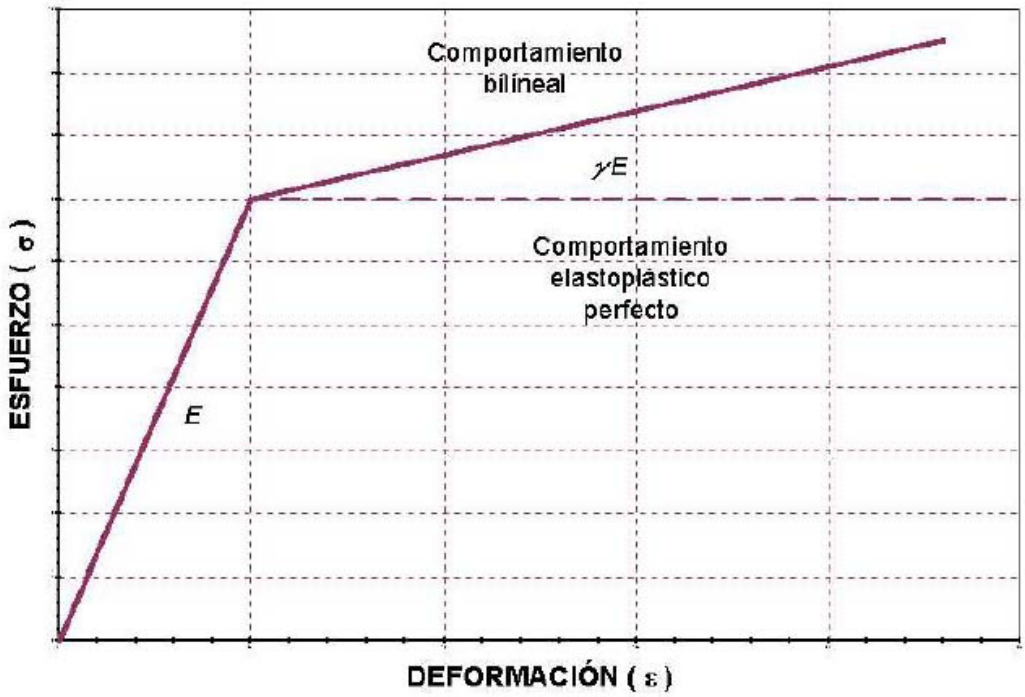


Figura 5.13. Modelo mecánico bilineal de endurecimiento por deformación.

5.8 Método de Análisis

Las herramientas de análisis proporcionan el proceso numérico matemático para extraer la cuantificación de la respuesta desde el modelo. Para estudiar los modelos de los marcos del puente se realiza análisis de historia en el tiempo, que utilizan registros sísmicos para obtener respuestas estructurales de cada sismo empleado.

Para el análisis de historias en el tiempo, se utiliza la integración en el dominio del tiempo paso a paso. La integración en el dominio del tiempo paso a paso, obtiene la respuesta dinámica de la estructura en una secuencia individual de pulso de fuerza, dependientes de la longitud del tiempo o del paso de la integración (Δf). La fuerza P (t) dependientes del tiempo, en la ecuación 4.34, es dividida en n etapas de tiempo de la duración (Δt), y la respuesta del puente al impulso de la fuerza p (t_i a t_{i+1}) es evaluada con condiciones iniciales para desplazamientos, velocidades, y aceleraciones nodales u (t), ú (t), y ü (t), respectivamente [Chopra, 1995].

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = P(t)$$

Donde m ü (t) es la fuerza de inercia en función del tiempo, cú (t) es la fuerza de amortiguamiento en función del tiempo, ku (t) es la fuerza elástica en función de tiempo, y P (t)=mü (t) es la fuerza efectiva dependiendo del tiempo.
En el análisis de historias en el tiempo, es necesario definir una matriz de amortiguadores viscosos [C]. La matriz de amortiguadores viscosos es proporcional a la rigidez de los elementos y a las masas de los nodos. El amortiguador proporcional o amortiguamiento de Rayleigh es empleado en el programa DRAIN-2DX, y tiene forma:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Donde [M] es la matriz de masa, y [K] es la matriz de rigidez.

El amortiguador dependiente de las masas, introduce amortiguamientos en traslación y rotación en cada nodo, con coeficientes de amortiguamiento αM. El amortiguamiento en paralelo con los elementos, con coeficiente de amortiguamientos βK. Los coeficientes α y β se calculan resolviendo el sistema de ecuaciones mostrando en forma marcial en la ecuación 4.36.

$$\begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix} = \frac{1}{2}\begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix}$$

Donde ζi es el porcentaje de amortiguamiento para el modo i, ζj es el porcentaje de amortiguamiento para el nodo j, ωi es la frecuencia del modo i, y ωj es la frecuencia del modo j.
Si el porcentaje de amortiguamiento del modo i y j son considerados iguales, los coeficientes α y β se calculan con las coeficientes 3.12.a y 3.12.b, respectivamente [Chopra, 1995].

$$\alpha = \zeta\frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$\beta = \zeta\frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

5.9 Registros Sísmicos

REGISTROS SISMICOS SIMULADOS del Dr. Alamilla.

Una estructura ubicada en sitios con un alto peligro sísmico se encuentra sometida varios sismos a lo largo de su vida, y durante un sismo se puede generar esfuerzos y deformaciones en las estructuras, que pueden dañarlas e incluso llevarlas al colapso. Para realizar estos análisis se considera la premisa siguiente:

Empleando sismos simulados a partir de modelos estocásticos del movimiento del terreno, que consideren las incertidumbres propias de los sismos reales. La simulación de sismos a través de un modelo estocástico conduce a la formulación de un análisis realista.

En este trabajo se utilizan registros simulados, los cuales son modulados en amplitud y frecuencia, con propiedades evolutivas dependientes de las características de las fuentes sísmicas cercanas (magnitud y distancia). Los registros sísmicos se simularon en la estación Unidad Colonia IMSS (UC44), ubicada en Villalongin núm. 117, colonia San Rafael Del. Cuauhtémoc, cerca de las avenidas Reforma y Chapultepec.

Para realizar el análisis no lineal paso a paso se seleccionaron 6 acelerogramas de registros sísmicos simulados, de acuerdo a las características dinámicas de la estructura en estudio. Se tomó en cuenta tipo de suelo y el periodo natural T=0.51 seg. En la figura 5.14 se muestran los espectros elásticos de respuestas de los registros sísmicos simulados con un amortiguamiento critico de 5%.

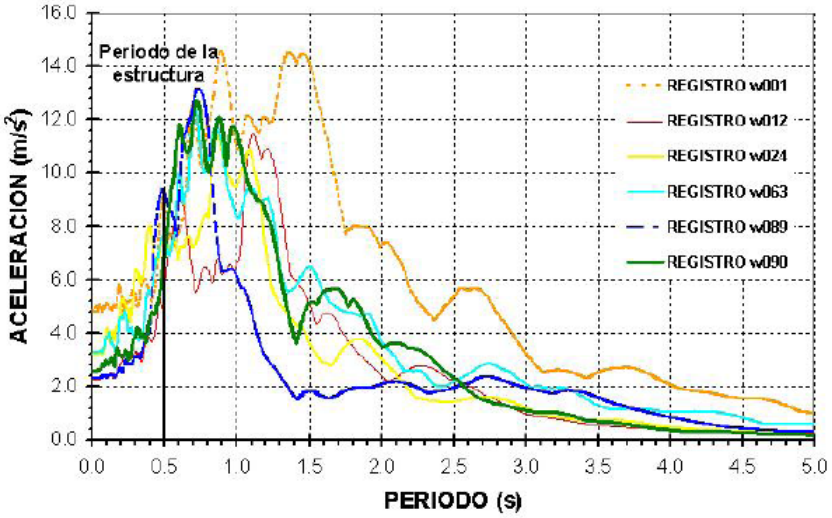


Figura 5.14. Espectros Elasticos de Registros Simicos Simuldos en la estación UC44

5.10 Análisis Sísmico.

Para realizar estos análisis se empleó el programa DRAIN-2DX, donde se introducen las características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales (Cabezales, trabes de rigidez y columnas), con un modelo de histéresis sin degradación de rigidez ni resistencia. Los resultados de este estudio, muestra el comportamiento de marco longitudinal y transversal del puente de dos niveles en estudio sujeto a diferentes registros sísmicos.

5.11 CONFIGURACION DE DAÑO.

La configuración de daño muestra la localización de articulaciones plásticas (rotulas), y la evolución del daño.

Las configuraciones de daño numeran secuencialmente la forma en que se va presentando la fluencia en los elementos estructurales (trabes cabezales, trabes de rigidez y columnas).

En el marco transversal E5B17, con el registro UC44-W089, se formó un mayor número de articulaciones, produciendo 7 rotulas; 2 en el cabezal inferior y 5 en las columnas, dos de ella en la base. Por lo cual se formó una configuración daño mayor. Para el marco longitudinal, con el registro UC44-W090, fue uno de los que hizo incursionar en el intervalo inelástico provocando la formación de 24 rotulas, 22 en las trabes de rigidez y dos en la base de las columnas que le ocasiono las inestabilidad.

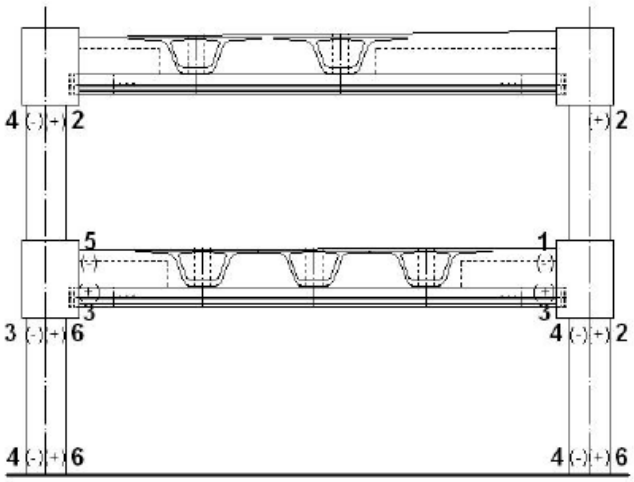


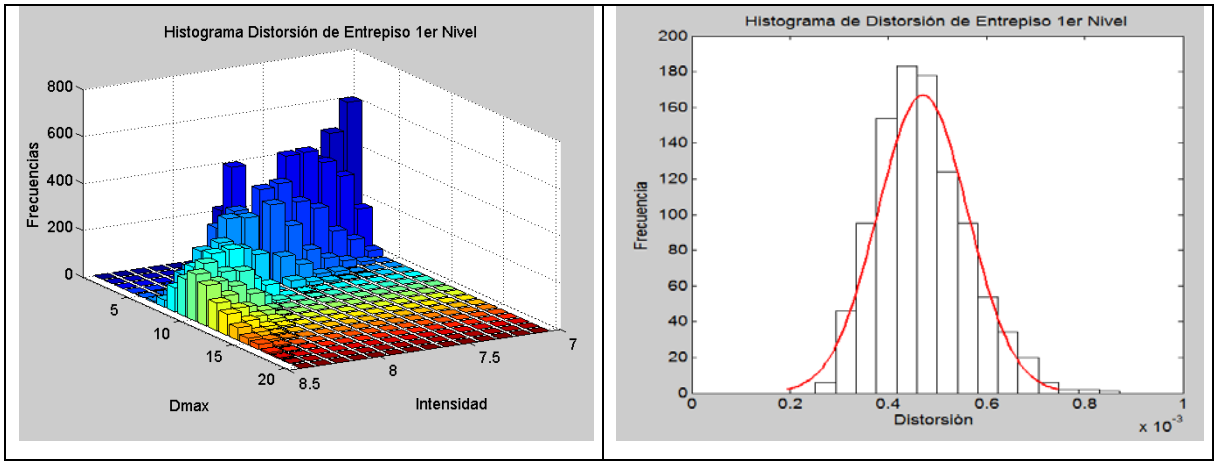
Figura 5.15. Configuración de daño

5.12 FRAGILIDAD SÍSMICA DEL MARCO E5-B17 DEL DISTRIBUIDOR VIAL DE SAN ANTONIO

Evaluar el impacto que tienen los sismos en las estructuras es una tarea importante por las pérdidas de vidas y económicas que ocasionan, por lo que es necesario contar con un método que cuantifique, confiable y eficazmente, la probabilidad de que una estructura incursione en cierto nivel de daño (estados límite) por estar sujeta a un sismo de intensidad dada, como puede ser agrietamiento, fluencia o colapso.

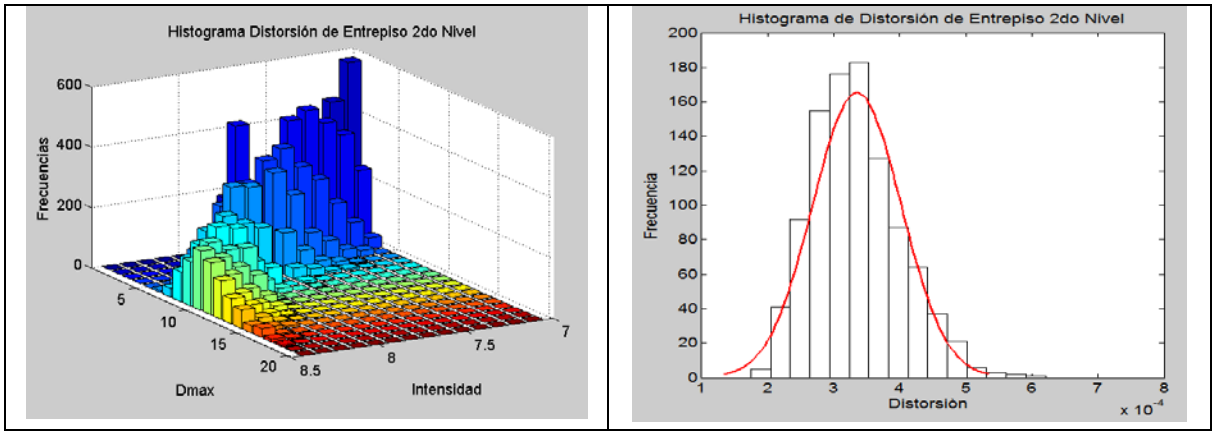
La fragilidad sísmica de una estructura, se define como la probabilidad condicional de que su respuesta exceda un estado límite dado, cuando se le somete a sismos de cierta intensidad. La fragilidad se expresa por una función entre dos conjuntos: el dominio y el contradominio de dicha función, en la que el dominio de la función (abscisas), es una medida de intensidad sísmica y el contradominio (ordenadas), la probabilidad condicional de que la respuesta de la estructura exceda un estado límite cuando se le sujeta a sismos de intensidad dada.

En la figura 11 a), se presentan los histogramas de la distorsión de entrepiso del primer nivel (N1) del marco en estudio en función de la magnitud sísmica *Ms*, las magnitudes van de 7.1 a 8.4, en incrementos de 1 grado; en la figura 11 b), se presenta el histograma de la distorsión de entrepiso N1, para la magnitud 8.4. En la figura 12 a), se presentan los histogramas del segundo nivel del marco en estudio en función de la magnitud; en la figura 12 b), se comparan los histogramas de los dos niveles N1 y N2. Se aprecia que la distorsión media y la dispersión del nivel inferior es mayor que la del superior, lo que hace sentido ya que la masa del primer nivel es mayor que la del segundo.



a b

Figura 5.16. a) Histograma de la distorsión de entrepiso N1 del Marco E5-B17 en función de la magnitud. Histograma de la distorsión de entrepiso N1 del Marco E5-B17 para la magnitud 8.4.



a b

Figura 5.17. a) Histograma de la distorsión de entrepiso N2 del Marco E5-B17 en función de la magnitud. b) Histograma de distorsión de entrepiso N2 del marco E5-B17

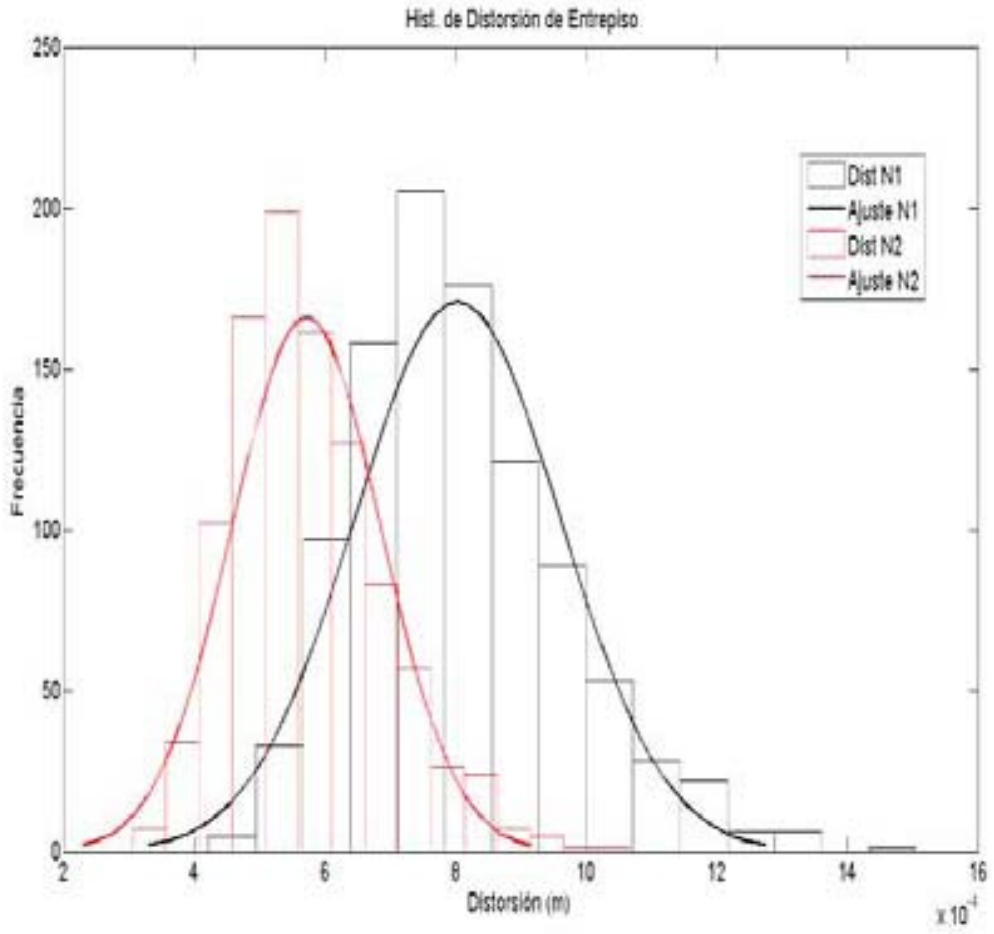


Figura 5.18 Comparación de los Histogramas de la distorsión de los entrepisos N1 (negro) y N2 (rojo) del Marco E5-B17 para la magnitud 8.4.

Los estados límite de las estructuras, se pueden definir en términos de la distorsión de entrepiso, la cual representa un índice que se correlaciona muy bien con el daño experimentado por ellas en el caso de sismos (Reyes, 1999). La distorsión de entrepiso para el caso de estructuras a base de marcos, se define como la diferencia de desplazamientos entre dos niveles consecutivos dividida por la altura del entrepiso.

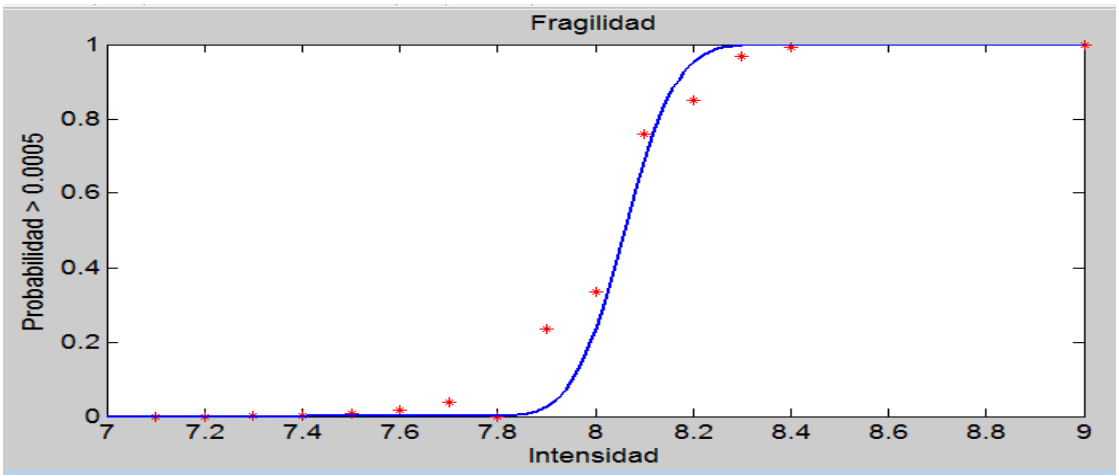


Figura 13. Curvas de fragilidad del nivel N1 del Marco E5-B17, correspondientes a distintos estados límite de distorsión de entrepiso.

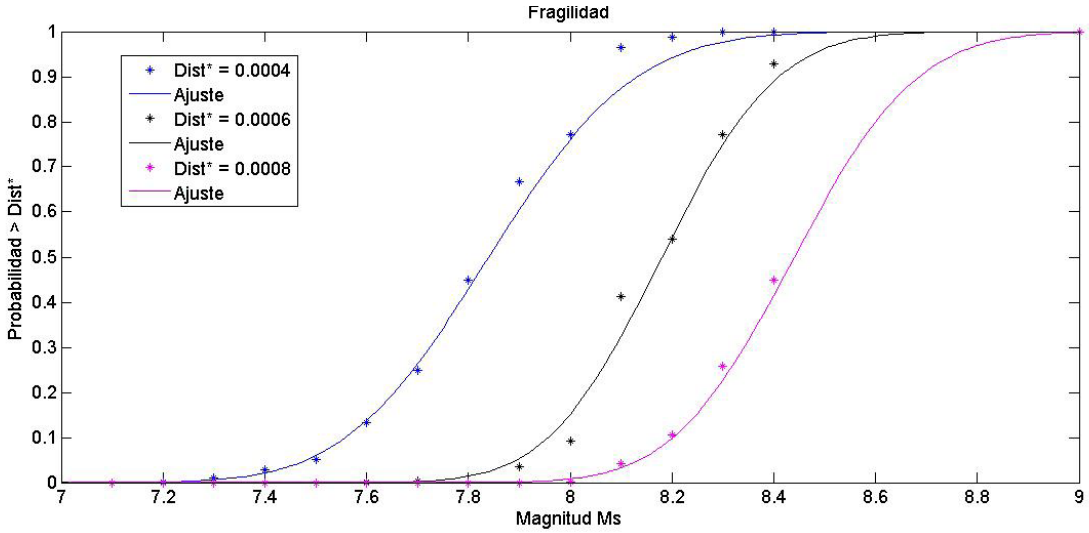


Figura 13. Curvas de fragilidad del nivel N1 del Marco E5-B17, correspondientes a distintos estados límite de distorsión de entrepiso.

CONCLUSIONES

Los puentes urbanos son estructuras que presentan una configuración de poca altura y gran volumen, los cuales son la combinación de los edificios y los puentes carreteros (marcos rígidos conectados con trabes isostáticas). Esta estructuración proporciona mayor rigidez a los puentes urbanos que a los edificios, haciendo especiales a las estructuras de los puentes urbanos. Por lo que, la respuesta estructural es diferente a la que presentan los edificios y los puentes carreteros.

En la práctica, en el análisis estructural de los puentes urbanos, usualmente se realiza un análisis modal espectral para determinar la respuesta dinámica de la estructura ante un sismo. Se define un espectro de diseño con un factor de comportamiento sísmico Q, un coeficiente sísmico c, y clasificando a la estructura dentro del grupo A, de acuerdo con el RCDF y las NTC-S. en este trabajo se realizó un análisis dinámico paso a paso, en el cual se puede obtener mayor información sobre la respuesta estructural. Se emplean registros sísmicos simulados en una estación cercana a la estructura.

En el análisis paso a paso, con registro sísmicos reales la estructura no incursionó en el rango inelástico, esto se debe a que el periodo fundamenta de la estructura se encuentra lejos de la aceleración máxima de los registros. Por lo que, se emplearon sísmicos simulados que incursionan a la estructura en el intervalo inelástico. Los registros sísmicos simulados empleados presentan condiciones de riesto en el sitio y representan las características detalladas del movimiento del terreno durante posibles eventos futuros con la probabilidad asociada a periodos de retorno de 80 a 200 años.

De acuerdo con los registros sísmicos empleados, los registros UC44-W001 y UC44-W063 causan menores daños. Esto se debe a que el periodo fundamental de la estructura es corto, y se ubica en la rama ascendente del espectro sísmico de respuesta en los últimos tres registros, lo que induce mayores amplitudes y por lo consiguiente mayores daños. Las diferencias en las respuestas de los marcos, se deben a las características de los registros sísmicos que dependen de la fuente y la trayectoria (magnitud y distancia).

La configuración del daño depende de la ubicación y distribución de las articulaciones plásticas en la estructura, haciendo que incursione rápidamente en el intervalo inelástico. Estas articulaciones se presentan primero en las trabes y después en las columnas, por lo tanto, los marcos muestran un comportamiento columna fuerte y vida débil. Este comportamiento es recomendado por el

Reglamento de Construcciones de D.F. y las N.T.C. sismo 2004, y es adecuado para las estructuras que se ubican en zonas altamente sísmicas.

En las historias de desplazamientos se puede observar que los desplazamientos máximos son mayores en los marcos longitudinales (TR-Norte y TR-Sur(), que en los marcos transversales (E5B17 y E6B18). Lo que indica que los marcos transversales son mas rigidos, esto se debe a que las trabes son de concreto presforzado, a diferencia de las trabes de los marcos longitudinales que son de concreto reforzado tipo cajón.

En las curvas de histéresis se observa que el marco transversal E6B18 solo incursionó en el intervalo no-lineal con el registro UC44-W024. Además los marcos longitudinales pueden llegar a desarrollar mayores dificultades que los marcos transversales, esto se asocia, a que la mayoría de los marcos incursionan rápidamente en el intervalo no-lineal, con disipación de energía para los marcos longitudinales y poca disipación de energía para los marcos transversales. Lo anterior pone de manifiesto que los actuales puentes urbanos presforzados son estructuras rigidas con poca disipación de energía.

Los elementos estructurales con mayor daño y una disipación de energía no adecuada, son las trabes de rigidez, esto se puede atribuir al tipo de elemento estructural que las constituyen, las cuales son secciones tipo cajón de concreto reforzado.

Las distorsiones obtenidas en los cuatros casos estudiados, son menores que las recomendadas por el RCDF 2004, de 0.012h para marcos sin elementos no-estructurales. Has que hacer notar que, aunque las distorsiones obtenidas son menores a las distorsiones máximas del reglamento, estos marcos presentan daños importantes; por lo que más distorsiones del reglamento mostraron ser mayores a la que experimentan estos puentes urbanos.

Este patrón de comportamiento pone de manifiesto que con distorsiones menores, los marcos de puentes urbanos incursionan en el intervalo no-lineal a diferencia de lo que se pudiera esperar en estructuras de tipo urbano ó de edificación, como lo refiere Miranda (1993).

En este trabajo se obtiene la fragilidad sísmica del Marco E5-B17 que forma parte del Distribuidor Vial San Antonio, la probabilidad se determina usando señales sísmicas simuladas mediante la técnica de la función de Green empírica. La señal semilla utilizada corresponde al sismo abril de 1989, registrada en Esparza y Oteo

por la cercanía del sismómetro con el distribuidor. El Marco fue modelado utilizando el DRAIN2DX, se utilizaron las características geométricas y mecánicas de la estructura real, considerando comportamiento no-lineal del material, para lo cual se construyeron las superficies de fluencia de las trabes y columnas que conforman el marco de concreto.

De los resultados obtenidos, se observa que la estructura está lejos de la falla debido a que sus propiedades dinámicas (frecuencias o periodos), se encuentran alejadas de los periodos dominantes del sitio. No obstante, en el caso que la estructura falle, el entrepiso inferior N1 será el primero en incursionar en el intervalo no-lineal, ya que su respuesta es 25% mayor al entrepiso superior N2, como se aprecia en la figura 12 b).

En el caso del primer estados límite considerado se observa que con una certidumbre del 10% la estructura lo habrá excedido, como su puede ver en la figura 13. Los demás estados límite serán difícilmente excedidos por los sismos más frecuentes que suceden en el Valle de México.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

AASHTO, (2004), *Standard Specifications for Highway Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc, 15th Ed, Washington, D.C.

Alamilla J. y Esteva L., (2001a), "Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: Their dependence on magnitude and distance", *Journal of seismology*, No. 5, pp. 1-21.

Alamilla J., (2001), "Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aporticadas", Tesis de Doctorado, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Anónimo, (2003a), "Distribuidor vial de San Antonio, plan vial para la Ciudad de México", IC, Revista Ingeniería Civil, Núm. 411, Año LIII, Julio, pp.16-20.

Anónimo, (2003b), "Primera etapa del distribuidor vial San Antonio", SMIE, *Revista Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, Segunda época, Núm. 2, Julio-Septiembre, pp. 6-9.

B

Bazan E. y Meli R., (2000), "Diseño sísmico de edificios", Editorial Limusa, Noriega editores, México.

BMDSF, (2000), "Base mexicana de datos de sismos fuertes", SMIS, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, CD-ROM, México.

Buckle I. G. y Goodson M., (1990), "Bridge structures", ERRI, Earthquake Engineering Research Center, Supplement to Vol. 6, No. 2, May, pp. 151-187.

C

CFE, (1993), "Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo", *Comisión Federal de Electricidad*, Instituto de investigaciones Eléctricas.

Chopra A. K., (1995), "Dynamics of Structures, theory and applications to earthquake engineering", *Prentice hall*, United States American.

G

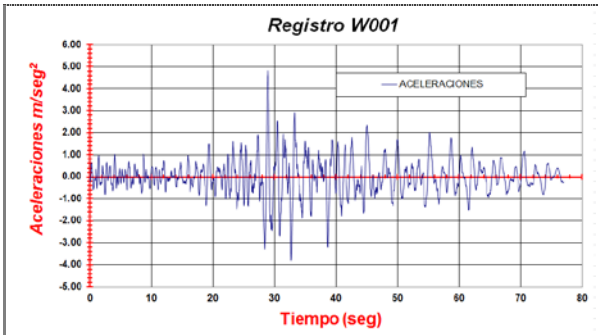
Ghali A. y Neville A., (1983), "Análisis Estructural, un enfoque unificado clásico y por matrices", *Editorial Diana,* México D.F.

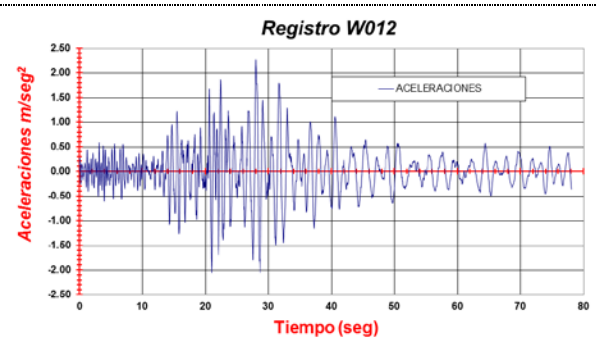
Gómez C. y Acosta J. A., (2007), "Comparación de diferentes reglas de combinación de las componentes de sismos en la respuesta de puentes carreteros", presentado en el XVI Congreso Nacional de Ingeniería sísmica, Ixtapa Zihuatanejo, Noviembre 1-3.

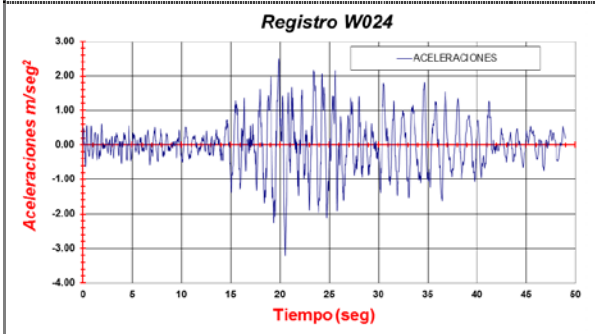
ANEXO 1

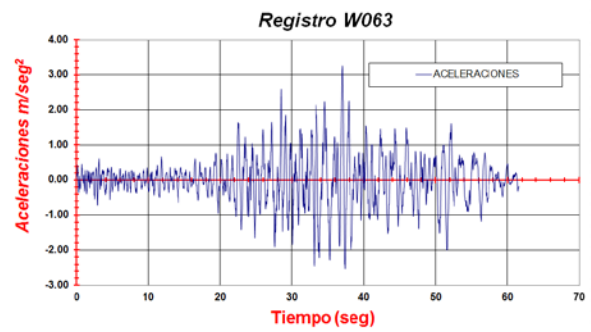
Descripción de los registros símicos simulados

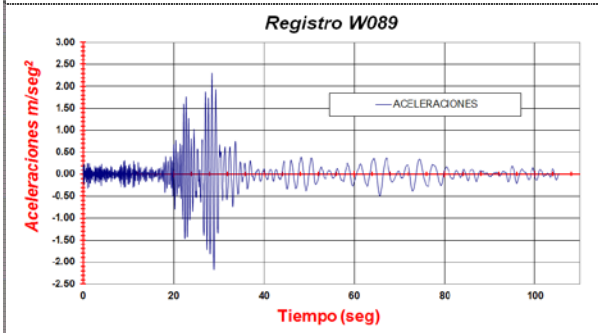
Acelerogramas de los sismos simulados

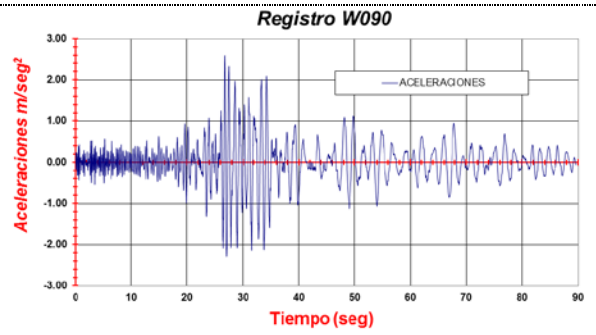




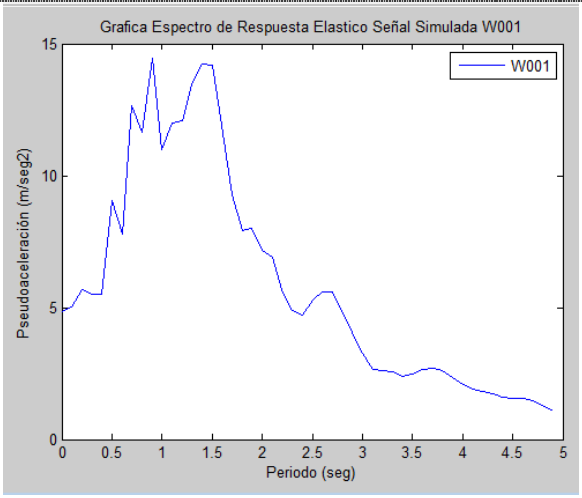


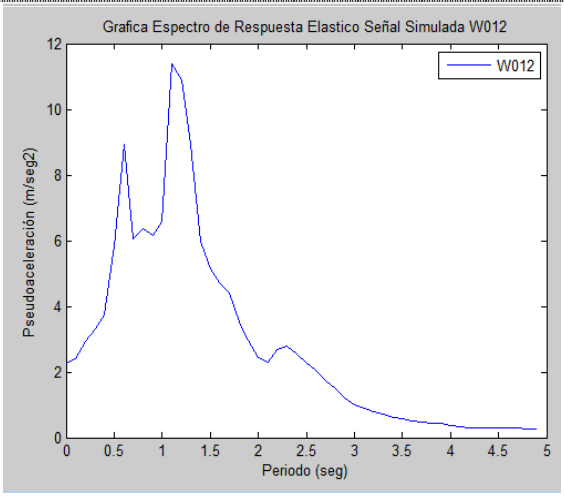


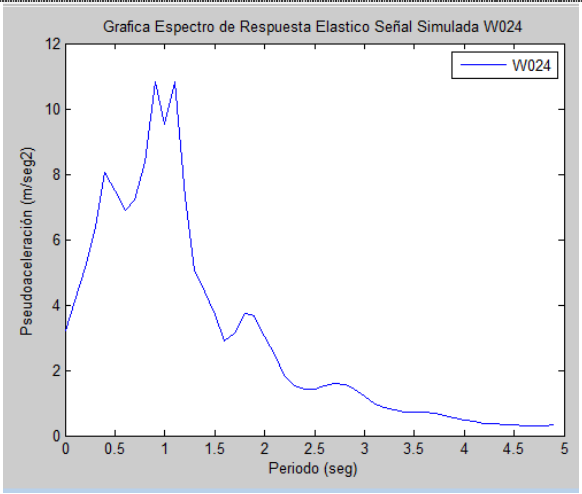


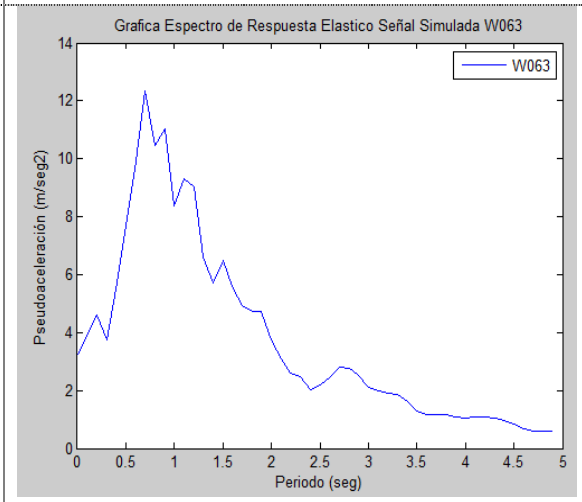


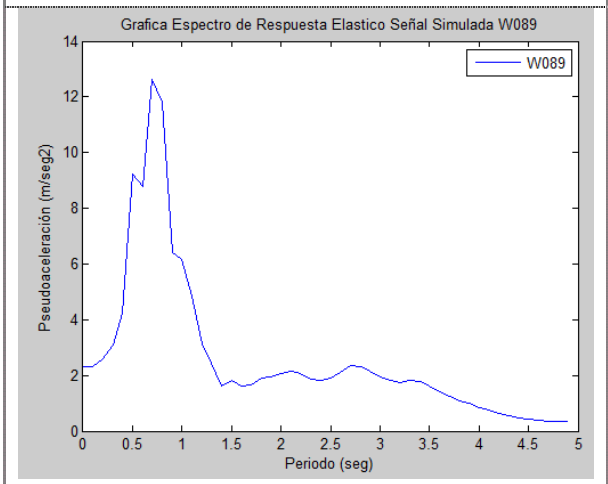
Espectro de respuesta de los sismos simulados

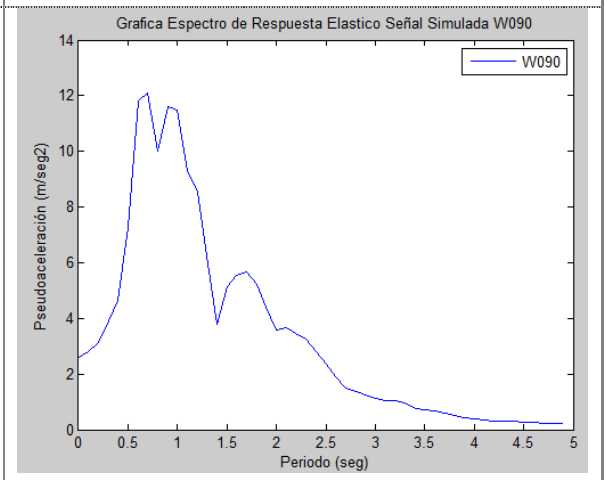


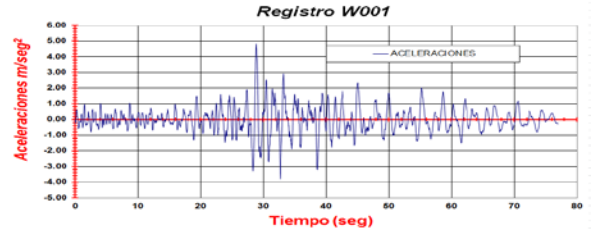
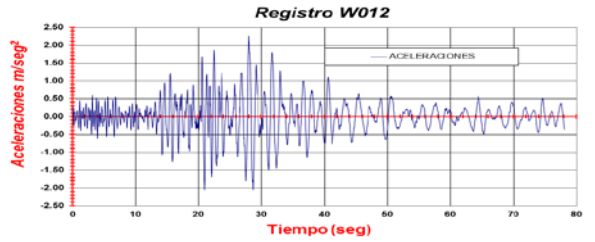
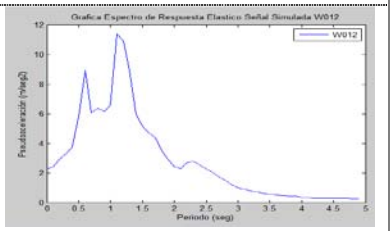
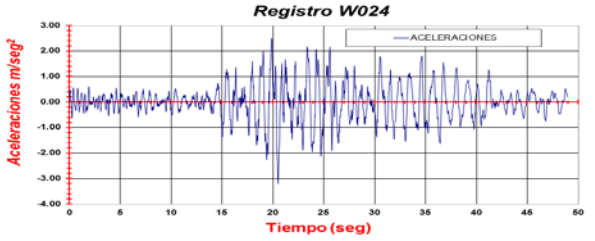
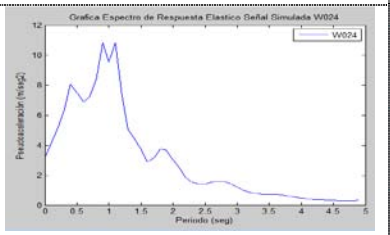
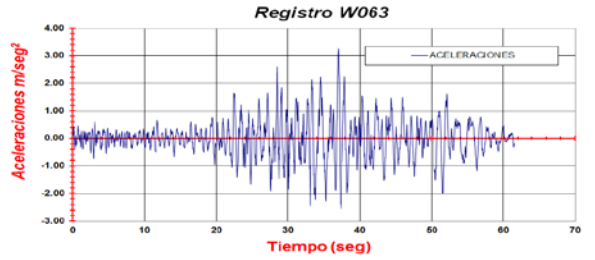
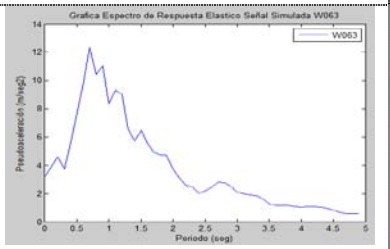
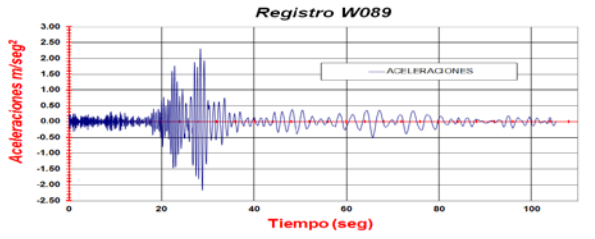
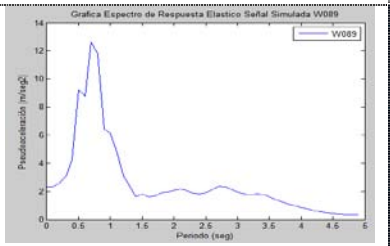
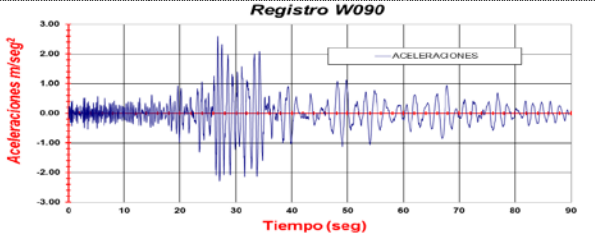
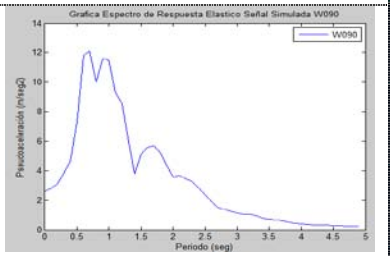






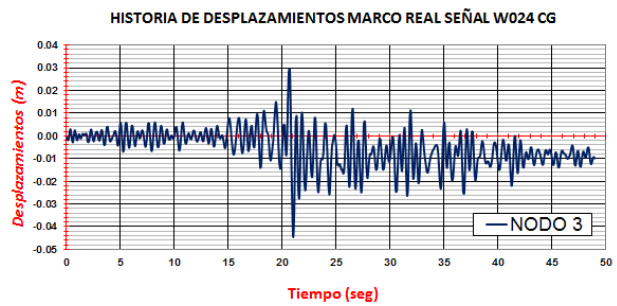


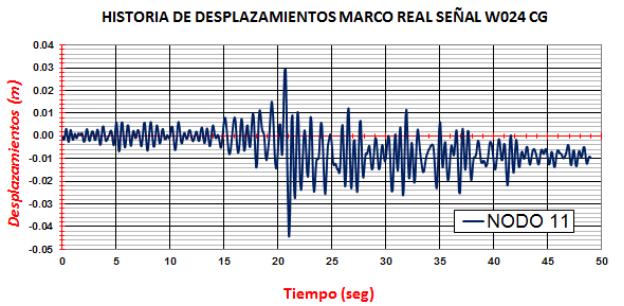


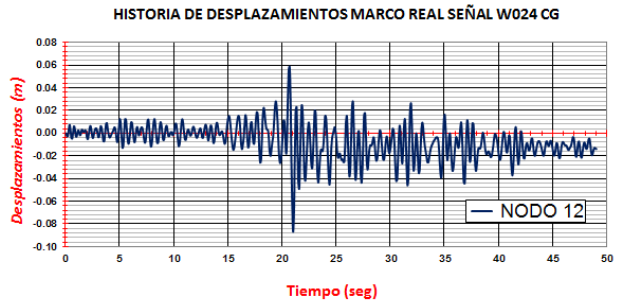
NOMBRE	REGISTRO ACELEROGRAFICO	ESPECTRO
W001		
W012		
W024		
W063		
W089		
W090		

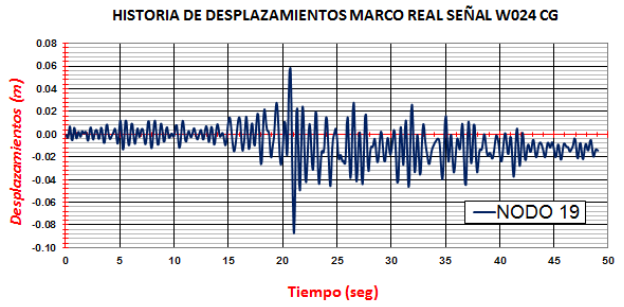
Anexo 2

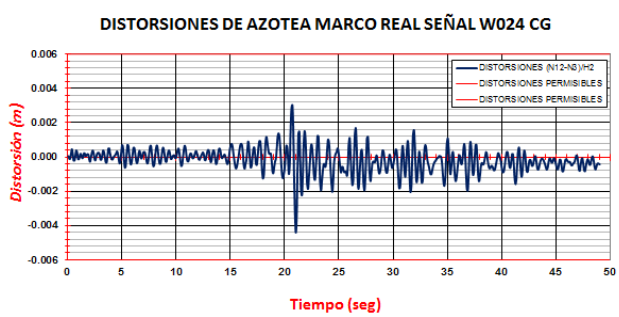
Respuesta del marco real con la señal W024

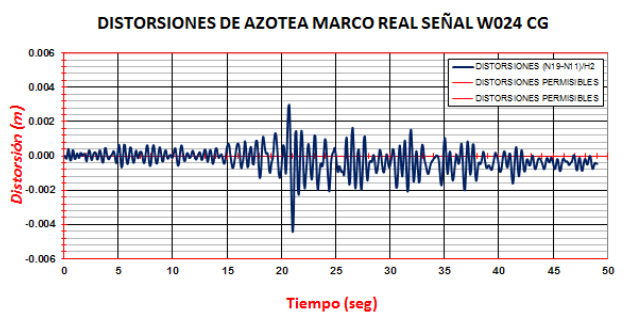


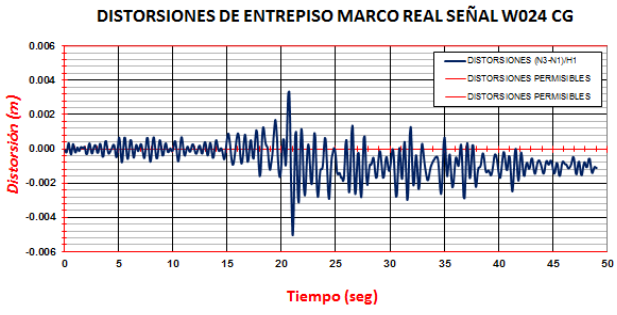


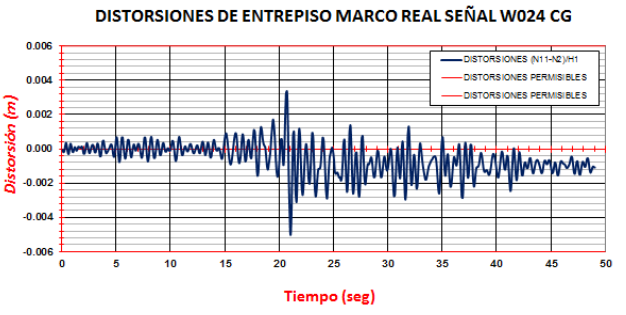












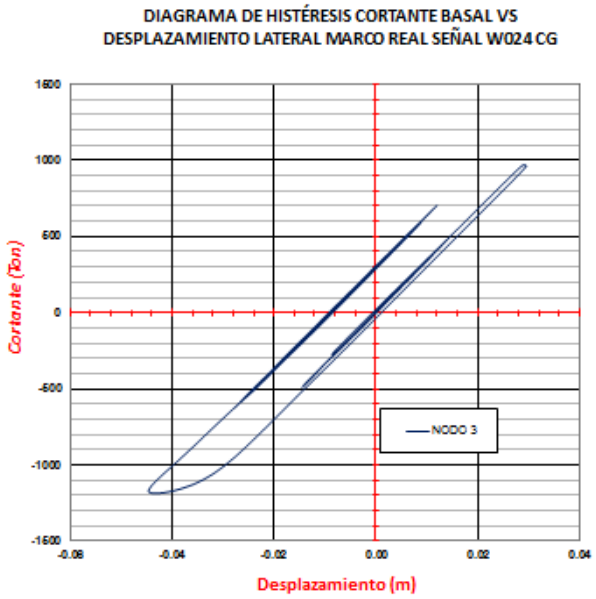


DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO REAL SEÑAL W024 CG
Cortante (Ton)
Desplazamiento (m)
NODO 3

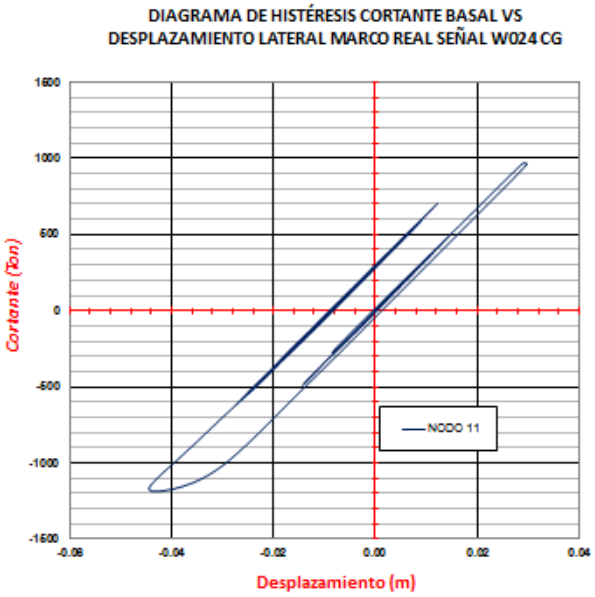


DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO REAL SEÑAL W024 CG
Cortante (Ton)
Desplazamiento (m)
NODO 11

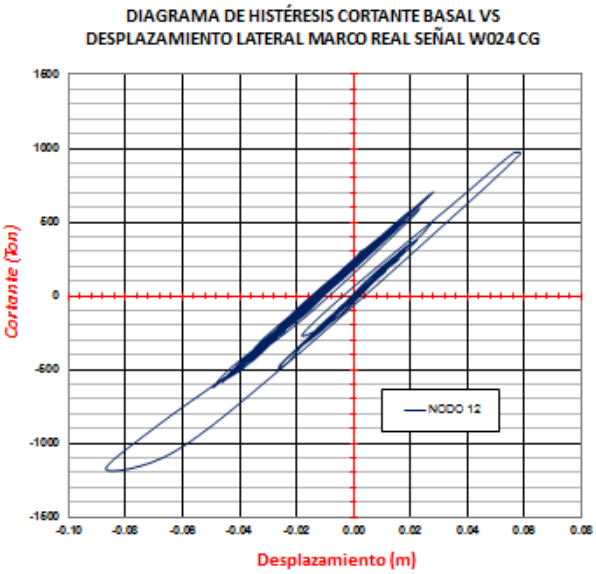


DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO REAL SEÑAL W024 CG
Cortante (Ton)
Desplazamiento (m)
NODO 12

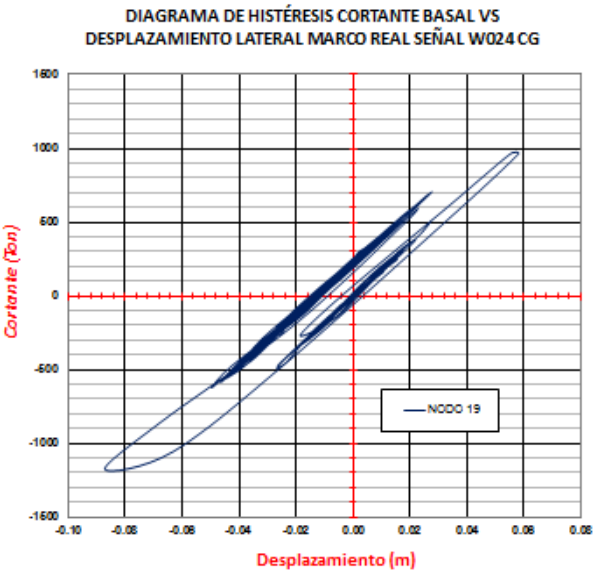


DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO REAL SEÑAL W024 CG
Cortante (Ton)
Desplazamiento (m)
NODO 19

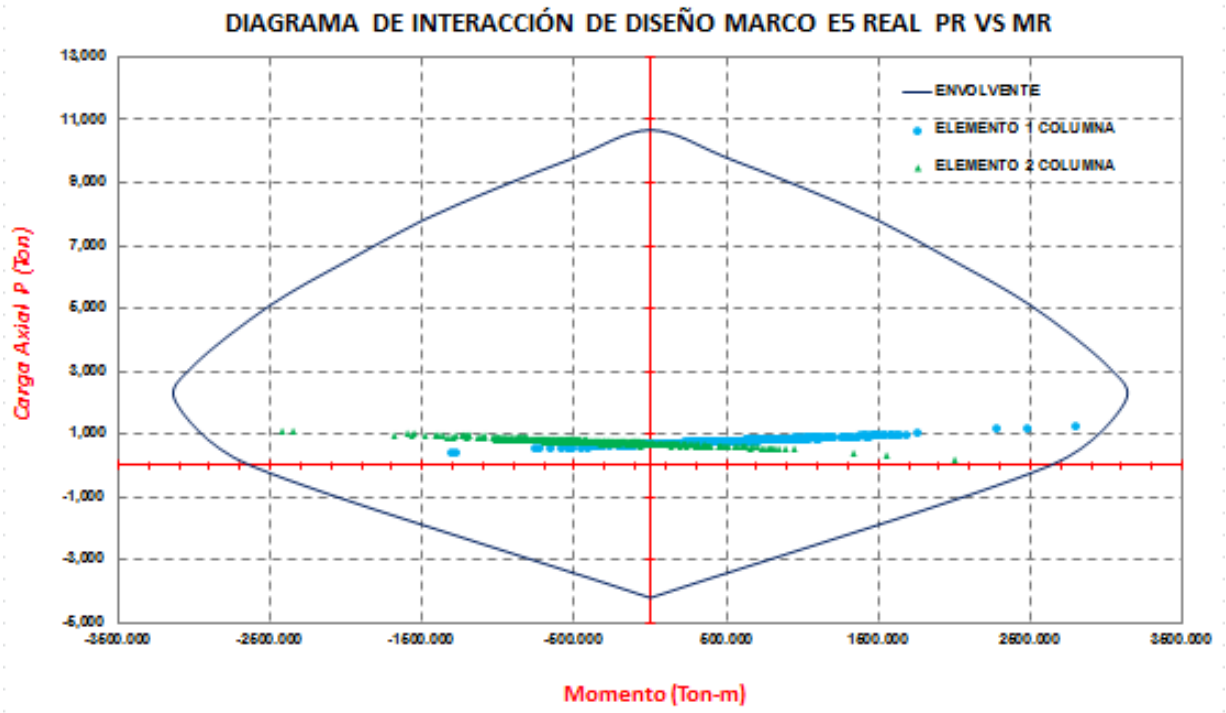


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE DISEÑO MARCO E5 REAL PR VS MR
ENVOLVENTE
ELEMENTO 1 COLUMNA
ELEMENTO 2 COLUMNA
Carga Axial P (Ton)
Momento (Ton-m)
13,000
11,000
9,000
7,000
5,000
3,000
1,000
-1,000
-3,000
-5,000
-3600.000
-2600.000
-1600.000
-600.000
600.000
1600.000
2600.000
3600.000

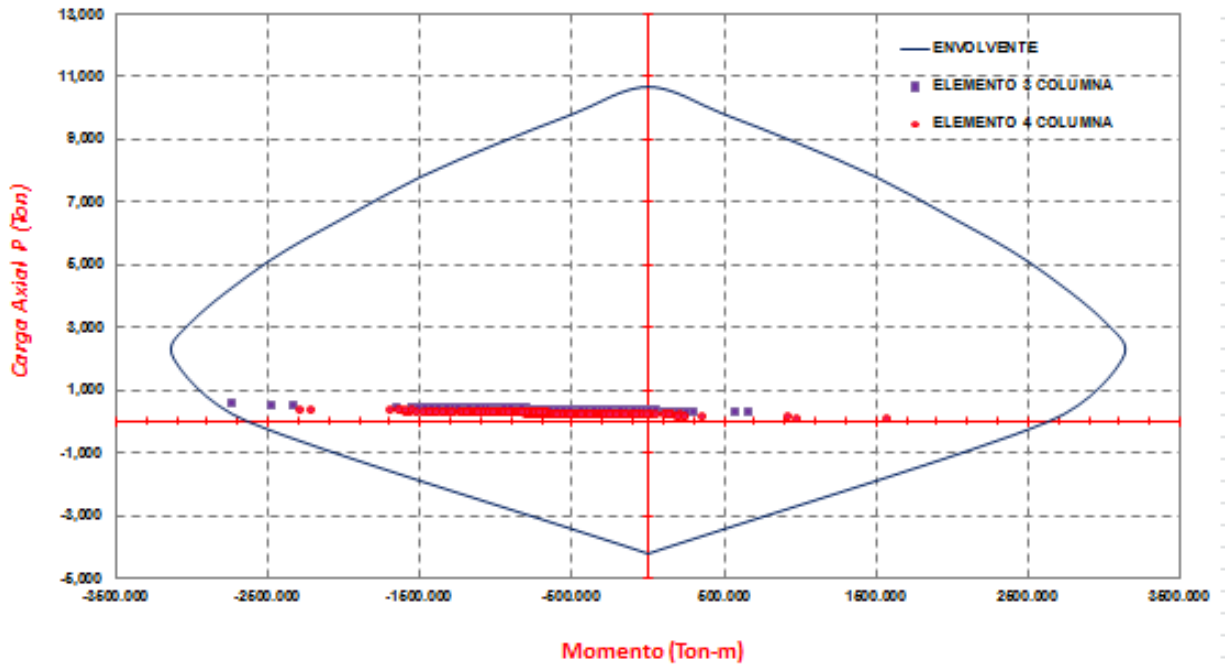


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE DISEÑO MARCO B17 REAL PR VS MR
ENVOLVENTE
ELEMENTO 3 COLUMNA
ELEMENTO 4 COLUMNA
Carga Axial P (Ton)
Momento (Ton-m)
13,000
11,000
9,000
7,000
5,000
3,000
1,000
-1,000
-3,000
-5,000
-3600.000
-2600.000
-1600.000
-600.000
600.000
1600.000
2600.000
3600.000

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE DISEÑO MARCO E5 REAL MR VS L

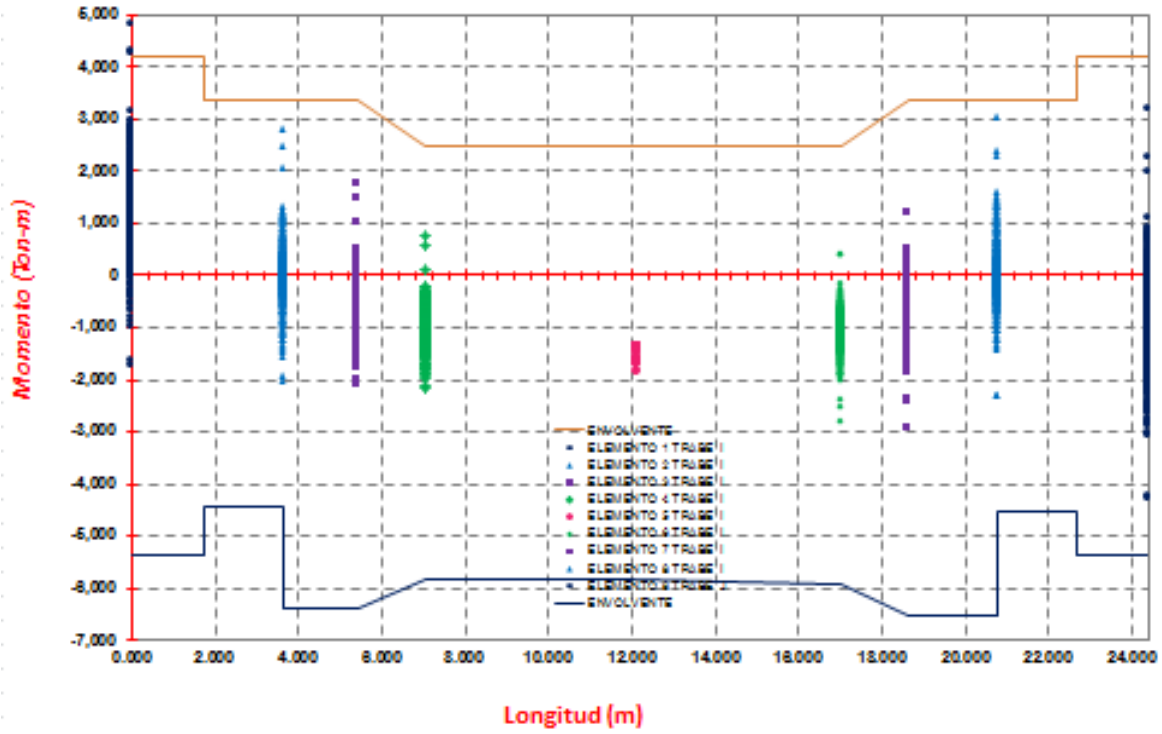
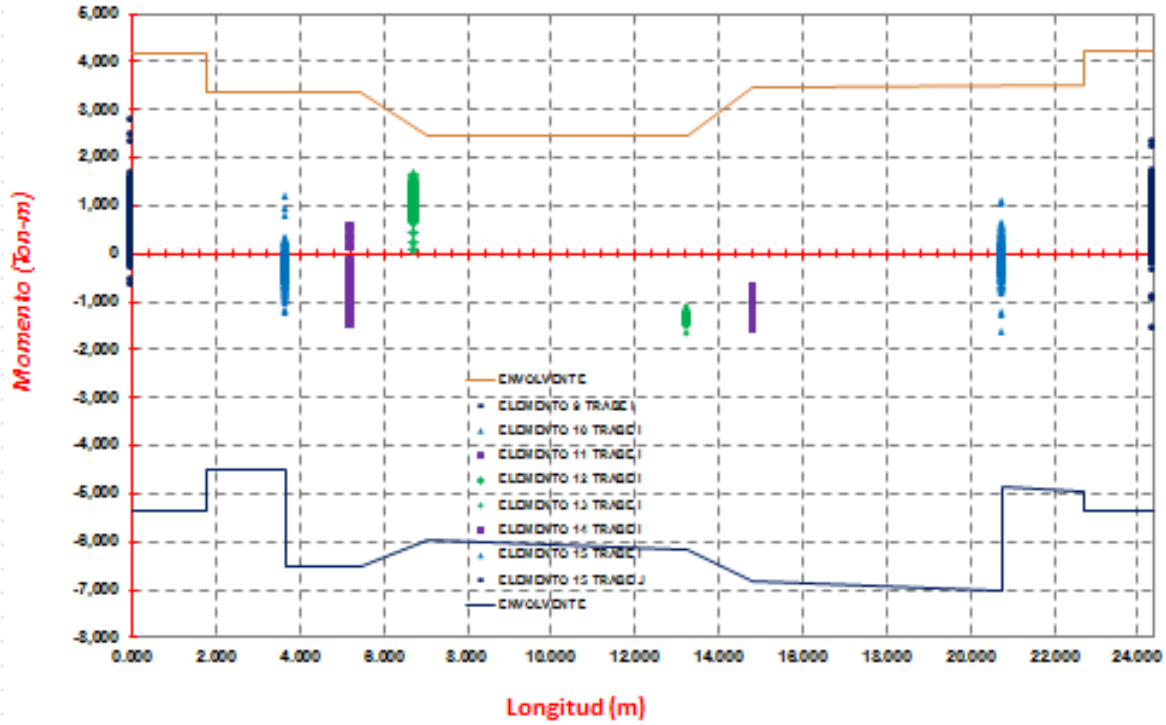
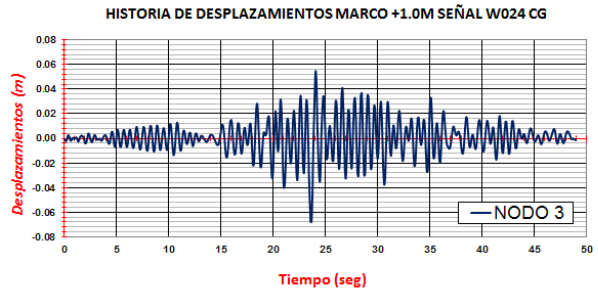
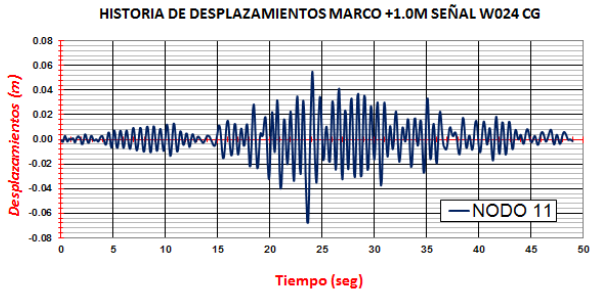


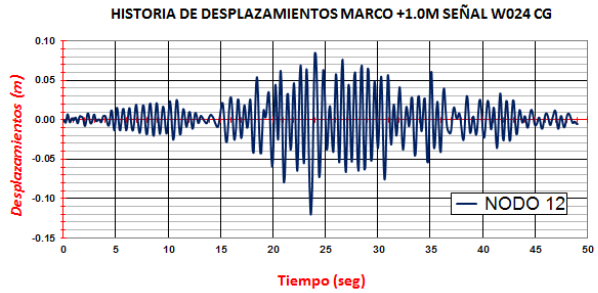
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE DISEÑO MARCO B17 REAL MR VS L

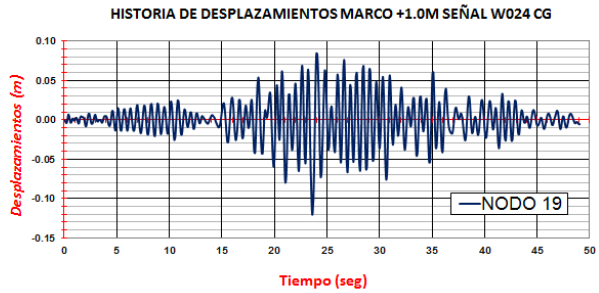


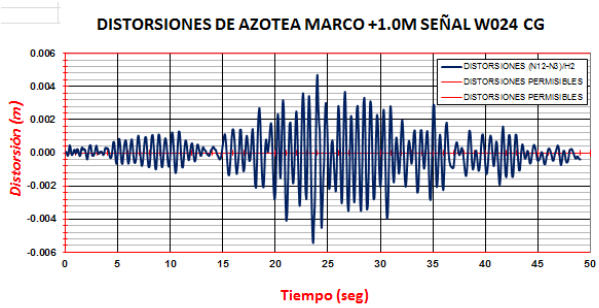
Respuesta del marco aumentadas 1.0m las columnas con la señal W024

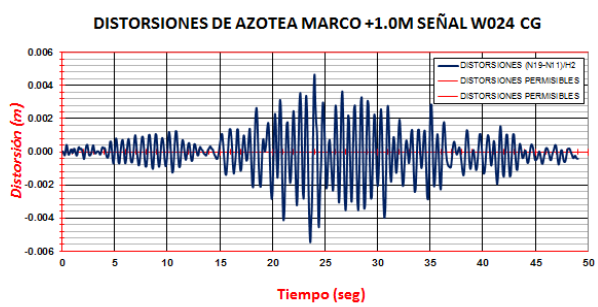


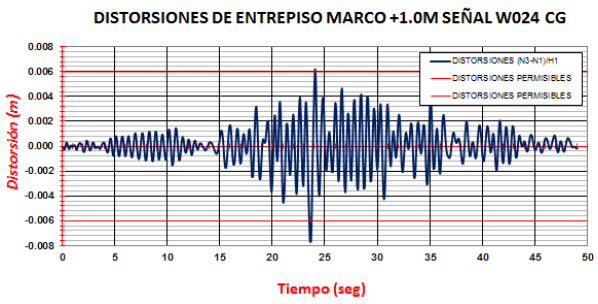


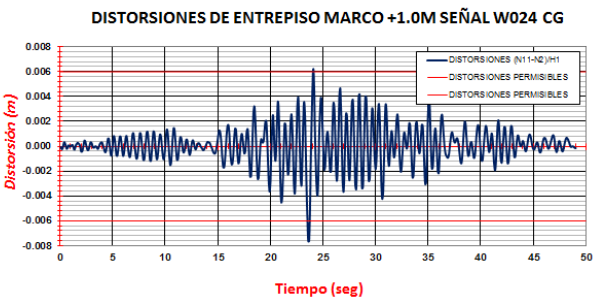












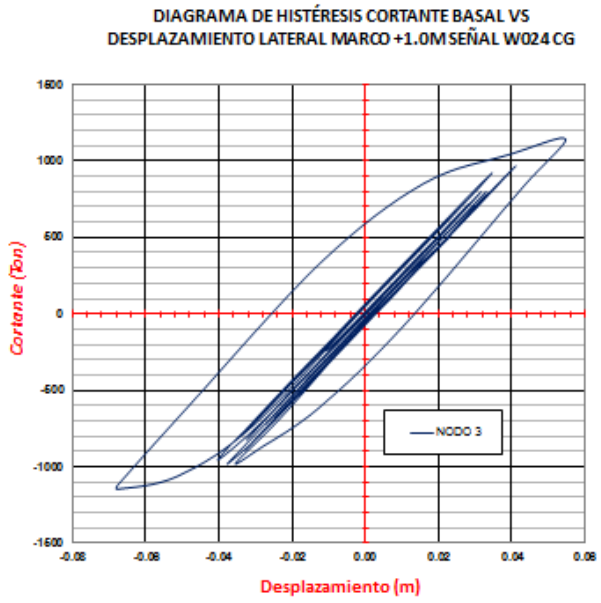


DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL VS
DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO +1.0M SEÑAL W024 CG
Cortante (Ton)
Desplazamiento (m)
NODO 3

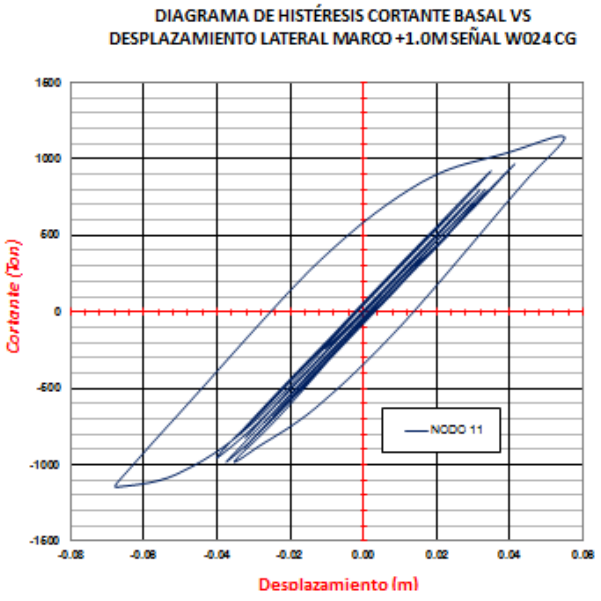


DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL VS
DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO +1.0M SEÑAL W024 CG
Cortante (Ton)
Desplazamiento (m)
NODO 11

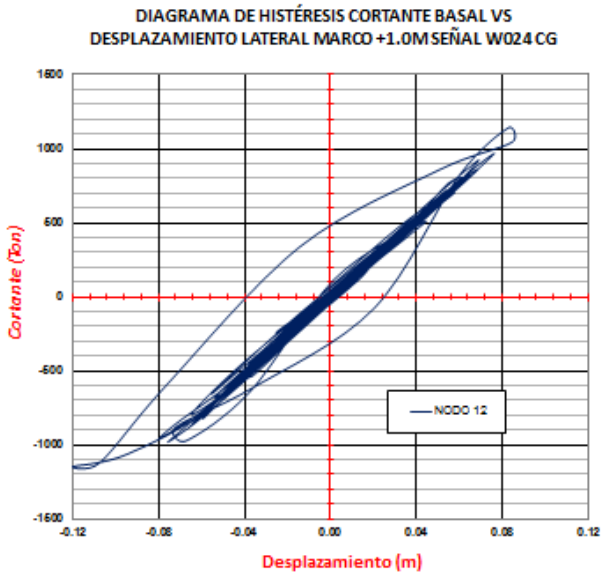


DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL VS
DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO +1.0M SEÑAL W024 CG
Cortante (Ton)
Desplazamiento (m)
NODO 12

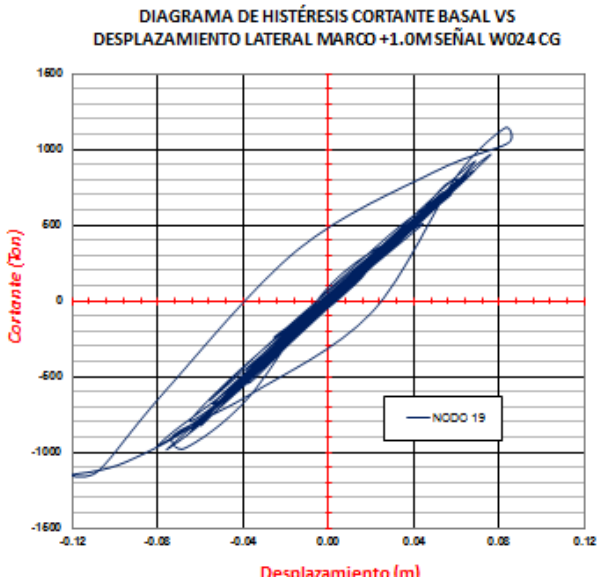


DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL VS
DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO +1.0M SEÑAL W024 CG
Cortante (Ton)
Desplazamiento (m)
NODO 19

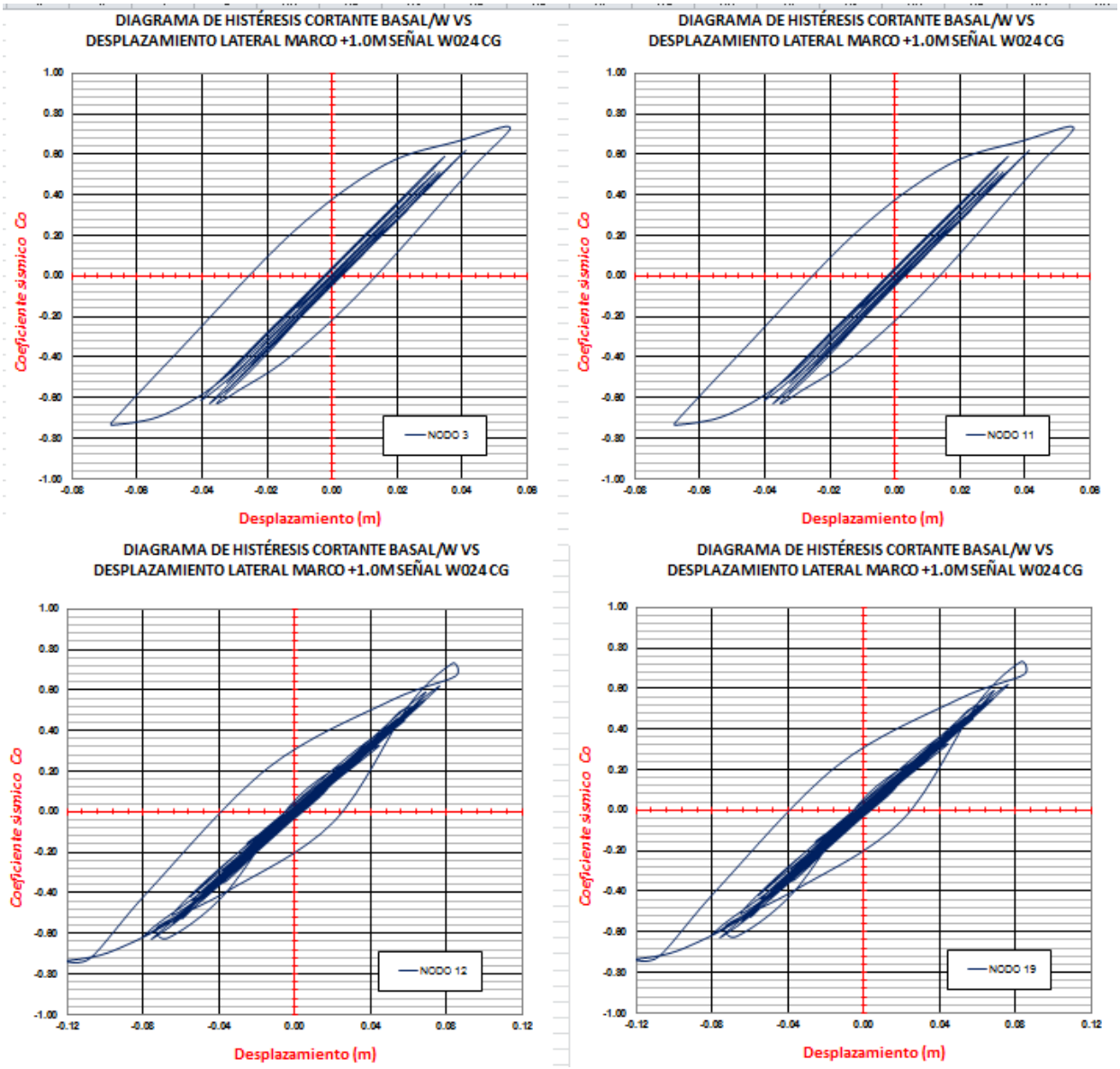


DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL/W VS DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO +1.0M SEÑAL W024 CG
Coeficiente sísmico Co
Desplazamiento (m)
NODO 3
DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL/W VS DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO +1.0M SEÑAL W024 CG
Coeficiente sísmico Co
Desplazamiento (m)
NODO 11
DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL/W VS DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO +1.0M SEÑAL W024 CG
Coeficiente sísmico Co
Desplazamiento (m)
NODO 12
DIAGRAMA DE HISTÉRESIS CORTANTE BASAL/W VS DESPLAZAMIENTO LATERAL MARCO +1.0M SEÑAL W024 CG
Coeficiente sísmico Co
Desplazamiento (m)
NODO 19

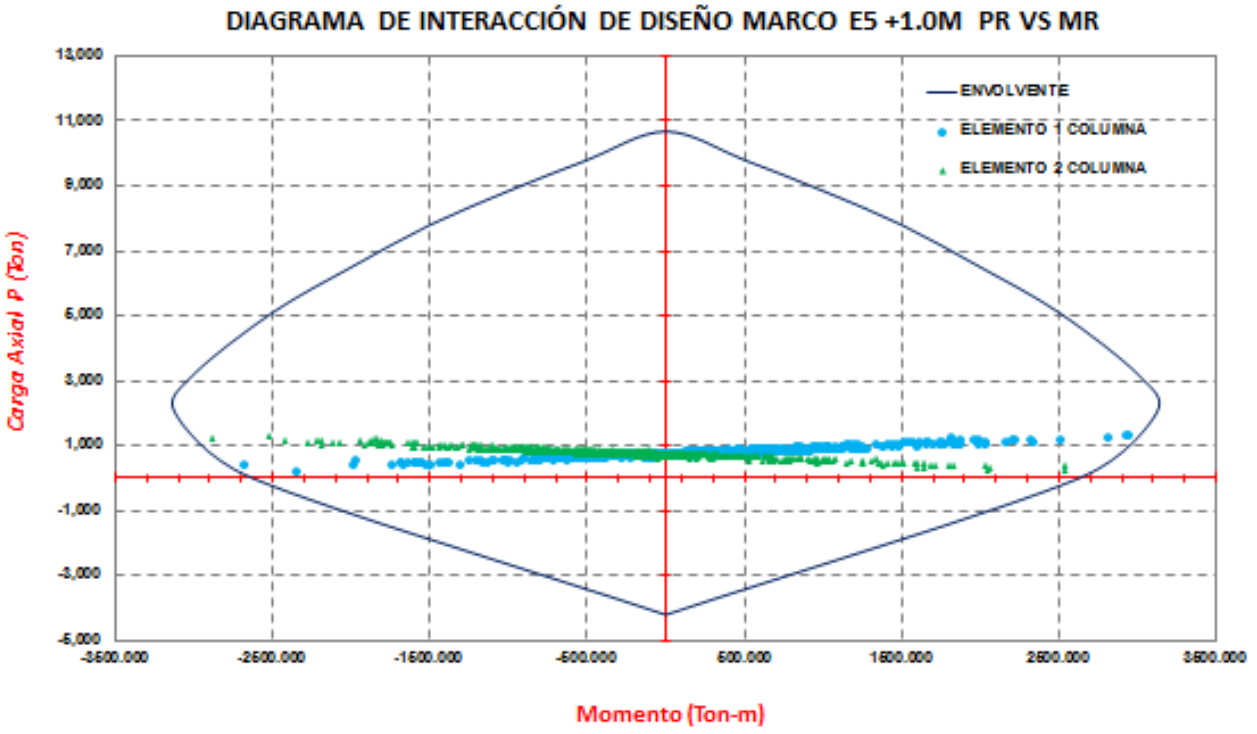


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE DISEÑO MARCO E5 +1.0M PR VS MR
ENVOLVENTE
ELEMENTO 1 COLUMNA
ELEMENTO 2 COLUMNA
Carga Axial P (Ton)
13,000
11,000
9,000
7,000
5,000
3,000
1,000
-1,000
-3,000
-5,000
-3600.000
-2600.000
-1600.000
-600.000
600.000
1600.000
2600.000
3600.000
Momento (Ton-m)

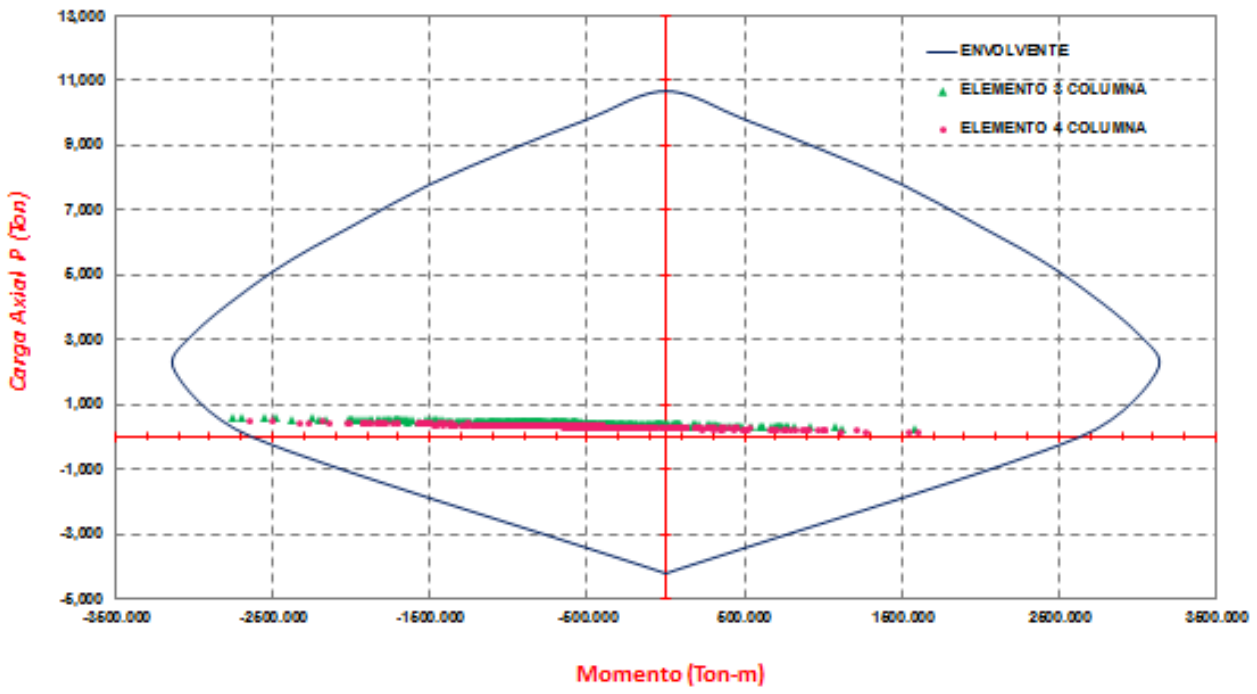


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE DISEÑO MARCO B17 +1.0M PR VS MR
ENVOLVENTE
ELEMENTO 3 COLUMNA
ELEMENTO 4 COLUMNA
Carga Axial P (Ton)
13,000
11,000
9,000
7,000
5,000
3,000
1,000
-1,000
-3,000
-5,000
-3600.000
-2600.000
-1600.000
-600.000
600.000
1600.000
2600.000
3600.000
Momento (Ton-m)

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE DISEÑO MARCO E5 +1.0M MR VS L

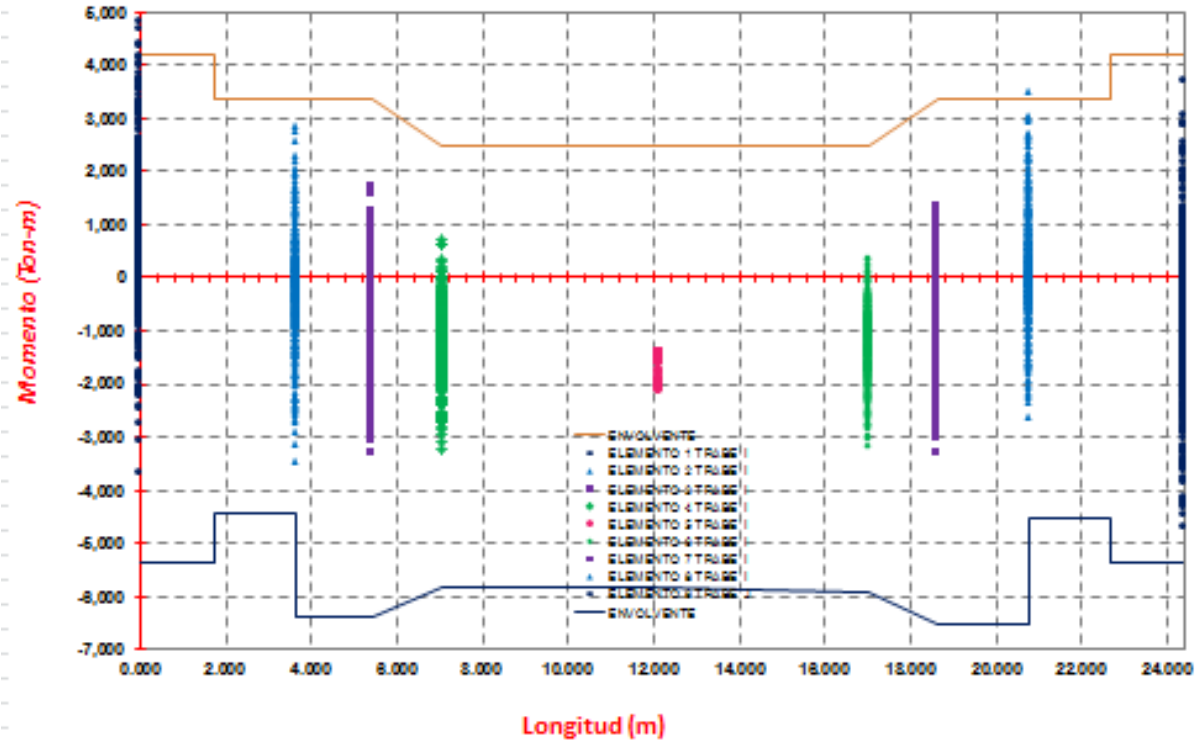
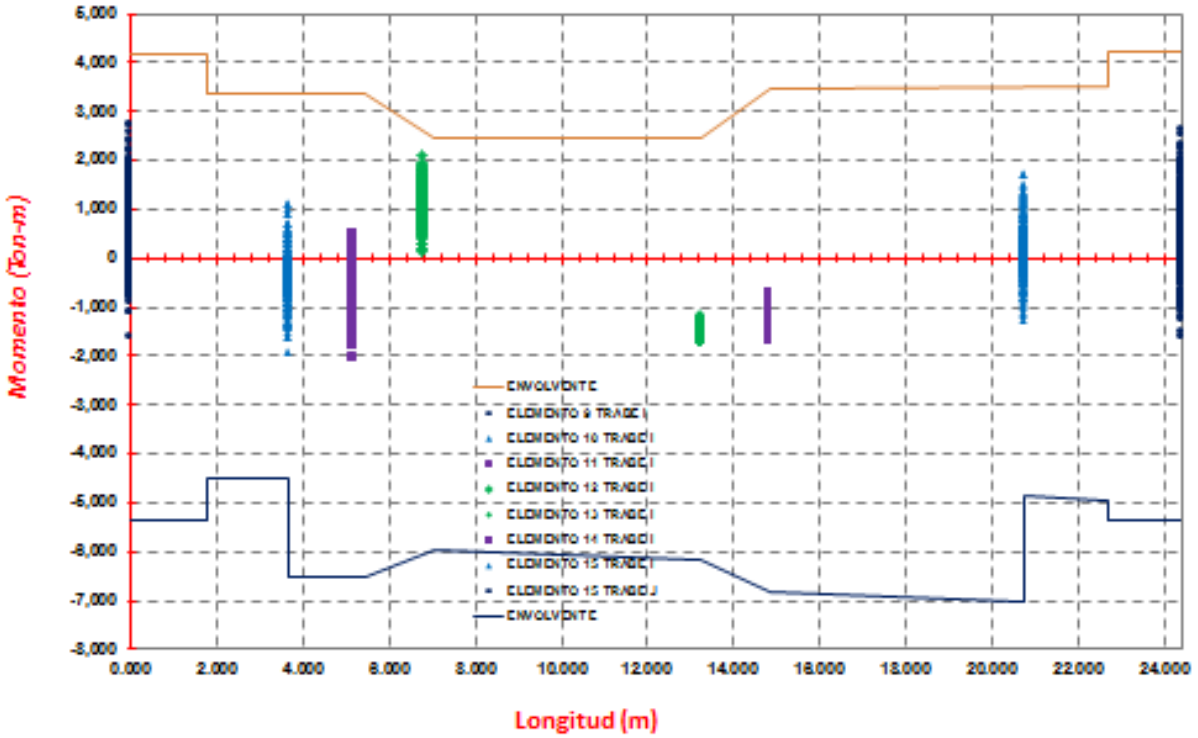


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE DISEÑO MARCO B17 +1.0M MR VS L



ANÁLISIS DE DAÑO

Para el estudio de estas estructuras se realizó un análisis no lineal paso a paso utilizando los 6 registros sísmicos simulados, los cuales se identifican por *UC44-W001*, *UC44-W012*, *UC44-W024*, *UC44-W063*, *UC44-W089* y *UC44-W090*, mostrados en la figura 12. Se obtienen los siguientes resultados.

Configuración de daño

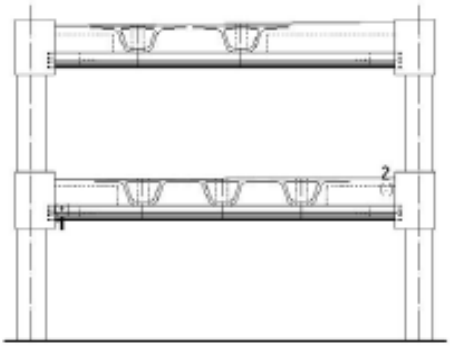
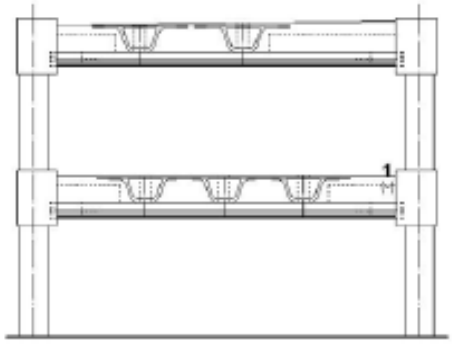
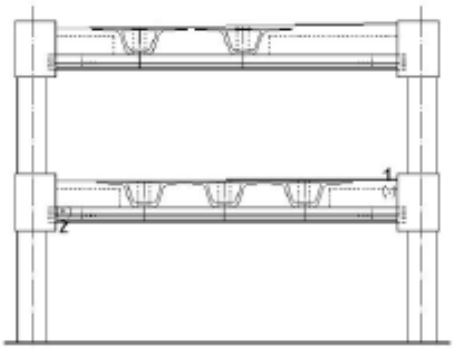
La configuración de daño muestra la localización de articulaciones plásticas, rotulas y la secuencia del daño. Los sismos al ser de fuente y origen distinto producen diferente daño a la misma estructura, estos daños se muestran en la figura 13.

Con el registro *UC44-W001* se obtuvo una configuración de daño como lo muestra en la figura 13 (a), la cual muestra en la primera fase una articulación en la base de la columna inferior derecha, para la segunda fase se forma otra articulación en la base de la columna inferior izquierda, finalmente en la tercera fase se forma una articulación en la parte superior del cabezal del primer nivel del lado derecho. La configuración final muestra tres articulaciones, dos en la base de las columnas y una en el cabezal del primer nivel.

Para el registro *UC44-W012* se obtuvo una configuración como lo muestra en la figura 13(b), la cual muestra la en la primera fase una articulación en la parte inferior del cabezal del primer nivel del lado izquierdo, en la segunda fase se forman articulaciones simultáneamente en la base de las columnas inferiores del lado izquierdo, finalmente en la tercera fase se forman tres articulaciones, dos en la base de la columnas inferiores del lado derecho provocando rotulas en las bases y la otra articulación se forma en la parte superior del cabezal inferior del lado izquierdo. La configuración final muestra 2 rotulas en la base de las columnas inferiores y dos articulaciones en los extremos del cabezal del primer nivel.

Para el registro *UC44-W024* se obtuvo una configuración como lo muestra en la figura 13 (c), la cual muestra en la primera fase una articulación en la parte superior del cabezal del primer nivel del lado izquierdo, la segunda fase se articula la base de la columna inferior del lado derecho, en la tercera fase se forman simultáneamente dos articulaciones una en la base de la columna inferior del lado izquierdo y la otra en la parte inferior del cabezal del primer nivel del lado izquierdo, posteriormente en la cuarta fase se forman simultáneamente dos articulaciones una en la base de la columna inferior derecha formando una rotula, la segunda en la parte superior de la columna superior izquierda, y finalmente se articula la parte superior de la columna inferior izquierda. La configuración final muestra una rotula en la base de la columna inferior derecha además de articulaciones en los extremos del cabezal del primer nivel así como en la columna superior e inferior.

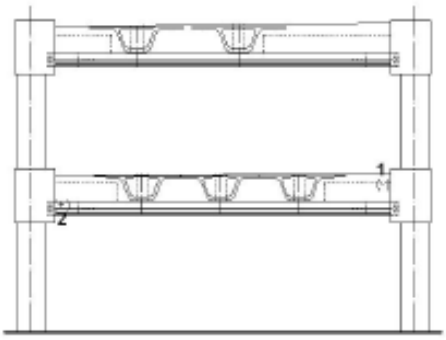
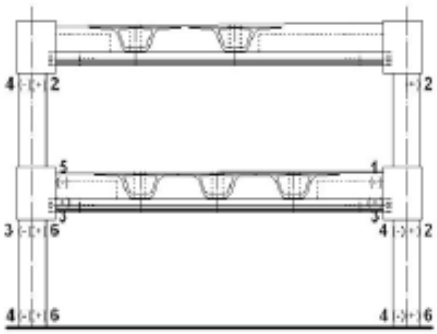
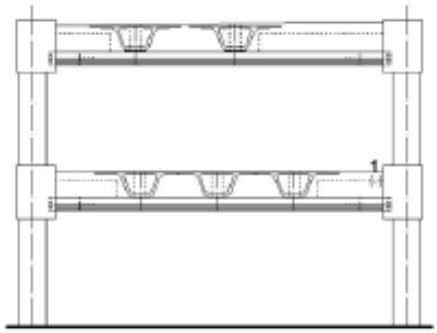
Configuración de daño para el caso del marco real

MARCO E5B17	
REGISTRO	**CONFIGURACIÓN**
W001	
W012	
W024	

Con el registro *UC44-W063* se obtuvo una configuración de daño como lo muestra en la figura 13 (d), la cual muestra en la primera fase una articulación en la parte superior del cabezal del primer nivel del lado derecho y para la segunda fase se forma otra articulación en la base de la columna inferior derecha. La configuración final muestra dos articulaciones, una en la base de las columnas y la una en el cabezal del primer nivel.

Para el registro *UC44-W089* se obtuvo una configuración como lo muestra en la figura 13 (e), la cual muestra en la primera fase una articulación en la parte inferior del cabezal del primer nivel del lado izquierdo, en la segunda fase se forma en la parte superior del cabezal del primer nivel del lado derecho, en la tercera fase se forman simultáneamente tres articulaciones, dos en la base de las columnas inferiores y en la parte superior de la columna superior derecha, posteriormente en la cuarta fase se forma dos articulaciones en la base de las columnas inferiores formando dos rotulas. La configuración final muestra 2 rotulas en la base de las columnas inferiores y, además articulaciones en los extremos del cabezal del primer nivel así como en la columna superior del lado izquierdo.

Para el registro *UC44-W090* se obtuvo una configuración como lo muestra en la figura 13 (f), la cual muestra la primera fase una articulación en la base de cada columna inferior y en la parte inferior del cabezal del primer nivel del lado izquierdo, la segunda fase se forman simultáneamente cinco articulaciones, dos en la base de las columnas inferiores produciendo rotulas y una en la parte superior de la columna inferior y columna superior derecha, y en la parte superior del cabezal del primer nivel del lado derecho, en la tercera fase se forma una articulación en la parte superior de la columna inferior izquierda, posteriormente en la cuarta fase se forma tres articulaciones una en la parte superior de la columna inferior derecha formando una rotula, la segunda en la parte superior de la columna superior izquierda y en la parte inferior del cabezal del primer nivel lado derecho formándose una rotula, y finalmente en la quita fase se articula la parte superior de la columna inferior izquierda formando se una rotula. La configuración final muestra 5 rotulas en los extremos de las columnas inferiores y en la trabe del primer nivel del lado derecho además, articulaciones en la trabe del primer nivel así como en las columnas superiores.

REGISTRO	CONFIGURACIÓN
W063	
W089	
W090