



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
UNIDAD PROFESIONAL ADOLFO LÓPEZ MATEOS**

SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES URBANOS Y VIADUCTOS DE CONCRETO DESPLANTADOS EN TERRENO COMPRESIBLE

T E S I S

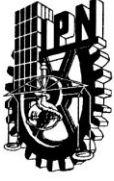
**PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL**

P R E S E N T A:
Lugo Espino Edgar

DIRECTOR DE TESIS:
DR. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez



MÉXICO D. F. JULIO 2012



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 26 del mes de junio 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:

“Comportamiento Estructural de Puentes Urbanos y Viaductos de Concreto Desplantados en terreno Compresible.”

Presentada por el alumno:

Lugo Espino Edgar
Apellido paterno Apellido materno Nombre(s)

Con registro:

A	1	0	0	2	7	6
---	---	---	---	---	---	---

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(a) de tesis

Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez

Dr. Esteban Flores Méndez

Dr. Norberto Domínguez Ramírez

Dr. Ramsés Rodríguez Rocha

Dr. Ernesto Pineda León

PRESIDENTE DEL COLEGIO DE PROFESORES



M. en C. Pino Durán Escamilla

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 **26** del mes **junio** del año **2012**, el que suscribe **Edgar Lugo Espino** alumno del Programa de **Maestría en Ingeniería Civil** con número de registro A100276, adscrito a la **Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Unidad Zacatenco**, manifiesta que es autor intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección del **Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez** y cede los derechos del trabajo intitulado **“Comportamiento de estructuras de puentes urbanos y viaductos de concreto desplantados en terreno compresible”**, 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 **edgar.lugo1@gmail.com**. Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.

Ing. Edgar Lugo Espino

RESUMEN

Puentes y viaductos urbanos son sometidos a fuerzas trascendentales durante grandes sismos, que puede causar importantes problemas estructurales, en algunos casos daños que puede llevar al colapso de la estructura, por ejemplo en los terremotos de Loma Prieta, Northridge, Kobe y Santiago de Chile. Por lo tanto, el estudio de los viaductos es de interés particular del comportamiento estructura, la respuesta, así como el diseño y mantenimiento del puente. Además, el transporte vehicular se ha incrementado en la ciudad de México en las últimas dos décadas, aumentando aun más problema de tráfico de la ciudad, como una alternativa para reducir este problema viaductos urbanos se han adoptado, lo que ha representado la concepción y diseño de complejos sistemas estructurales.

Por otra parte, considerando que la ciudad de México está situada en una zona de transición que amplifican la aceleración del suelo, afectando el desempeño de muchas estructuras, como los puentes urbanos, haciéndolos vulnerables a los daños en futuros terremotos, por esta razón es relevante evaluar la respuesta y comportamiento sísmico de este tipo de estructuras.

Por consiguiente esta tesis de maestría, se centra en estudiar el comportamiento y la respuesta estructural de puentes urbanos, que forman parte del sistema vial de la ciudad de México. Para llevar a cabo este estudio, se utilizaron marcos de concreto reforzado que pertenecen al viaducto de San Antonio, la estructura se encuentra desplantada en zona transición del valle de México. Para determinar la respuesta sísmica, se desarrollaron modelos numéricos 3D que toman en cuenta el comportamiento del material, las características geométricas de la estructura de concreto reforzado, el efecto de interacción suelo- estructura utilizando registros de aceleración.

Esta tesis fue desarrollada en dos fases: durante la primera parte, en los modelos numéricos se suponen que las columnas de los marcos RC se conectan a una base rígida. En la segunda fase, se consideró el efecto de interacción suelo-estructura, incorporando en el modelo una rigidez equivalente del suelo, a fin de representar las características del subsuelo del valle de México.

La estructura es analizada mediante análisis dinámico paso a paso, con registros de aceleración de sismos reales y sintéticos, registrados en la costa del Pacífico mexicano, para obtener las respuestas tiempo-historia. Finalmente, a partir de los resultados numéricos obtenidos del modelo con base rígida y flexible: las deformaciones totales inelásticas (distorsiones), desplazamientos y elementos mecánicos en los elementos, se comparan con las normas internacionales y nacionales (RCDF-NTC, CFE, IMT-SCT).

ABSTRACT

Bridges and viaducts are subjected to considerable forces during strong ground motions that might cause major structural failures, damage and, in some cases they can lead to the collapse of the structure; for example the Loma Prieta, Northridge, Kobe and Chile earthquakes. Therefore, the performance of the viaducts is a particular interest of the structural behavior, response, bridge design and retrofit.

In addition, the vehicular transport has increased in Mexico City in the last two decades and has caused an important traffic issue in the city. As an alternative to reduce this problem urban viaducts were adopted, although these types of structures represent complex structural systems.

Also, it must be considered that the city located within a seismic zone with soft soil, in which ground acceleration are amplified, affecting the performance of many structures, such as bridges, making them vulnerable to damage in future earthquakes, for this reason, it is relevant to evaluate their seismic response and prevent its collapse.

Then, this research is focused on the study of the structural behavior response of urban bridge and viaducts. For the structural analysis, RC frames that belong to the San Antonio viaduct were used; this structure is located in the soft soil zone of the Mexico valley. To determine the seismic response, the seismic simulation was done by numerical modeling with 3D non-linear analysis, considering :the geometrical and mechanical characteristics of the RC structure, as well as the soil-structure interaction effect using acceleration records during seismic events.

This study was developed in two phases; during the first one, the numerical models assumes that RC frames columns are connected to a rigid foundation. In the second, the soil-structure interaction effect is incorporated to the model by using an equivalent stiffness in order to represent the soil characteristics of the Mexico valley.

The structure is analyzed by a step-by-step dynamic analysis, with real and synthetic ground acceleration records registered in the Mexican Pacific coast, to get time-history data. Finally, from the numerical results obtained: the total inelastic deformations (drifts), the pattern failures and the sequential damage configuration in the structure, which are compared with current international and Mexican regulations.

Agradezco a dios por regalarme la dicha de estar vivo...

Dedico este trabajo
a mi madre
Ma.Teresa Espino Vázquez,
gracias por creer en mí y darme la vida,
a mis hermanos
Omar, Jonathan y Nayeli,
que siempre me dieron
su apoyo incondicionalmente,
a mis sobrinas
Frida y Mélany,
por ser mi inspiración
a mis amigos
que en todo momento
estuvieron presentes demostrándome
su apoyo, gracias.

Agradecimientos

A mi director de tesis el Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez, por su guía, consejos y todo el apoyo incondicional, que en todo momento me brindo. Al Dr. Esteban Flores Méndez y al Ing. Carlos Cortes Salas por el apoyo en el desarrollo de este trabajo, Agradezco al Jurado formado por el Dr. Ramsés Rodríguez Rocha, Dr. Norberto Domínguez Ramírez y al Dr. Ernesto Pineda León.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES URBANOS Y VIADUCTOS DE CONCRETO DESPLANTADOS EN TERRENO COMPRESIBLE

CONTENIDO GENERAL

	Pág.
RESUMEN	iv
ABSTRACT	v
CONTENIDO GENERAL	vii
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE FIGURAS	xvii
LISTA DE GRÁFICAS	xix
Capítulo I	
INTRODUCCIÓN A LOS PUENTES	5
I.1 DESCRIPCIÓN DEL TEMA	5
I.2 ANTECEDENTES	6
I.2.1 EVOLUCIÓN DE LOS PUENTES EN EL MUNDO	6
I.2.2 ANTECEDENTES DE LOS PUENTES EN MÉXICO	6
I.2.3 DAÑOS EN PUENTES URBANOS	10
I.3 OBJETIVO	12
I.4 JUSTIFICACIÓN	12
I.5 METAS	12
Capítulo II	
PUENTES URBANOS EN MÉXICO	15

II.1 INTRODUCCIÓN	15
II.2 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES EN PUENTES	16
II.2.1 CONFIGURACIÓN TIPO PÉNDULO INVERTIDO	16
II.2.2 CONFIGURACIÓN TIPO MARCO	18
II.2.3 CONFIGURACIÓN TIPO MARCO DE DOS NIVELES	20
II.3 ESTRUCTURAS CON BASE FLEXIBLE	21
II.3.1 FENÓMENO DE SUELO COMPRESIBLE	21
II.3.2 EFECTOS LOCALES DEL SUELO	22
II.3.3 EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	22
II.3.3.1 INTERACCIÓN INERCIAL	23
II.3.3.1.1 RIGIDÉZ ESTÁTICAS	24
II.3.3.2 INTERACCIÓN CINEMÁTICA	25
Capítulo III	
CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE EN ESTUDIO Y MODELOS NUMERICOS DE PUENTES TIPO MARCO	28
III.1 INTRODUCCIÓN AL MODELO DEL PUENTE	28
III.2 LOCALIZACIÓN DEL PUENTE	28
III.3 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	30
III.4 ELEMENTOS ESTRUCTURALES	34
III.4.1 COLUMNAS	34
III.4.2 CABEZALES	34
III.4.3 TRABES DE RIGIDEZ	35
III.5 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES	36

III.6 MODELO MECÁNICO BILINEAL	37
III.7 MODELO NUMÉRICO DE ANÁLISIS	38
III.7.1 MODELADO DE LOS ELEMENTOS	41
III.8 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA	44
III.9 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO Y REGISTROS SISMICOS UTILIZADOS	49
III.10. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO DONDE SE UBICA LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO	51
III.11. DETERMINACION DE LOS PERIODO Y AMORTIGUAMIENTO EFECTIVOS DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA DEL PUENTE	54
III.12. PERIODOS DE VIBRACIÓN Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DEL SISTEMA SUELO ESTRUCTURA.	56
III.13. ESTIMACION DE RIGIDECES DINÁMICAS EQUIVALENTES	58
Capítulo IV	
APLICACIONES Y RESULTADOS NUMÉRICOS	60
IV.1. VALIDACIÓN DEL MODELO	60
IV.2. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL	61
IV.2.1. MODELO CON BASE RÍGIDA	61
IV.2.1. MODELO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.	63
IV.3. ANÁLISIS EN LA HISTORIA DE TIEMPO	64
IV.3.1. RESULTADOS NUMÉRICOS DE LA ESTRUCTURA CON BASE RÍGIDA	64
IV.3.1.1 HISTORIAS DE CORTANTE Y COEFICIENTE SÍSMICO	64
IV.3.1.2 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS.	68
IV.3.1.3 DISTORSIONES.	73

IV.3.2.1 HISTORIAS DE CORTANTE Y COEFICIENTE SÍSMICO.	76
IV.3.2.2 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS.	79
IV.3.2.3 DISTORSIONES.	86
CONCLUSIONES	90
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92
Apéndice A	
TRATAMIENTO DE REGISTROS ACELEROGRAFICOS	96
Apéndice B	
VALIDACIÓN DEL MODELO	101
Anexo 1	
REGISTROS SÍSMICOS SINTÉTICOS EMPLEADOS.	103
Anexo 2	
HISTORIAS DE CORTANTE Y PSEUDO-COEFICIENTE SÍSMICO POR MARCO DESPLANTADOS EN BASE RÍGIDA.	105
Anexo 3	
HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES POR MARCO DESPLANTADOS EN BASE RÍGIDA.	109
Anexo 4	
HISTORIAS DE MOMENTO EN NODO 3 Y GRÁFICA DE MOMENTO _y vs ROTACIONES _z , POR MARCO DESPLANTADOS EN BASE RÍGIDA.	113
Anexo 5	
HISTORIAS DE CORTANTE Y PSEUDO-COEFICIENTE SÍSMICO POR MARCO DESPLANTADOS SUELO COMPRESIBLE.	117
Anexo 6	

HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES POR MARCO DESPLANTADOS EN SUELO COMPRESIBLE.	121
---	-----

Anexo 7

HISTORIAS DE MOMENTO EN NODO 3 Y GRÁFICA DE MOMENTO _y vs ROTACIONES _z , POR MARCO DESPLANTADOS EN SUELO COMPRESIBLE.	125
--	-----

Anexo 8

MODELO DEL SISTEMA COMPLETO	129
-----------------------------	-----

LISTA DE TABLAS

	Pág.
CAPÍTULO II	
TABLA 2.1. RIGIDECES ESTÁTICAS Y AMORTIGUAMIENTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PILOTES.	25
CAPÍTULO III	
TABLA 3.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.	39
TABLA 3.2. PARÁMETROS DE ISE DEL SUELO.	57
TABLA 3.3. PARÁMETROS DINÁMICOS DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO.	58
TABLA 3.4. PARÁMETROS DE ISE DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO	59
TABLA 3.5. PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DEL SISTEMA CON ISE.	60
TABLA 3.6. RIGIDECES EQUIVALENTES DEL SISTEMA CON ISE.	61
TABLA 3.7. RIGIDECES EQUIVALENTES DEL SISTEMA CON ISE.	61
CAPÍTULO IV	
TABLA 4.1. CONFIGURACIONES MODALES CON LA ESTRUCTURA CON BASE RÍGIDA.	62
TABLA 4.2. PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS SIMPLIFICADOS Y NUMÉRICOS DEL SISTEMA CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA PARA LOS SITIOS DE ESTUDIO.	64
TABLA 4.3. COEFICIENTES SÍSMICOS Y CORTANTES ESTÁTICOS.	65
TABLA 4.4. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS PARA LOS MARCOS E5-B17 Y E6-B18 PARA LA ESTRUCTURA DESPLANTADA EN BASE RÍGIDA.	69
TABLA 4.5. CORTANTES BASALES MÁXIMOS, PARA LOS MARCOS E5-B17 Y E6-B18 PARA LA ESTRUCTURA DESPLANTADA EN BASE RÍGIDA Y EL MODELO CON BASE FLEXIBLE.	78
TABLA 4.6. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS PARA LOS MARCOS E5-B17 Y E6-B18 EL MODELO CON CASE RÍGIDA Y BASE FLEXIBLE.	81
Apéndice B	
TABLA B.1. ACELEROGRÁMA DE SCT-1985.	102

LISTA DE FIGURAS

Núm.	Título	Pág.
CAPÍTULO I		
I.1.	PUENTE BELISARIO DOMÍNGUEZ.	7
I.2.	LOCALIZACIÓN DE LA LÍNEA DEL METRO.	8
I.3.	PUENTE TIPO MARCO DE CONCRETO.	9
I.4.	DISTRIBUIDOR SAN ANTONIO.	9
I.5.	DAÑO POR SISMO EN KOBE, JAPÓN 1995.	10
I.6.	PUENTE COLAPSADO EN KOBE, JAPÓN 1995.	10
I.7.	PUENTE EN CHILE FOTO 2010.	11
I.8.	PUENTE URBANO EN CHILE FOTO 2010.	11
CAPÍTULO II		
2.1.	(A) VIADUCTO BICENTENARIO, (B) CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DEL VIADUCTO BICENTENARIO.	17
2.2.	ESTACIÓN ROMERO RUBIO, LÍNEA B DEL METRO.	18
2.3.	(A) MARCO CON CABEZAL DEL TIPO RECTO, (B) MARCO CON CABEZAL DE SECCIÓN VARIABLE.	18
2.4.	SEGUNDO PISO DEL PERIFÉRICO, D.F.	19
2.5.	CONFIGURACIÓN TIPO MARCO DE 2 NIVELES.	20
2.6.	CONFIGURACIÓN TIPO MARCO DE 2 NIVELES.	21
2.7.	RESORTES Y AMORTIGUADORES EQUIVALENTES DEL SUELO.	23
2.8.	SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA COMPLETO.	27
CAPÍTULO III		
3.1.	TRAMOS DEL DISTRIBUIDOR SAN ANTONIO.	32
3.2.	UBICACIÓN DEL MARCO DE CONCRETO ANALIZADO.	32
3.3.	MARCOS DE CONCRETO DEL DISTRIBUIDOR SAN ANTONIO.	33
3.4.	GEOMETRÍA MARCO TRANSVERSAL E5-B17.	34
3.5.	GEOMETRÍA MARCO TRANSVERSAL E6-B18.	35
3.6.	GEOMETRÍA MARCO RIGIDEZ TR-NORTE.	35
3.7.	GEOMETRÍA MARCO RIGIDEZ TR-SUR.	35
3.8.	PLANTA DEL MODELO EN ESTUDIO DEL PRIMER NIVEL	36
3.9.	PLANTA DEL MODELO EN ESTUDIO DEL SEGUNDO NIVEL.	36
3.10.	COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO Y POSTENZADO.	37
3.11.	CABEZALES TIPO DE SECCIÓN VARIABLE.	37

3.12. TRABE DE RIGIDEZ SUPERIOR (A) Y TRABE DE RIGIDEZ INFERIOR (B).	38
3.13. MODELO SIMPLIFICADO DE CONCRETO.	40
3.14. MODELO DE ANÁLISIS CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA (SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE).	41
3.15. MODELADO MARCO TRANSVERSAL E5-B17.	41
3.16. MODELADO MARCO TRANSVERSAL E6-B18.	42
3.17. MODELADO MARCO TR-NORTE.	42
3.18. MODELADO MARCO TR-SUR.	43
3.19. GEOMETRÍA DEL ELEMENTO BEAM 188.	45
3.20. DIAGRAMA DE MOMENTO VS CARGA AXIAL EN LAS COLUMNAS.	45
3.21. SUPERFICIES DE FLUENCIA A LO LARGO DEL CABEZAL E5-B17.	46
3.22. SUPERFICIES DE FLUENCIA A LO LARGO DEL CABEZAL E6-B18.	47
3.23. SUPERFICIES DE FLUENCIA A LO LARGO DEL MARCO DE RIGIDEZ TR-NORTE.	48
3.24. SUPERFICIES DE FLUENCIA A LO LARGO DEL MARCO DE RIGIDEZ TR-SUR.	49
3.25. DEPOSITO ESTRATIFICADO HORIZONTALMENTE.	51
3.26. ESTRATO EQUIVALENTE.	51
3.27. SISTEMA EQUIVALENTE.	51
3.28. RIGIDEZ HORIZONTAL DEL SISTEMA EQUIVALENTE.	51
3.29. RIGIDEZ ANGULAR DEL SISTEMA EQUIVALENTE.	51
3.30. LOCALIZACIÓN DE ESTACIONES ACELEROGRÁFICOS.	52
3.31. ESPECTROS ELÁSTICOS DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS CERCANOS A LA ESTRUCTURA.	52
3.32. ESPECTROS ELÁSTICOS DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS SINTÉTICOS.	53
3.33. LOCALIZACIÓN DE LOS POZOS.	55
3.34. ESTRATIGRAFÍA GENERAL Y PERFILES DE VELOCIDADES PARA EL POZO NO.14.	55
3.35. PERIODO DEL SITIO EN LA ESTACIÓN ÁNGEL URRAZA.	56
3.36. PERIODO DEL SITIO EN LA ESTACIÓN ESPARZA Y OTEO.	56
3.37. PLANTA DE LA CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR SAN ANTONIO.	57
3.38. SECCIONES TIPO DE LA CIMENTACIÓN EN EL DISTRIBUIDOR SAN ANTONIO.	58

CAPÍTULO IV

4.1. MODELO NUMÉRICO DE ANÁLISIS EN 3D CON SUELO RÍGIDO.	61
4.2. MODELO NUMÉRICO DE ANÁLISIS EN 3D CON SUELO COMPRESIBLE.	61
4.3. CONFIGURACIONES MODALES CON BASE RÍGIDA.	62
4.4. CONFIGURACIONES MODALES CON EL SISTEMA DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.	63
4.5. UBICACIÓN DEL NODO 3.	70
4.6. DISTORSIONES POR ENTREPISO PARA UN MARCO.	73

4.7. UBICACIÓN DEL NODO 3.	83
-----------------------------------	-----------

APÉNDICE A

A.1. SEÑAL CON FILTRADA SIN MOVIMIENTO DE LÍNEA BASE.	96
A.2. SEÑAL SIN TRATAMIENTO Y MOVIMIENTO DE LÍNEA BASE.	97
A.3. SEÑAL DE LA ESTACIÓN SISMOLÓGICA DE SCT “ACELERACIONES”.	97
A.4. SEÑAL DE SCT EN FUNCIÓN DE LAS VELOCIDADES.	98
A.5. SEÑAL DE SCT EN FUNCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS.	98

APÉNDICE B

B.1. ACELEROGRÁMA DE SCT-1985.	101
B.2. MODELO NUMÉRICO DE ANÁLISIS EN 3D CON SUELO RÍGIDO EN ANSYS.	101
B.3. MODELO NUMÉRICO DE ANÁLISIS EN 3D CON SUELO RÍGIDO EN SAP-2000.	101
B.4. HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS EN EL SEGUNDO ENTREPISO.	102

LISTA DE GRAFICAS

Núm.	Titulo	Pág.
CAPÍTULO IV		
4.1.	HISTORIA DEL CORTANTE BASAL EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-089.	65
4.2.	(HCB), EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-024.	66
4.3.	(HCB), EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-001.	66
4.4.	(HCB), EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-063.	66
4.5.	HISTORIA DE PSEUDO-COEFICIENTE SÍSMICO EN EL MARCO E5-B17 CON LA SEÑAL UC44-012.	67
4.6.	(HP-CS), EN EL MARCO E6-B18 CON LA SEÑAL UC44-090.	67
4.7.	(HD), EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-089.	68
4.8.	(HD), EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-024.	68
4.9.	HISTORIA DE MOMENTOS _Y EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-024.	70
4.10.	DIAGRAMA DE HISTÉRESIS MOMENTO _Y VS ROTACIONES _Z , EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-024.	70
4.11.	HISTORIA DE MOMENTOS _Y EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-024.	71
4.12.	DIAGRAMA DE HISTÉRESIS MOMENTO _Y VS ROTACIONES _Z , EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-024.	71
4.13.	HISTORIA DE MOMENTOS _Y , EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-063.	72
4.14.	DIAGRAMA DE HISTÉRESIS MOMENTO _Y VS ROTACIONES _Z , EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-063.	72
4.15.	(HDE), EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-089.	74
4.16.	(HDE), EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-090.	74
4.17.	(HDE), EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-001.	75
4.18.	(HDE), EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-063.	75
4.19.	(HCB), EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-089.	76
4.20.	(HCB), EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-024.	76
4.21.	(HCB), EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-001.	77
4.22.	(HCB), EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-063.	77
4.23.	(HP-CS), EN EL MARCO E5-B17 CON LA SEÑAL UC44-012.	79
4.24.	(HP-CS), EN EL MARCO E6-B18 CON LA SEÑAL UC44-090.	79
4.25.	(HD), EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-089.	80
4.26.	(HD), EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-024.	80
4.27.	(HD), EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-001.	82
4.28.	(HD), EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-063	82

4.29. HISTORIA DE MOMENTOS _Y EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-024 CON BASE FLEXIBLE.	83
4.30. CURVA DE HISTÉRESIS MOMENTO _Y VS ROTACIONES _Z , EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-024 CON BASE FLEXIBLE.	84
4.31. HISTORIA DE MOMENTOS _Y EN EL MARCO E6-B17 SEÑAL UC44-089 CON BASE FLEXIBLE.	84
4.32. DIAGRAMA DE HISTÉRESIS MOMENTO _Y VS ROTACIONES _Z , EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-089 CON BASE FLEXIBLE.	85
4.33. HISTORIA DE MOMENTOS _Y EN EL MARCO E6-B17 SEÑAL UC44-063 CON BASE FLEXIBLE.	85
4.34. DIAGRAMA DE HISTÉRESIS MOMENTO _Y VS ROTACIONES _Z , EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-063 CON BASE FLEXIBLE.	86
4.35. HISTORIA DE DISTORSIONES DE ENTREPISO EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-012.	86
4.36. HISTORIA DE DISTORSIONES DE ENTREPISO, EN EL MARCO E6-B17 SEÑAL UC44-024.	87
4.37. HISTORIA DE DISTORSIONES DE ENTREPISO EN EL MARCO E6-B18 SEÑAL UC44-012.	87
4.38. HISTORIA DE DISTORSIONES DE ENTREPISO, EN EL MARCO E5-B18 SEÑAL UC44-024	88
4.39. HISTORIA DE DISTORSIONES DE ENTREPISO EN EL MARCO E5-B17 SEÑAL UC44-001.	88
4.40. HISTORIA DE DISTORSIONES DE ENTREPISO, EN EL MARCO E6-B17 SEÑAL UC44-063.	89

SIMBOLOGÍA

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ANSYS	Finite Element Analysis Software
p_i	Presión interna
p_e	Presión externa
RCDF 2004	Reglamento de construcciones del Distrito Federal del 2004
T	Fuerza axial
M	Momento flexionante
σ_θ	Esfuerzo tangencial
σ_L	Esfuerzo longitudinal
K_m^O	Rigidez estática
k_m	Coeficientes de rigidez
(η_m)	Frecuencia normalizada
ζ_s	Amortiguamiento material del suelo
R_m	Es el radio de un círculo equivalente a la superficie de desplante de la cimentación
A	Área de la superficie neta de cimentación
I	Momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación
β_s	Es la velocidad de ondas de cortante del suelo
ω	Frecuencia fundamental
Q_h	Funciones de transferencia para la traslación
Q_r	Funciones de transferencia para la rotación
U_e	Vector de desplazamientos de la estructura relativos a su base.
U_c	Desplazamiento de la base relativo al movimiento efectivo de traslación
Φ_c	Rotación de la base relativa al movimiento efectivo
$[M_e]$	Matrices de masa
$[C_e]$	Matrices de amortiguamiento
$[K_e]$	Matrices de rigidez de rotación
V_0	Cortante en la base de la estructura
M_0	Momento de volteo en la base de la cimentación.

Capítulo I

INTRODUCCIÓN A LOS PUENTES

- I.1 Descripción del tema
- I.2 Antecedentes
- I.3 Objetivo
- I.4 Justificación
- I.5 Metas

Capítulo I

INTRODUCCIÓN A LOS PUENTES

I.1 DESCRIPCIÓN DEL TEMA

Los estudios e investigaciones que se han venido desarrollando durante las últimas dos décadas para el diseño de puentes, han experimentado cambios importantes en criterios y especificaciones, debido los daños sufridos por sismos.

Fallas estructurales en puentes y viaductos durante temblores fuertes pasados recientemente, causaron un daño importante durante los sismos de Loma Prieta, Northridge, Kobe y el más reciente sucedido en Santiago de Chile, se ha podido observar que estos comportamientos no deseados se deben principalmente a deficiencias en el criterio de diseño empleado, y además a otros factores tales como: la falta de cuidado en el detallado como juntas y uniones que son zonas que requieren desarrollar grandes ductilidades, así como, consideraciones simplistas en el desplante de estructuras, entre otros [Sánchez, 2003].

Por otra parte, la ciudad de México ha tenido un creciente aumento de su parque vehicular y esto deriva en acentuar grandes problemas de tráfico, por lo que surge la necesidad de crear mayor infraestructura para el transporte con el objetivo de dar solución a los problemas viales. Como una alternativa se ha optado la construcción de puentes y distribuidores viales formados por marcos de concreto que representan sistemas estructurales complejos utilizados en zonas de alta sismicidad, pues restringen los desplazamientos significativamente.

Por consiguiente este trabajo se centra en el estudio del comportamiento estructural y la respuesta de puentes urbanos tipo marco de concreto reforzado, perteneciente al distribuidor San Antonio, desplantados sobre suelo de transición de la ciudad de México. Los métodos y procedimientos utilizados para determinar la respuesta estructural en edificios ha sido ampliamente desarrollados, pero en lo que respecta a los puentes, estos tienen diferentes formas de estructuración así como sus propiedades mecánicas son completamente diferentes [Sánchez, 2003].

I.2 ANTECEDENTES

I.2.1 EVOLUCIÓN DE LOS PUENTES EN EL MUNDO

Conocido desde la antigüedad, el puente se presentó en sus inicios como una construcción de madera. Herodoto describe la construcción de un puente de barcas por los soldados del rey Jerjes, y también se refiere a un gran puente construido en tiempo de Nabucodonosor, que, atravesando el Éufrates, unía las dos partes de Babilonia, con una longitud de más de 900 m. Los puentes más antiguos de piedra fueron construidos por los egipcios del Imperio Antiguo (a.c - 2500). Los romanos fueron grandes constructores de puentes, que asimilaron las técnicas de los etruscos y las desarrollaron posteriormente con magníficos resultados, según muestran los múltiples puentes que desafiando el paso del tiempo han llegado hasta la actualidad, algunos de ellos en servicio todavía. Los puentes romanos más antiguos estaban construidos de madera, como el famoso Sublicio, citado por Horacio Coclite. Posteriormente adoptaron el empleo de piedras y grandes sillares, como en el puente construido en el año 104 sobre el Danubio, por Apolodoro de Damasco. Las técnicas constructivas fueron perfeccionándose, se adoptaron el mortero y la bóveda y se mejoró el sistema de cimentación de las pilas [FHWA ,1999].

Los romanos desarrollaron la cimentación bajo el agua mediante cajones de madera de dobles paredes, llenos de concreto, o con gruesos bloques paralelepípedicos. En los puentes de más de una arcada recurrían a estrechar las vías de agua mediante pilotes muy gruesos o represas. Los pilares estaban formados por grandes bloques, que producían una disminución de la luz de los vanos, lo que era causa de hundimientos debido al aumento de la velocidad del agua. La luz de los arcos en general era inferior a 20 m, si bien destacan algunos sobre esta distancia, como el puente de Alcántara (Cáceres, España), con 28,6 m, y el puente Augusto, en Narni (Italia), con 42 m; este último es el de mayor luz de los conocidos [FHWA,1999].

I.2.2 ANTECEDENTES DE LOS PUENTES EN MEXICO

Un gran desarrollo tecnológico que logro la evolución de los puentes en México fue la utilización de concreto reforzado, empezaron a construirse estructuras complejas con este material. Al principio, únicamente losas planas de 10 m de claro máximo y, posteriormente, losas sobre varias nervaduras hasta de 15 m de claro. Para claros mayores se seguía recurriendo al acero estructural [Flores, 1990].

Sin embargo, pronto se observo que el concreto era un material mucho más económico que el acero, porque se fabricaba al pie de la obra con elementos locales. La Secretaria de Comunicaciones y transportes (SCT) fue pionera en México en la instalación de laboratorios para el control de calidad de los materiales de la construcción y para la implantación de las normas correspondientes. El

desarrollo de esta tecnología permitió obtener concretos de mayor resistencia y de mayor confiabilidad [Flores, 1990].

Lo anterior, favoreció la construcción de grandes puentes de concreto reforzado, como el arco del puente Belisario Domínguez, como se muestra en la figura 1.1, sustituyendo el puente colgante sobre el río Grijalva, en Chiapas, en el año de 1954 [Flores, 1990].



Figura 1.1. Puente Belisario Domínguez.

Al observarse la gran influencia que los moldes tenían en el precio unitario del concreto surgió la superestructura de solo dos nervios, innovación nacional respecto a la práctica de la época.

Aunque la idea del concreto presforzado es muy antigua, no pudo materializarse en las obras de ingeniería civil mientras no se desarrollaron los concretos y aceros de alta resistencia que, por una parte, permitían la aplicación de grandes fuerzas externas y, por la otra, reducían las pérdidas que esas fuerzas experimentaban, como consecuencia de las deformaciones diferidas [Flores, 1990].

La aplicación del concreto presforzado a los puentes se da, por primera vez, en Europa, al término de la segunda guerra mundial y se ve impulsada en ese continente, por la necesidad de reconstruir numerosos puentes destruidos por la guerra.

Pocos años después, en 1957, se construyó el puente sobre el río Tuxpan, en el acceso al puerto del mismo nombre, en el estado de Veracruz que constituye otra primicia de la ingeniería mexicana en el continente americano, ya que fue la primera obra de América latina en que se aplicó el sistema de dovelas en doble voladizo. El puente tiene un claro de 92 m y es de tipo Gerber, con articulaciones metálicas al centro de los claros. El concreto se presforzó con barras de acero redondo y, durante la construcción, se tuvieron diversos problemas por la falta de

experiencia en este sistema de construcción, al grado que para la primera dovela en voladizo se requirieron 45 días, en tanto que, para las ultimas, el tiempo se acorto a 10 días.

Los primeros trabajo de puentes urbanos de concreto tipo marco, aplicados a la ciudad de México fueron utilizados para la línea 9 del metro, el tramo comprende de Pantitlán a Tacubaya con un recorrido de 4.62 Km, en la estación velódromo se utilizó la configuración tipo marco como apoyo de la estructura, siendo de las primeras estructuras utilizada en suelo compresible, ver figura 1.2 que muestra el recorrido de la línea 9.



Figura 1.2. Localización del la línea 9 del metro.

La configuración de la estructura es de un tipo marco de concreto reforzado, sirve como base para la vía del metro, este fue construido en el año 1984, mostrando un buen funcionamiento ante el sismo de 1985, un año después de ser construido.

Se observa que la estructura, fue un hibrido entre configuraciones tipo péndulo y marcos de concreto, y la estructura de las estaciones se adopto la configuración de marcos de concreto.



Figura 1.3. Puente tipo marco de concreto.

Uno de los proyectos más recientes utilizados en puentes urbanos de concreto desplantados en suelo compresible de la ciudad de México, es el distribuidor vial San Antonio, se encuentra ubicado en el eje 5 sur (Av. San Antonio) y Av. Patriotismo, donde la configuración es tipo marco de concreto de dos niveles, con una longitud entre los apoyos de aproximadamente 26 metros, mostrado en la figura 1.4.



Figura 1.4. Distribuidor San Antonio

I.2.3 DAÑOS EN PUENTES URBANOS

Afortunadamente en la Ciudad de México no se ha presentado problemas ó fallas de puentes ocasionados por sismos. Un ejemplo de daños a estructuras muy fuertes en puentes vehiculares como lo que sucedió en Kobe ver figura 1.5 (a), Japón el 17 de abril de 1995 con una magnitud de 6.9 y 7.3 escala de Richter, dejando cuantiosos daños materiales como se muestra en la figura 1.5 (b), podemos ver en la figura 1.6, donde se observa un excesivo refuerzo en las columnas y su configuración es del tipo péndulo invertido.



(a)

(b)

Foto 1.5. Daños por sismo en Kobe, Japón 1995.



Foto 1.6. Puente colapsado en Kobe, Japón 1995.

Por otra parte, uno de los más recientes sismos que causo daños de gran impacto en puentes vehiculares sucedió en Chile en el año 2010, se registro un sismo con un magnitud de 8.8 en la escala de Richter.

Varios puentes de este país sufrieron los efectos de este terremoto como se muestra en la figura 1.7, donde se observa que el colapso del puente que conecta el sur con el norte de Chile.



Foto 1.7. Puente en Chile foto 2010.

Puentes vehiculares importantes de la Ciudad de Santiago, se derrumbaron dejando paralizada la economía del país, como se muestra en la figura 1.8, el puente vehicular estaba formado por columnas circulares de concreto reforzado, en la parte de la superestructura y fallas en sus estribos del puente provocaron en colapso de la estructura.



Foto 1.8. Puente urbano en Chile foto 2010.

Realizar un buen estudio y tomando en cuenta los anteriores daños en puentes vehiculares, puede llevar a criterios que nos ayuden a un buen análisis y diseño para de este tipo estructuras, además de tomar en cuenta la influencia de la interacción suelo estructura con el fin de estimar la respuesta inelástica de este tipo de puentes.

I.3 OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es estudiar el comportamiento estructural de puentes urbanos tipo marco de concreto de dos niveles desplantados en suelo firme y compresible (zona II de transición), mediante análisis numérico, considerando el efecto de interacción suelo estructura con el fin de estimar la respuesta inelástica ante solicitaciones sísmicas.

I.4 JUSTIFICACIÓN

Dado al creciente aumento en el parque vehicular en México surge la necesidad crear infraestructura que de solución a problemas viales, además del reducido espacio para la construcción de nuevos puentes urbanos, como una alternativa a la solución problema se adoptaron sistemas de puentes y distribuidores viales elevados formados por marcos de concreto.

Cabe mencionar, que las nuevas tecnologías van de la mano con los métodos de análisis, diseño y mantenimiento de puentes debido a los sismos registrados en las a partir de las 3 últimas décadas.

Consecuentemente, fallas presentadas en los viaductos y puentes, se ha podido observar que estos comportamientos no deseados se deben principalmente a deficiencias en el criterio de diseño empleado, ponen en riesgo la vida de muchas personas, como ejemplo el sismo de Chile (2009) colapsando por completo sus vías de comunicación, los puentes fueron devastados y destrozados, frenando su desarrollo económico.

Por otra parte en México no se cuenta con un reglamento propio en puentes que unifiquen criterios para el análisis y diseño, usualmente se utilizan las especificaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT y el manual de obras civiles de CFE-2008, además de adecuar la normatividad aplicada en edificios, empleando normas internacionales, por lo regular se emplea las normas Estadounidenses (AASHTO y Caltrans).

Así mismo, la importancia de considerar la flexibilidad del suelo, la interacción suelo-estructura modifica los parámetros dinámicos (periodos de vibración, amortiguamientos efectivos del sistema en conjunto).

I.5 METAS

Para la elaboración de esta tesis se consideran las siguientes metas:

- Realizar la búsqueda bibliográfica especializada y trabajar en el modelado numérico de estructuras de puentes urbanos tipo marco de dos niveles.

- Establecer los modelos teóricos de análisis de puentes urbanos tipo marco, de concreto reforzado, empleando métodos establecidos por el manual de obras civiles de CFE-2008, para un análisis de interacción suelo-estructura.
- Desarrollar modelos numéricos de análisis en 3D, que consideren las características geométricas y mecánicas de las estructuras, tomando en cuenta la no linealidad geométrica de los materiales, empleando el método de los elementos finitos.
- Efectuar análisis dinámicos paso a paso con registros de aceleraciones reales y sintéticos, ocurridos en la costa del pacifico de México.

Capítulo II

PUENTES URBANOS EN MÉXICO

- II.1 Introducción
- II.2 Configuraciones estructurales
- II.3 Estructuras con base flexible

Capítulo II

PUENTES URBANOS EN MÉXICO

II.1 INTRODUCCIÓN

Los puentes como parte de las líneas vitales, que constituyen los sistemas de transporte son generadores del desarrollo económico de país ó región y actualmente con el incremento vehicular en nuestro país se ha visto la necesidad de dar atención a los sistemas de transporte. Por lo que en los últimos años ha crecido el interés por estudiar el comportamiento sísmico de los viaductos y puentes urbanos de concreto.

Por otro lado, los puentes carreteros son estructuras flexibles regularmente son usados para salvar obstáculos, sin embargo, los puentes urbanos son estructuras rígidas que se emplean para distribuir el flujo vehicular sobre avenidas primarias para disminuir el tráfico en las ciudades, además del traslado de grandes distancias, los puentes tienen diferentes configuraciones que dependen de las condiciones geométricas, la infraestructura y el ambiente urbano de la ciudad.

En consecuencia, así los puentes a diferencia de las construcciones urbanas dan la impresión de ser estructuras simples, debido a una poca o nula redundancia estructural, por lo que ante un evento sísmico de consideración, la falla que podría presentarse se generaría el colapso de la estructura.

En lo que respecta al comportamiento estructural, los puentes urbanos dependen del tipo de configuraciones estructurales, del detallado de los elementos, de los materiales y de las condiciones de suelo. Con base en lo anterior, los viaductos elevados en la ciudad de México que han sido construidos en los últimos años, presenta una configuración tipo marco, pues restringen de forma importante los desplazamientos laterales producido por excitaciones sísmicas importantes. Debido a esto es necesario poner especial atención a los puentes urbanos construidos en zonas de alta sismicidad [Sánchez y Cruz, 2006].

Y dado que el suelo de la ciudad de México está conformado por arcillas blandas de alta compresibilidad, los efectos de interacción suelo estructura tiene gran importancia para la respuesta dinámica de los puentes, desplazados ahí.

II.2 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES EN PUENTES

Se ha visto que el daño sísmico en los puentes es producido principalmente por las deformaciones laterales excesivas. En consecuencia, una estimación adecuada de los desplazamientos en el intervalo no-lineal es recomendable para el diseño y el buen comportamiento de este tipo de estructuras.

Por lo tanto, en esta tesis sobre puentes urbanos tipo marco, se tomó en cuenta factores que influyen en el comportamiento sísmico de este tipo de estructura, los cuales son:

- 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.
- El efecto de la interacción suelo - estructura. La interacción dinámica suelo – estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante sollicitaciones dinámicas (alargando el periodo en la estructura). Por tanto, la interacción suelo - estructura modifica esencialmente los parámetros dinámicos de la estructura (periodo de vibración y amortiguamiento), así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación [Sánchez, 2002].

Los puentes se diseñan en gran medida para librar un obstáculo ó alguna interferencia como avenidas, vialidades principales y secundarias, ríos, vías de ferrocarril, instalaciones de gas, instalaciones telefónicas, y además de considerar las características del suelo, sobre las que se desplantará la estructura.

II.2.1 CONFIGURACIÓN TIPO PÉNDULO INVERTIDO

Esta configuración estructural se conforma por la subestructura mediante una columna aislada, cimentada en una zapata, la cual esta desplantada en pilas. La superestructura está formada por una o dos traveses tipo cajón presforzadas, están apoyadas en las columnas, como se muestra en la figura 2.1(a). En la dirección longitudinal se forma un marco ó bent con una trabe central tipo cajón preesforzada, que se apoya en los extremos, con un fijo y el otro móvil para tener continuidad isostática.

Las ventajas de este sistema estructural tipo péndulo es que se pueden ubicar tomando el menor espacio en el ancho de vía, así como, el periodo natural de vibración es diferente, transversa y longitudinalmente, por lo 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 [Cruz, 2008].

Esta configuración estructural es utilizada en la segunda etapa de los segundos pisos del periférico, situado al sur de la ciudad de México, como se muestra en la siguiente figura 2.1.



Figura 2.1. (a) Configuración tipo péndulo, (b) configuración estructural del segundo piso de periférico.

Las desventajas de utilizar este sistema estructural tipo árbol son: una conexión monolítica columna-superestructura, los momentos de diseño sísmico transversales, serán mayores que los momentos longitudinales, y los momentos inducidos en la columna serán mayores que los de una configuración con múltiples columnas tipo marco, simultáneamente, los desplazamientos de la superestructura serán mayores que los de una configuración con múltiples columnas tipo marco, y la columna con base rígida genera momentos significativos de volteo, que son transferidos a la cimentación de la estructura [Priestley et al., 1996].

Este tipo de configuración estructural tipo péndulo invertido en la ciudad de México ya se ha venido implementando, para las líneas B del metro en los tramos de las estaciones San Lázaro hasta Oceanía, ver figura 2.2.



Figura 2.2. Estación Romero Rubio, línea B del metro.

II.2.2 CONFIGURACIÓN TIPO MARCO

Esta configuración consiste en dos columnas cada una sobre una zapata, las cuales se desplantan en pilas; sobre las columnas se coloca un cabezal, formando un marco en la dirección transversal. Este tipo de configuración puede tener un cabezal recto con una trabe de rigidez respectivamente, ó un cabezal con sección variable sin la trabe de rigidez, ver figura 2.3, respectivamente.

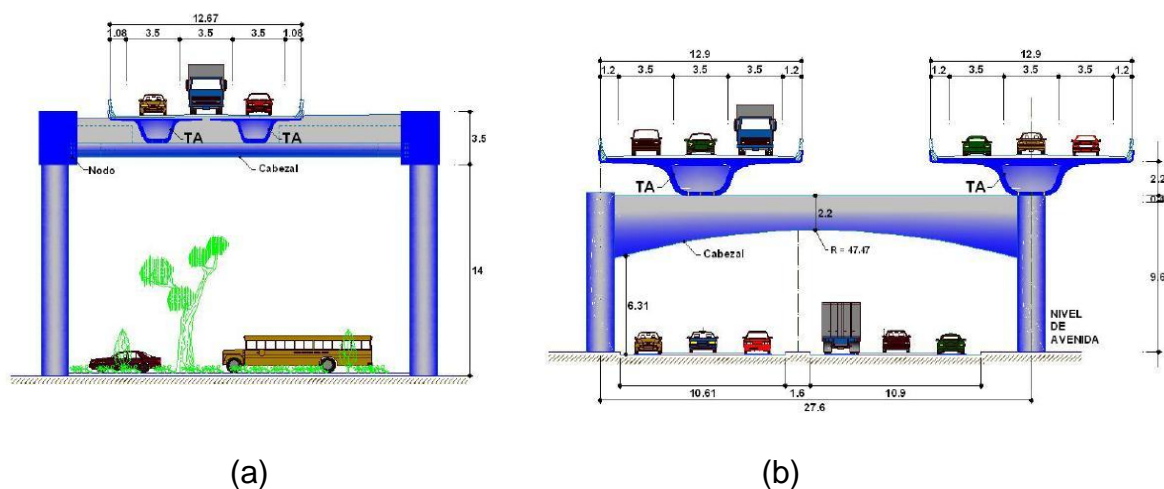


Figura 2.3. (a) Marco con cabezal del tipo recto, (b) marco con cabezal de sección variable.

Las ventajas del sistema estructural tipo marco, es que proporcionan un comportamiento más eficiente con respecto la configuración tipo péndulo invertido, reduciendo de los desplazamientos máximos producidos por una excitación sísmica, además, si las bases de las columnas están empotradas a la cimentación de la estructura los momentos inducidos a las columnas serán significativamente menores que para la configuración de columnas individuales tipo péndulo invertido, sin embargo, tener mayor numero de columnas en la superestructura

aumenta la redundancia estructural, además, las fuerzas de cortante en la cimentación pueden ser reducidas si existe una articulación en la base de las columnas, por lo que resulta en un incremento en los momentos de las columnas.

Como resultado de la configuración estructural teniendo mayores redundancias, la seguridad proporcionada por el desempeño satisfactorio de una articulación plástica crítica, así como, los desplazamientos serán menores comparados con la configuración tipo péndulo invertido y una mejor distribución de momentos, en la unión superior de la columna con la superestructura, es posible para conexiones monolíticas, respectó a las otras configuraciones de la columna individual tipo péndulo invertido.

Sin embargo las desventajas que puede presentar este tipo de configuraciones estructurales tipo marco es, si la superestructura tiene una conexión apoyada como se muestra en la figura 2.3 (b), los momentos de diseño serán mayores longitudinalmente que transversalmente, y las articulaciones plásticas en las regiones críticas no se desarrollan simultáneamente, como una consecuencia en las variaciones de la carga axial y la influencia de la rigidez en los extremos continuos, de la trabe de apoyo(cabezal). Tal demanda de ductilidad en las columnas excederán aquellas, de la estructura completa, como consecuencia de la flexibilidad de las traveses de apoyo [Cruz, 2008].



Figura 2.4. Segundo piso del periférico, D.F.

En la figura 2.4 podemos observar la configuración tipo marco formada por una trabe cabezal con sección variable utilizada para los segundos pisos del periférico en el distrito federal.

II.2.3 CONFIGURACIÓN TIPO MARCO DE DOS NIVELES

En los últimos 30 años, se ha observado una tendencia en la construcción de puentes urbanos conformados por marcos de concreto reforzados de dos niveles, lo cual ha representado una alternativa para resolver los problemas de tráfico, como en la Ciudad de México, debido a la falta de espacio en las vialidades.

Este tipo de configuración estructural cuenta con dos niveles de vialidad más el nivel de la avenida, conformada por cuatro zapatas aisladas apoyadas en pilas, sobre cada zapata se desplanta una columna, el sistema de apoyo esta armado por dos marcos de rigidez longitudinales y por dos marcos portantes, en la dirección transversal que recibe las traveses tipo cajón centrales, como se muestra en las figuras 2.5 Y 2.6 respectivamente. En los cabezales de ambos niveles están embebidas unas traveses centrales tipo cajón presforzadas.

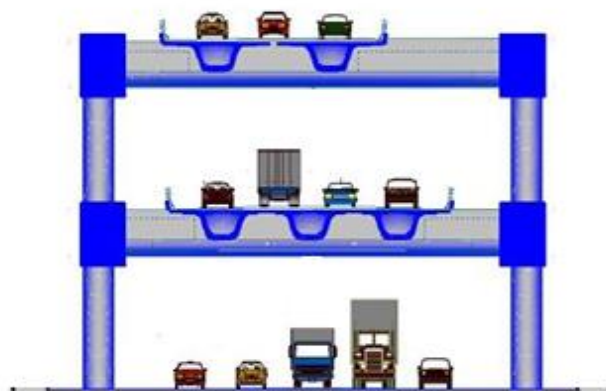


Figura 2.5. Configuración tipo marco de 2 niveles.

Los grados desplazamientos laterales de los marcos y los momentos de diseño de columnas, se puede reducir con la unión de las columnas por medio de una o más traveses de rigidez y resistencia en ambas direcciones transversal y longitudinal. Con esta configuración es sencillo proporcionar una conexión apoyada en la superestructura, con un diafragma rígido conectado en la parte superior de las columnas [Cruz, 2008].

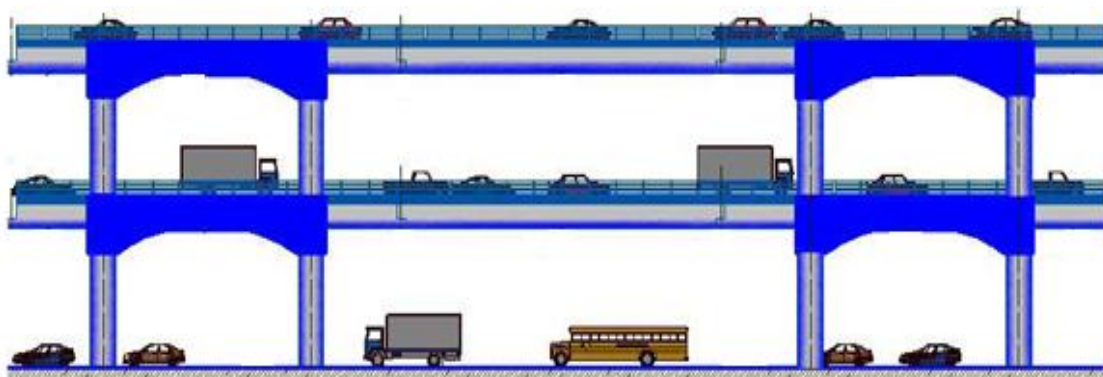


Figura 2.6. Configuración tipo marco de 2 niveles.

Este sistema estructural fue elegido para ser estudiado en este trabajo de tesis, bajo acciones sísmicas y desplantadas en suelo compresible considerando la interacción suelo-estructura.

II.3 ESTRUCTURAS CON BASE FLEXIBLE

II.3.1 FENÓMENO DE SUELO COMPRESIBLE

Cuando se toma en cuenta la flexibilidad del suelo en el análisis de las estructuras de puentes urbanos tipo marco ante movimientos sísmicos pueden ser divididos en dos grandes grupos: efectos de sitio y efectos interacción suelo - estructura. A todas las modificaciones que sufre el movimiento sísmico debido a la configuración y características geotécnicas de los depósitos de suelo superficiales se les conoce como efectos de sitio. Estos efectos son de suma importancia dentro de los análisis de peligro sísmico en una zona específica. Con base en este concepto se han desarrollado dentro de la normatividad los conceptos de espectros de sitio y microzonación de áreas urbanas.

Los efectos de sitio han sido estudiados ampliamente por geofísicos, ingenieros sísmicos y geotecnistas, ya que su influencia sobre el movimiento en la superficie del suelo compresible, en la respuesta estructural de puentes urbanos.

Al considerar la flexibilidad del suelo, generalmente los efectos de sitio tienen repercusiones más significativas que los efectos interacción suelo - estructura. Los efectos interacción suelo - estructura no dependen precisamente de la flexibilidad del suelo, sino del contraste de rigidez entre el suelo y la estructura, así como de la interrelación entre las características del sistema y de la excitación sísmica.

Específicamente, debido al alargamiento del periodo que sufre la estructura, pueden ser favorables o desfavorables, dependiendo de la posición del pico resonante del espectro de respuesta de una excitación sísmica, en la cual pueda coincidir con el periodo dominante del sitio en la que pueda alcanzar un efecto de resonancia entre la estructura y el suelo. [Fernández y Avilés, 2008].

II.3.2 EFECTOS LOCALES DEL SUELO

La naturaleza del suelo sobre el cual está cimentada la estructura, modifica la respuesta sísmica de la misma debido a diferentes causas:

- La amplificación local, que consiste en la amplificación de las ondas sísmicas al transmitirse a la roca subyacente a los estratos del suelo que se encuentra entre ésta y la cimentación
- La alteración del movimiento del terreno por la presencia de la estructura, considerada ésta como cuerpo rígido
- La interacción entre la vibración de la estructura y la del suelo que ocasiona que una fracción significativa de la energía cinética producida por el sismo se vuelva a transmitir al suelo y se disipe por el amortiguamiento proporcionado por este.

Por lo que respecta a la interacción suelo - estructura, ésta ocasiona varias modificaciones en la respuesta. El giro que la deformación del suelo permite a la base de la estructura reduce la rigidez efectiva de ésta y da lugar, por tanto, a un aumento en su periodo. Esto lleva a que la ordenada espectral que corresponde a la estructura sea distinta de la que tendría si no se considerará esta interacción. Este giro, que por otra parte, hace que el desplazamiento total de la estructura sea mayor que el determinado considerando una estructura con base rígida, influye en los efectos de segundo orden sobre la estructura y en los desplazamientos, los cuales se incrementan.

El amortiguamiento de la vibración de la estructura que se tiene por la modificación del movimiento del suelo y por la radiación de las ondas reflejadas por la estructura, representa una fuente adicional de disipación de energía que reduce la respuesta, ya que las deformaciones que ésta tiene que sufrir para disipar la energía del sismo son menores que si no existiera la interacción. El efecto neto de la interacción suelo-estructura es prácticamente en todos los casos, una reducción en las fuerzas que se inducen en la estructura, salvo algunas excepciones en condiciones particulares [Sánchez, 2002].

II.3.3 EFECTO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Es posible descomponer el efecto ISE en dos fenómenos; El primero se refiere a la respuesta de la estructura ante el movimiento que se presentaría en el terreno en ausencia de la misma, pero considerando la flexibilidad del apoyo. En este caso la diferencia entre la respuesta de la estructura con base flexible y la de la estructura con base rígida, proviene principalmente de la inercia y la flexibilidad del sistema completo. A este efecto se le conoce como **interacción inercial** y está

controlado por la relación de rigideces entre la estructura y el suelo; por otro lado se tiene la modificación que presenta el movimiento al cuál se sujeta la estructura. La variación en el movimiento está dada principalmente por la alta rigidez de la cimentación en comparación con la del terreno, lo cual evita que los elementos que componen la cimentación se deformen de la misma manera que el terreno. Esto genera la difracción y refracción de ondas por la cimentación. Este efecto es conocido como **interacción cinemática** [Fernández y Avilés, 2008].

II.3.3.1 INTERACCIÓN INERCIAL

Para considerar la interacción inercial se sustituyen tanto la rigidez como el amortiguamiento del suelo por medio de los resortes y amortiguadores mostrados en la figura 2.7, cuyas propiedades dependen de la frecuencia.

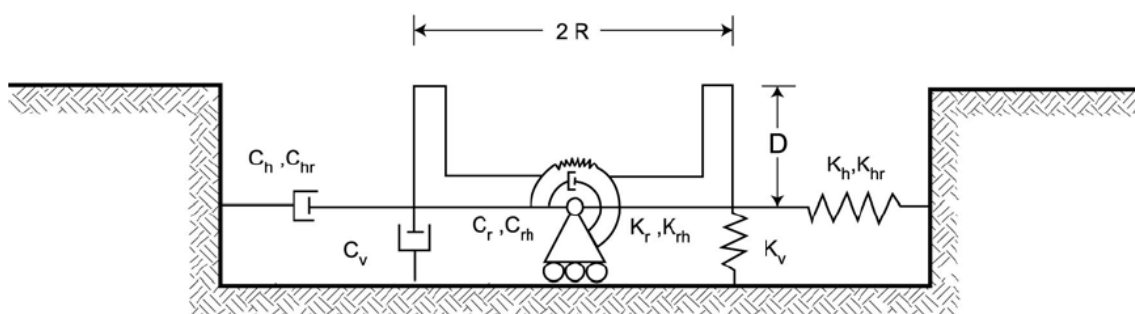


Figura 2.7. Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo [Fernández y Avilés, 2008].

En este análisis no se considera el componente vertical del movimiento, por lo que los valores tanto del resorte K_v como del amortiguador C_v no son utilizados.

En la normatividad actual tales como el RCDF-DS y Manual de obras civiles de CFE de 1993 y 2008, la importancia de la interacción inercial se mide con el parámetro γ definido como:

$$\gamma = \frac{T_e H_s}{T_s H_e} \quad (2.0)$$

Donde T_e, H_s, T_s, H_e son los periodos fundamentales (T) y las alturas (H) de la estructura (e) y el suelo (s), este parámetro representa la relación entre la velocidad efectiva de ondas de corte que tendría la estructura si está considerada como un cuerpo homogéneo. Y sólo se justificara los efectos de la interacción suelo-estructura cuando se tenga que

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} < 2.5 \quad (2.1)$$

Con base en la analogía con un oscilador, la rigidez dinámica de la cimentación para cualquier modo de vibración se acostumbra expresar mediante una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación, de la forma [Fernández y Avilés, 2008].

$$\tilde{K}_m(\eta_m) = K_m^0[k_m(\eta_m) + i\eta_m c_m(\eta_m)](1 + i2\zeta_s) \quad (2.2)$$

Donde m indica traslación horizontal ($m=h$), cabeceo ($m=r$) o acoplamiento ($m=hr$). El factor complejo $(1 + i2\zeta_s)$ intenta aislar el efecto del amortiguamiento material del suelo ζ_s en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento. Así mismo, K_m^0 es la rigidez estática mientras que k_m y c_m son respectivamente los coeficientes de rigidez y amortiguamiento geométrico del suelo dependiente de la frecuencia normalizada η_m , definida como

$$\eta_m = \frac{\omega R_m}{\beta_s} \quad (2.3)$$

Donde R_m es el radio de un círculo equivalente a la superficie de desplante de la cimentación, con igual área o igual momento de inercia que dicha superficie, esto es:

$$R_h = R_{hr} = \left(\frac{A}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.4)$$

$$R_r = \left(\frac{4I}{\pi}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (2.5)$$

Donde A es el área de la superficie neta de cimentación e I el momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis. Los valores de las rigideces estáticas y de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento de los suelos dependientes de la frecuencia se calcularon de acuerdo a las fórmulas presentadas por Gazetas (1991) y Sieffert y Cevaer (1992) [Fernández y Avilés, 2008].

II.3.3.1.1 RIGIDEZ ESTÁTICAS

Las rigideces estáticas para los modos de traslación horizontal, cabeceo y acoplamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato uniforme con base rígida, se han incluido recientemente en el reglamento de construcciones del distrito federal [RCDF-NTC DS, 2004] y del manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad, ver tabla 2.1 [CFE SISMO, 2008].

CIMENTACIONES SOMERAS	$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$; $m = x, v, r$ $\omega =$ frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta_m = \omega R_m / V_s$; donde $V_s = 4H_s / T_s$ y $R_v = R_x$ $\eta_s = \pi R_x / 2H_s$ $\eta_p = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \pi R_r / 2H_s$	
Modo de Vibración	Rigidez Estática	Coeficiente de Rigidez	Coeficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = \frac{8 G R_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x}\right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s}\right)$	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{xz}}{1 - (1 - 2 \zeta) \eta_{xz}^2}$; si $\eta_{xz} = \eta_x / \eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$; si $\eta_{xz} = \eta_x / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4 G R_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85 (1 - \nu) D / R_v}{1 + 0.5 D / R_v}$; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8 G R_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2 \eta_r$	$c_r = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1 - 2 \zeta) \eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$
CIMENTACIONES CON PILOTES	$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2 K_m^o c_m / \omega$; $m = x, v$ $\omega =$ frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta = \omega d / V_s$; donde $V_s = 4 H_s / T_s$ $\eta_s = \pi d / 2 H_s$ $\eta_p = 3.4 \eta_s / \pi (1 - \nu)$	
Modo de Vibración	Rigidez Estática	Coeficiente de Rigidez	Coeficiente de Amortiguamiento
Horizontal	$K_x^o = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_x = 1$	$c_x = 0.8 \zeta$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.8 \zeta + 0.175 (E_p / E_s)^{0.17} \eta$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33}}{1 + \nu} \left(1 - e^{-(E_p / E_s)(L/d)^{-1}}\right)^{0.8}$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$

Parámetros del suelo: ζ = amortiguamiento hysterético, ν = relación de Poisson y $E_s = 2 G (1 + \nu)$ = módulo de elasticidad

Parámetros del pilote: L = longitud, d = diámetro y E_p = módulo de elasticidad

Tabla 2.1. Rigideces estáticas y amortiguamientos de cimentaciones superficiales y pilotes

II.3.3.2 INTERACCIÓN CINEMÁTICA

Consiste en la modificación que presenta el movimiento al cuál se sujeta la estructura. Esta variación es debida principalmente a la gran rigidez de la cimentación en comparación con la del terreno, lo cual evita que los elementos que componen la cimentación se deformen de la misma manera que el terreno.

Esto genera la difracción y refracción de ondas por la cimentación. Este efecto es conocido como interacción cinemática [Fernández y Avilés, 2008].

Como resultado de la interacción cinemática se modifica el movimiento de campo libre, dando lugar a una excitación efectiva de la cimentación compuesta tanto de traslaciones como de rotaciones. En general, las traslaciones sufren reducciones debido a que la variación espacial del movimiento del terreno alrededor de la cimentación es promediada como consecuencia de su gran rigidez. Las rotaciones aparecen por la misma razón, puesto que la cimentación no puede deformarse para seguir los desplazamientos diferenciales del suelo circundante y por tanto tiende a girar. Únicamente para cimentaciones apoyadas sobre la superficie del terreno y sujetas a ondas planas que se propagan verticalmente no ocurre la difracción, por lo que la excitación efectiva resulta ser igual al movimiento de campo libre [Fernández y Avilés, 2008].

Considerando que el movimiento de control tiene lugar en la superficie libre, una buena aproximación de las funciones de transferencia para la traslación y rotación efectivas está dada por las siguientes expresiones:

$$Q_h = \begin{cases} \cos \frac{\omega\pi}{2\omega_e} & \text{si } \omega \leq 0.7\omega_e \\ 0.453 & \text{si } \omega > 0.7\omega_e \end{cases} \quad (2.6)$$

$$Q_r = \begin{cases} 0.257 \left(1 - \cos \left(\frac{\omega\pi}{2\omega_e} \right) \right) & \text{si } \omega \leq 0.7\omega_e \\ 0.257 & \text{si } \omega > 0.7\omega_e \end{cases} \quad (2.7)$$

En el Anexo 8 se muestra, las características del modelado del sistema completo del sistema interacción suelo-estructura.

Capítulo III

CARÁCTERÍSTICAS DEL PUENTE EN ESTUDIO Y MODELOS NUMÉRICOS DE PUENTES TIPO MARCO

- III.1 Introducción al modelo del puente
- III.2 Localización del puente
- III.3 Configuración estructural
- III.4 Elementos estructurales
- III.5 Propiedades mecánicas de los materiales
- III.6 Modelo mecánico bilineal
- III.7 Modelo numérico de análisis
- III.8 Características del sistema suelo-estructura
- III.9 Características del suelo y registros sísmicos utilizados
- III.10 Información geotécnica del sitio donde se ubica la estructura en estudio.
- III.11 Determinación de los periodos y amortiguamientos efectivos del sistema suelo-estructura del puente.
- III.12 Periodos de vibración y amortiguamientos efectivos del sistema suelo estructura.
- III.13 Estimación de rigideces dinámicas equivalentes

Capítulo III

CARÁCTERÍSTICAS DEL PUENTE EN ESTUDIO Y MODELOS NUMERICOS DE PUENTES TIPO MARCO

III.1 INTRODUCCIÓN AL MODELO DEL PUENTE

Las estructuras empleadas en los viaductos y puentes urbanos de concreto en los últimos años han mostrado ser novedosos sistemas conformado con marcos de concreto reforzado y presforzado de dos niveles, para lograr incrementar el aforo vehicular así como la reducción de tráfico, desplantados en suelo compresible característico de la Ciudad de México. Por lo tanto, para estudiar el comportamiento no-lineal de estos sistemas estructurales, se ha elegido una estructura conformada por marcos, sometida a cargas sísmicas para determinar las fallas que pueda generarse en la estructura.

En el proceso del análisis sísmico, el modelado es la herramienta que facilita la formulación matemática, y el objetivo principal para el uso de las herramientas de análisis y modelado de la respuesta sísmica en puentes en términos de desplazamientos, fuerzas y deformaciones de sus elementos [Priestley et al., 1996].

III.2 LOCALIZACIÓN DEL PUENTE

Para ello, en este trabajo la estructura en estudio es el distribuidor San Antonio ubicado en la ciudad de México, situado en el sur de la avenida periférico, resolviendo el problema de tráfico de la Av. San Antonio, principalmente en los cruces con la Av. Patriotismo y Av. Revolución con una longitud aproximada de 3.5 kilómetros en cada sentido desde el viaducto Río Becerra y hasta periférico oriente. El distribuidor san Antonio se divide en 6 tramos, ver figura (3.1):

- Tramo 1.- Lateral poniente del Periférico y Ferrocarril de Cuernavaca: entre Molinos y la calle de Van Dick.
- Tramo 2.- Ferrocarril de Cuernavaca: desde la calle Van Dick y San Antonio hasta Periférico y el retorno vial.
- Tramo 3.- Lateral oriente del Periférico: entre las calles Benvenuto Cellini y

San Antonio.

- Tramo 4.- Av. San Antonio: las calles de Leonardo Da Vinci y Av. Revolución
- Tramo 5.- Av. San Antonio: entre Av. Revolución y Patriotismo.
- Tramo 6.- Av. San Antonio (Eje 5 Sur): entre Patriotismo e Indiana, Río Becerra: desde Av. Patriotismo a Calle 15, Tintoreto: entre Av. Patriotismo y la calle de Augusto Rodin.



Figura 3.1. Tramos del distribuidor San Antonio.

El segmento del distribuidor San Antonio que se considero para el análisis en este trabajo, fue el tramo V, ver figura 3.2, conformada por marcos de concreto reforzado y presforzado de dos niveles, en el primer nivel se presenta una superficie de rodamiento conformada con 4 carriles de circulación, en el segundo nivel tiene 3 carriles de circulación.



Figura 3.2. Ubicación del marco de concreto analizado.

III.3 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La estructura seleccionada está conformada por 4 marcos de concreto, dos en la dirección transversal y dos en la dirección longitudinal; de los cuales fueron nombrados de la siguiente manera: Marco norte TR-Norte, marco sur TR-Sur, Marco E5-B17(al poniente) y marco E6-B18(al oriente) ver figura (3.3).



Figura 3.3. Marcos de concreto del distribuidor San Antonio.

Los marcos de rigidez al norte y sur (TR-Norte y TR-Sur), están conformados por columnas circulares de concreto reforzado y las traveses de rigidez tipo cajón forman un arco, unidos por nodos rígidos. Para los marcos transversales (E5-B17 y E6-B18) se forman de columnas circulares, cabezales tipo cajón y unidos por nodos rígidos. La geometría de los marcos transversales (E5-B17 y E6-B18) y los marcos de rigidez (TR-Norte y TR-Sur) se muestran en las siguientes figuras (3.4), (3.5), (3.6), (3.7) ([Sánchez y Cruz, 2005]:

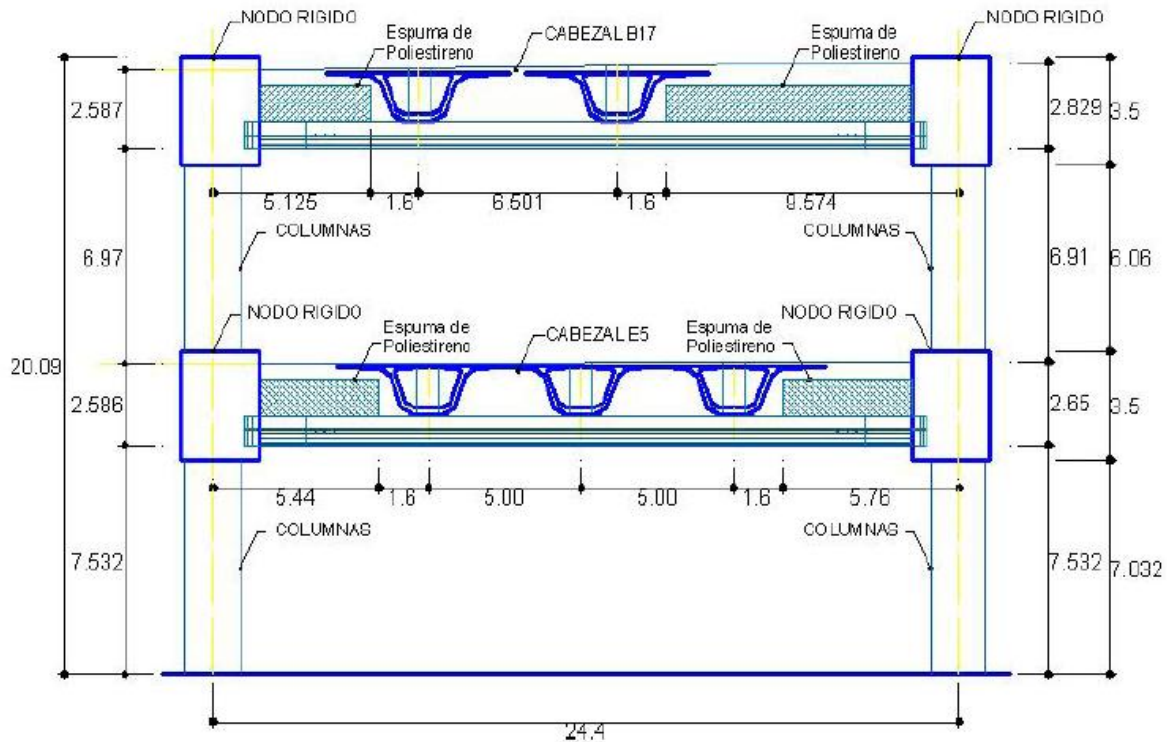


Figura 3.4. Geometría marco transversal E5-B17 [Sánchez y Cruz, 2005].

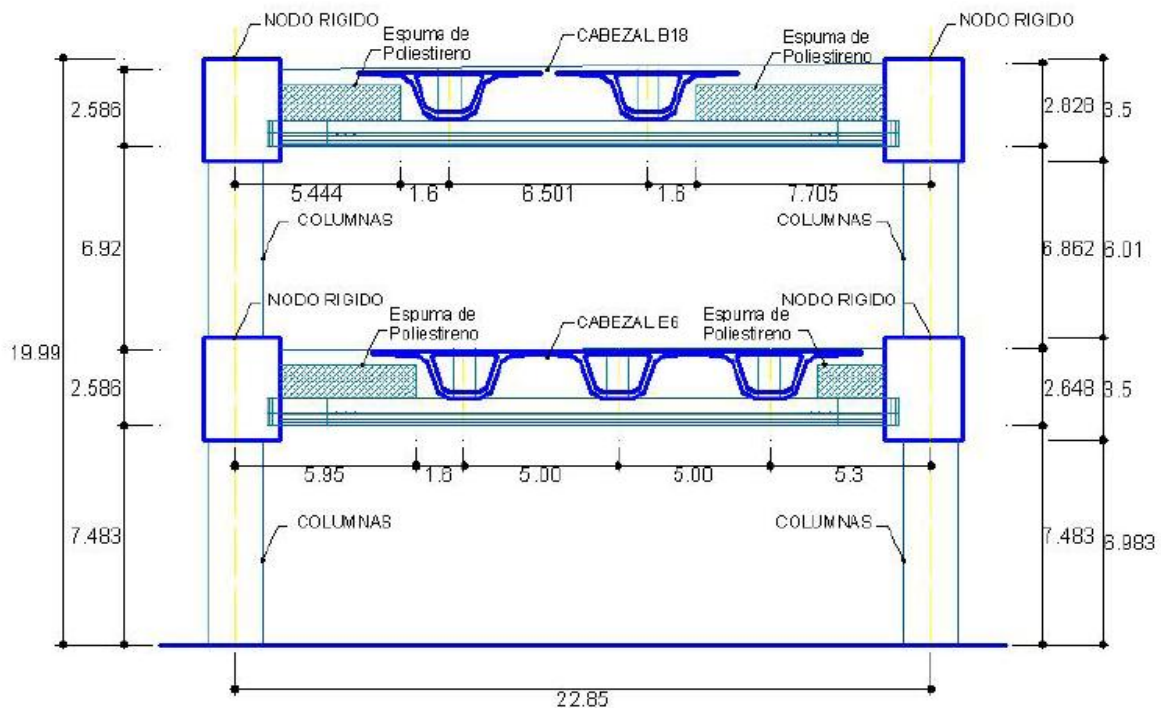


Figura 3.5. Geometría marco transversal E6-B18 [Sánchez y Cruz, 2005].

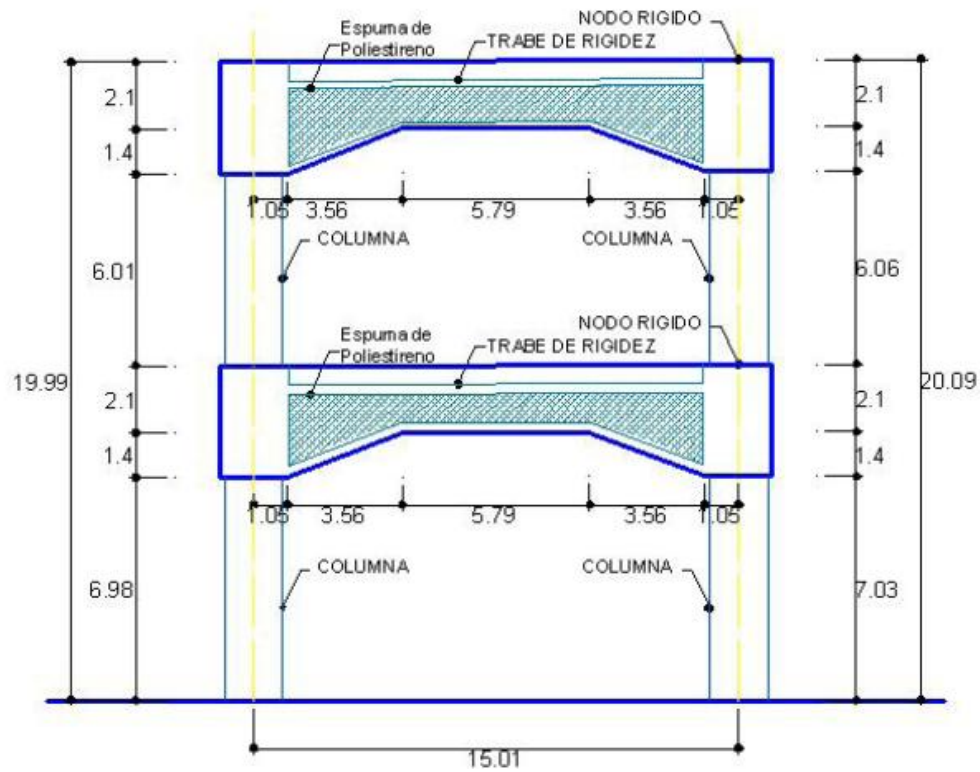


Figura 3.6. Geometría marco rigidez TR-Norte [Sánchez y Cruz, 2005].

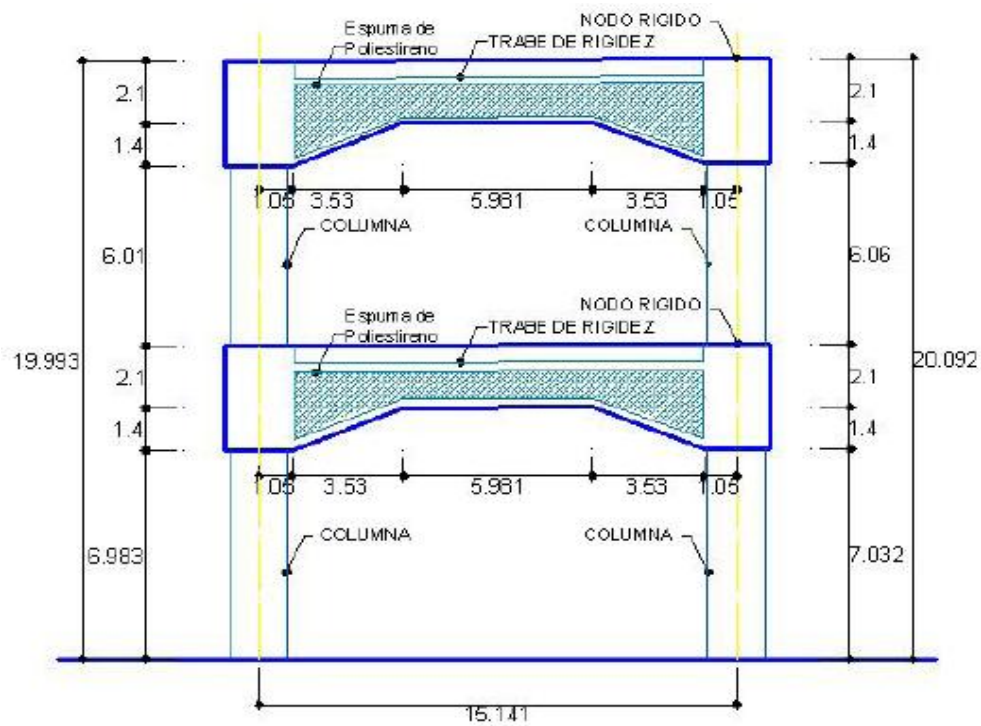


Figura 3.7. Geometría marco rigidez TR-Norte [Sánchez y Cruz, 2005].

La estructuración del puente es irregular, ver figura (3.8) y (3.9), en su elevación y planta debido la geometría del proyecto el cual tiene mayor altura en el segundo nivel y la distribución de las masas es regular [Sánchez y Cruz, 2005].

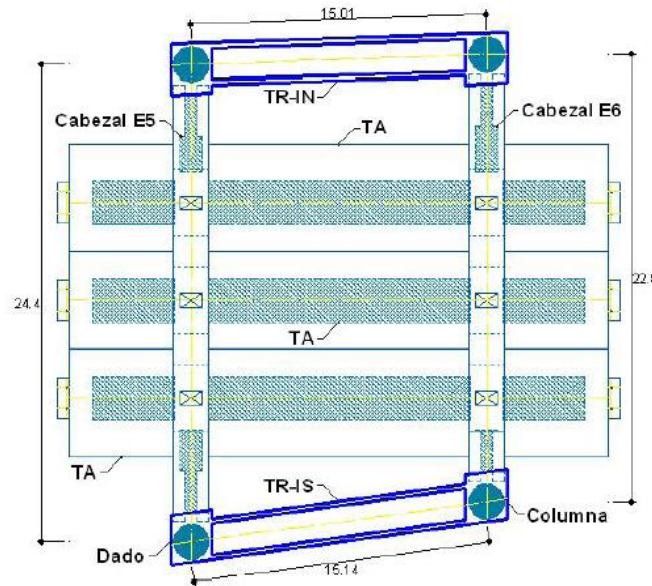


Figura 3.8. Planta del modelo en estudio del primer nivel [Sánchez y Cruz, 2005].

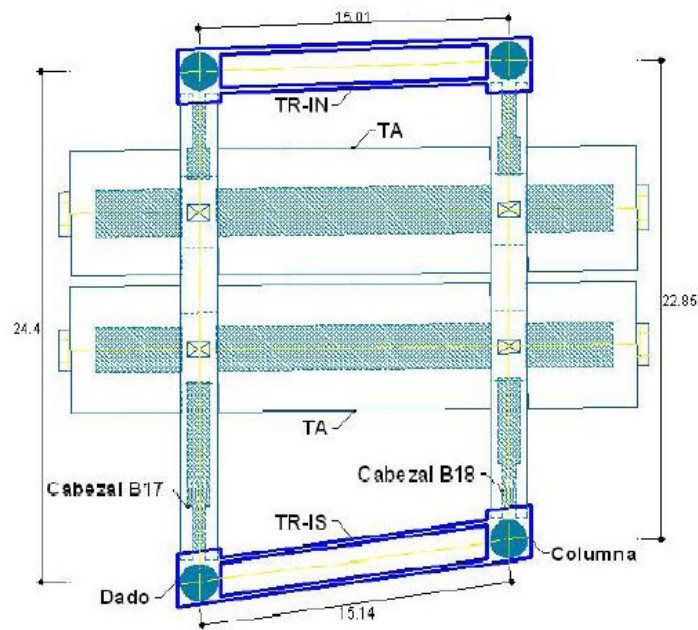


Figura 3.9. Planta del modelo en estudio del segundo nivel [Sánchez y Cruz, 2005].

III.4 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

III.4.1 COLUMNAS

Las columnas son de concreto reforzado y postensado, colocadas en sitio en dos etapas. El elemento es de sección circular constante, de 1.80m de diámetro con once paquetes de varillas del núm. 12 y estribos del núm. 4. Además, tiene cuatro cables formados por nueve torones del núm. 4., de acero.

Las columnas son iguales para los dos niveles. En la figura 3.10 se muestran las dimensiones y armado de las columnas [Sánchez y Cruz, 2005].

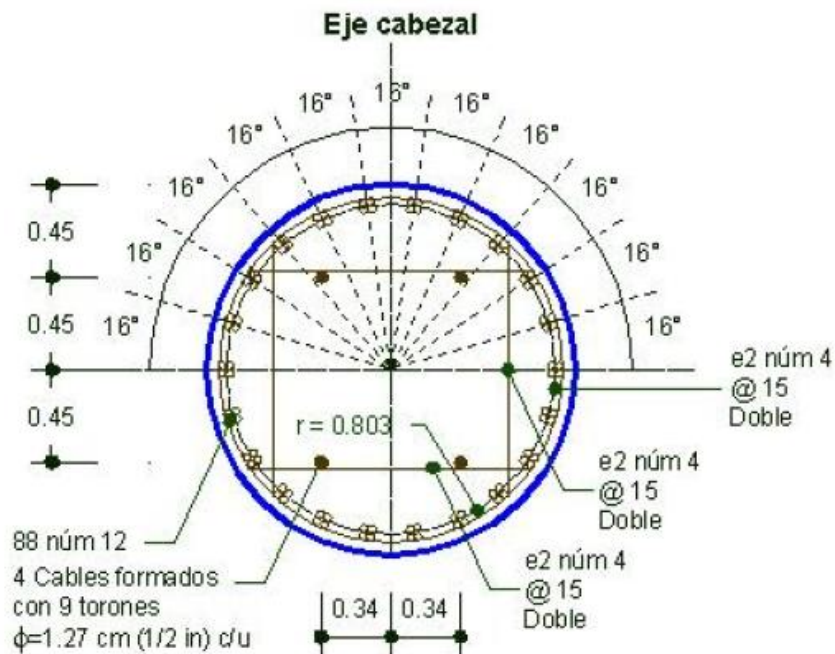


Figura 3.10.Columna de concreto reforzado y postensado [Sánchez y Cruz, 2005].

III.4.2 CABEZALES

Los cabezales son de concreto reforzado, presfuerzo y postensado, construidos en dos etapas. El cabezal tiene tres tipos de secciones: (a) sección tipo cajón con paredes ortogonales, (b) Sección tipo con paredes inclinadas, (c) sección maciza como se muestra en la figura 3.11, las cuales son de sección variable rellenas de espuma de poliestireno. Los cabezales tienen acero de refuerzo del núm.12, además acero de preesfuerzo con dos cables formados por doce torones del núm.4. Los cabezales son diferentes en dimensiones y armados para cada nivel del marco, con 3 tipos de sección [Sánchez y Cruz, 2005].

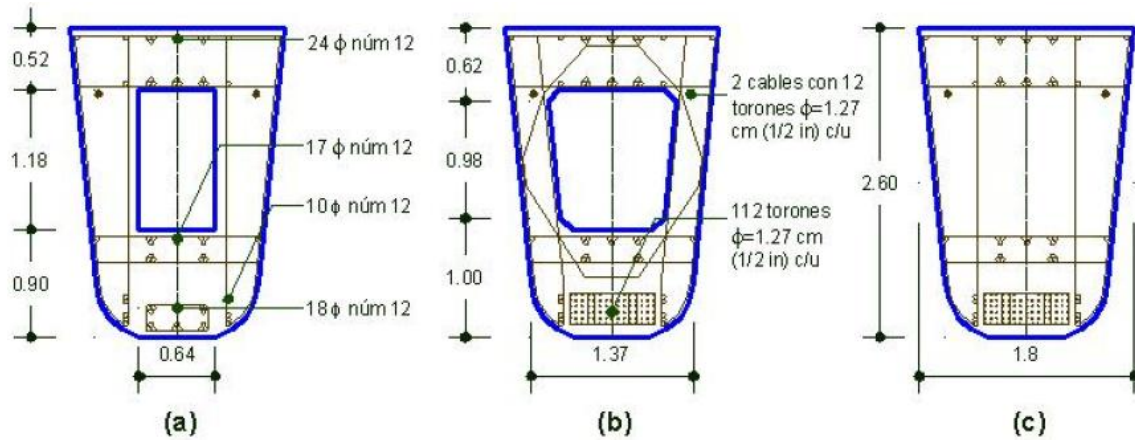


Figura 3.11. Cabezales tipo de sección variable [Sánchez y Cruz, 2005].

III.4.3 TRABES DE RIGIDEZ

Las trabes de rigidez son de concreto reforzado colocadas en sitio, una trabe por cada nivel, se divide en trabe de rigidez superior (a) y la trabe de rigidez inferior (b), La trabe de rigidez es de sección rectangular variable tipo cajón, en forma de un arco con espuma de poliestiréno, las cuales tiene acero de refuerzo del núm.12, núm.6 y núm. 4 .Las dimensiones de la trabe de rigidez son diferentes para cada nivel de marco ver figura 3.12. [Sánchez y Cruz, 2005].

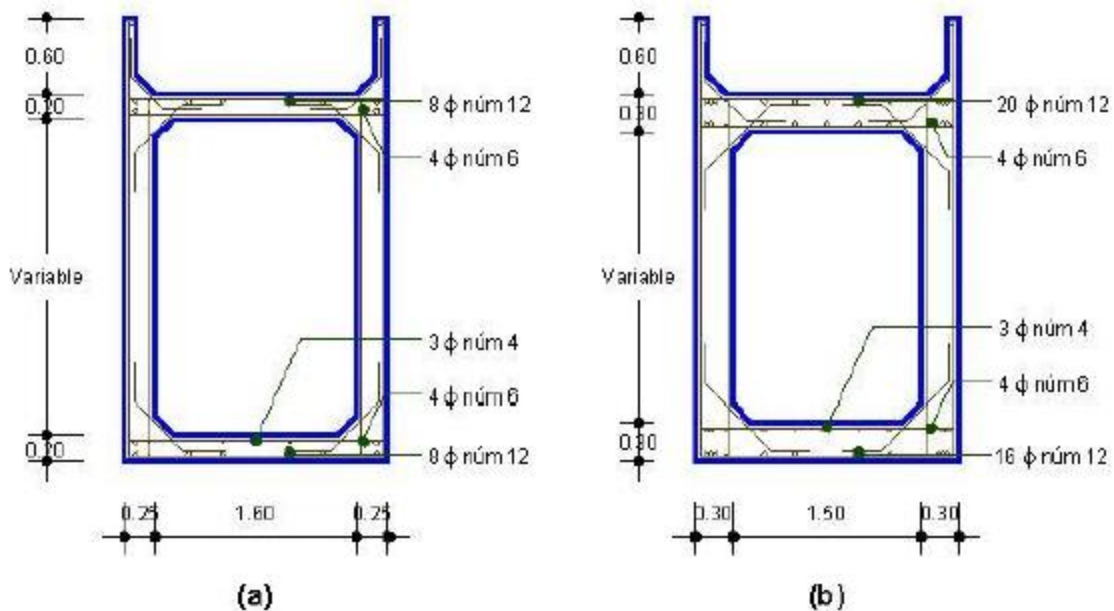


Figura 3.12. Trabe de rigidez superior (a) y trabe de rigidez inferior (b) [Sánchez y Cruz, 2005].

III.5 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Los marcos son como ya se mencionó de concreto reforzado y presforzado, prefabricados y colados en sitio. En los elementos estructurales se empleo el concreto de clase 1 ($f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$ y $E_c = 14000\sqrt{f'c}$), el cual se elabora con agregados de alta resistencia y tiene un peso volumétrico normal, según las [NTC-DC, 2004]. En los elementos estructurales, se empleo el acero de refuerzo y el acero de preesfuerzo. El acero de refuerzo de grado 60 se empleó para el refuerzo principal de los elementos estructurales y de grado 36 para los accesorios. El acero de preesfuerzo, de alta resistencia y baja relajación de grado 270, se empleó para los torones de presforzado y postenzado de cabezales y columnas, respectivamente [Sánchez y Cruz, 2005].

Las características de los materiales usados en el proyecto son obtenidas de los planos estructurales del proyecto en el tramo V del distribuidor San Antonio agrupados en la siguiente tabla (3.1):

Propiedades mecánicas de los materiales				
Material	Descripción		Cantidad	Unidad
Concreto	Resistencia de columnas	$f'c$	400	Kg/cm^2
	Resistencia de 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 a cortante	G_c	116666.7	Kg/cm^2
	Peso volumétrico	γ	2400	Kg/cm^3
	Relación de Poisson	ν_c	0.2	
Acero de refuerzo	Resistencia de acero principal(grado 60)	f_y	4200	Kg/cm^2
	Resistencia de acero secundario(grado 36)	f_y	2530	Kg/cm^2
	Módulo de elasticidad	E_s	2100000	Kg/cm^2
	Relación de Poisson	ν_s	0.3	
Acero de presfuerzo	Resistencia última	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 de 7 hilos (1/2 in)	A_p	0.98	cm^2
	Fuerza inicial (cable con 9 torones)	P_{ic}	117301	Kg/cable
	Fuerza efectiva (0.85 P_{ic})	P_{ec}	99705.85	Kg/cable
	Fuerza inicial (cable con 12 torones)	P_{it}	156408	Kg/cable
	Fuerza efectiva (0.85 P_{it})	P_{et}	136074.96	Kg/cable

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas de los materiales.

III.6 MODELO MECÁNICO BILINEAL

La caracterización de los elementos no-lineales, es definida mediante la relación esfuerzo-deformación con elemento tipo viga de concreto, la cual incorpora la degradación tangencial de rigidez por modificación de la matriz de rigidez del elemento en cada etapa.

El comportamiento no lineal es tomado en cuenta en los modelos numéricos mediante la relación de esfuerzo-deformación para los elementos tipo viga, la cual está conformada a partir de 4 puntos conectados por una línea recta (modelo MISO no lineal en [Ansys release, 2007], la primera línea de los puntos 1-2 con una pendiente inicial de la curva representa el módulo de elasticidad del concreto E_c , en la segunda rama en el punto 2 representa $0.5f'_c$ y la pendiente se obtiene por la relación de esfuerzo deformación del concreto, el punto 3 representa el máximo esfuerzo del concreto, con esfuerzo compresión (a la fluencia) $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$, asociado obtenemos una máxima deformación $\epsilon_{cu} = 2f'_c/E_c$, finalmente en el punto 4 en este trabajo se considera un comportamiento plástico ver figura 3.13 [Park et al., 1983] [Scott et al., 1992].

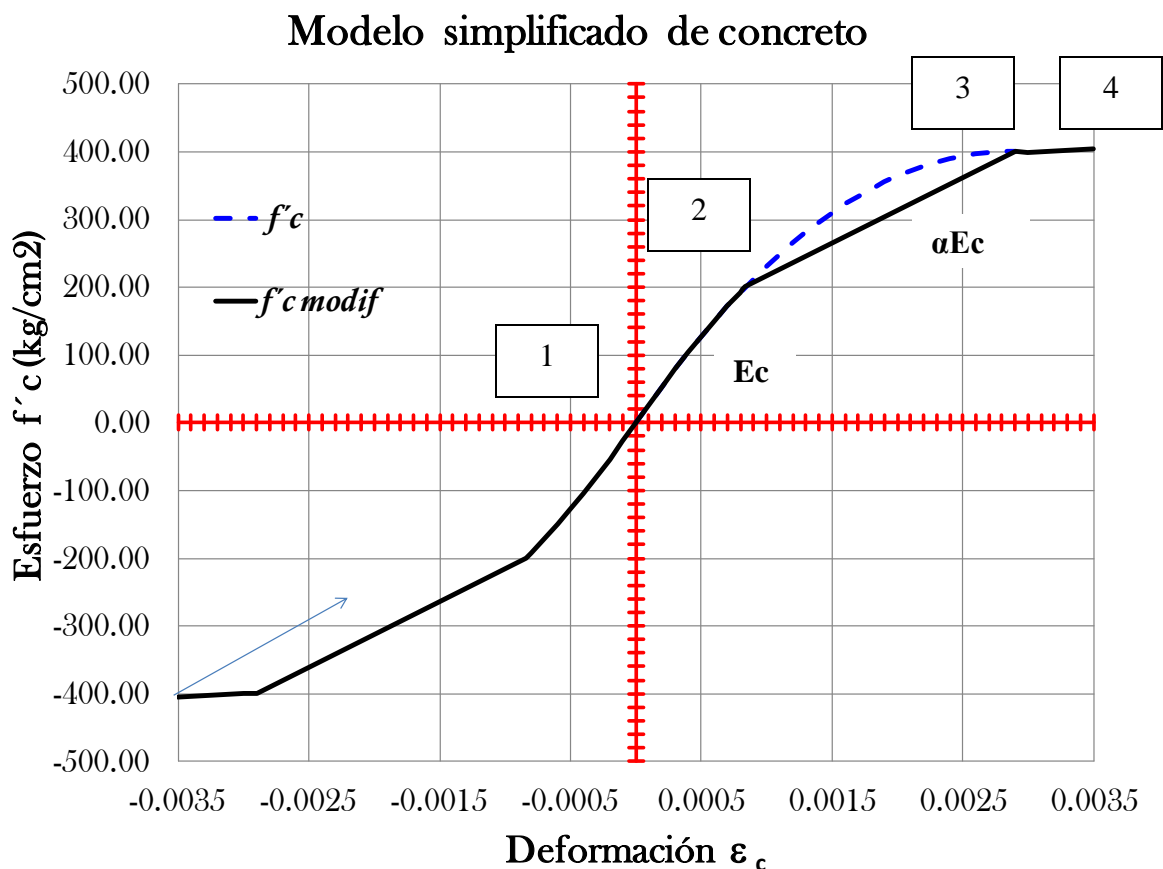


Figura 3.13. Modelo simplificado de concreto.

III.7 MODELO NUMÉRICO DE ANÁLISIS

En la figura 3.14 se muestra el modelo típico de estudio, constituido por un marco de concreto reforzado y presforzado de 2 niveles con secciones variables a lo largo de la trabe y columnas de sección constante, la estructura está desplantada sobre suelo compresible característico de la ciudad de México.

El modelado representa el sistema de interacción suelo-estructura, en la figura 3.14, se observa la estructura y las rigideces K_r y K_x del suelo.

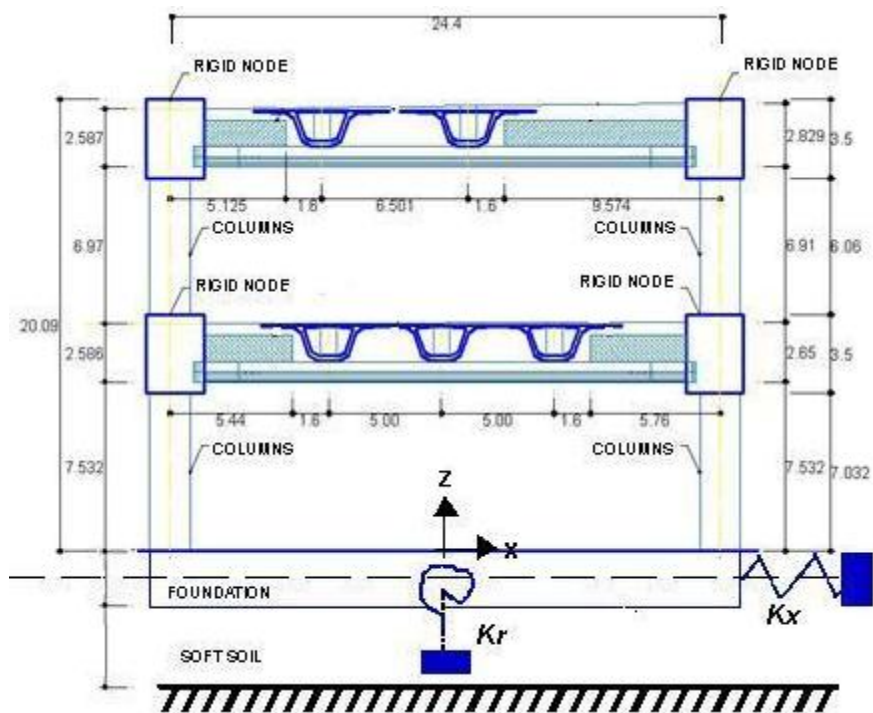


Figura 3.14. Modelo de análisis con interacción suelo estructura (sección transversal del puente).

Los marcos se modelaron como un ensamble tridimensional, los cuales están conectados por nodos, que representan los grados de libertad de la estructura (traslaciones X, Y y las rotaciones respecto al eje Z).

Los nodos están localizados a diferentes distancias donde los parámetros estructurales cambian sus propiedades geométricas y mecánicas (sección y acero). Para la discretización de los elementos, se empleó elementos tipo viga, los cuales transmiten los elementos mecánicos (carga puntual, cortante y flexión), Además, las masas de la estructura están concentradas en los nodos. En las figuras 3.15, 3.16, 3.17 Y 3.18 se muestra la discretización de los elementos donde los nodos se marca la numeración encerrada en un círculo y las columnas en un rectángulo [Sánchez y Cruz, 2005].

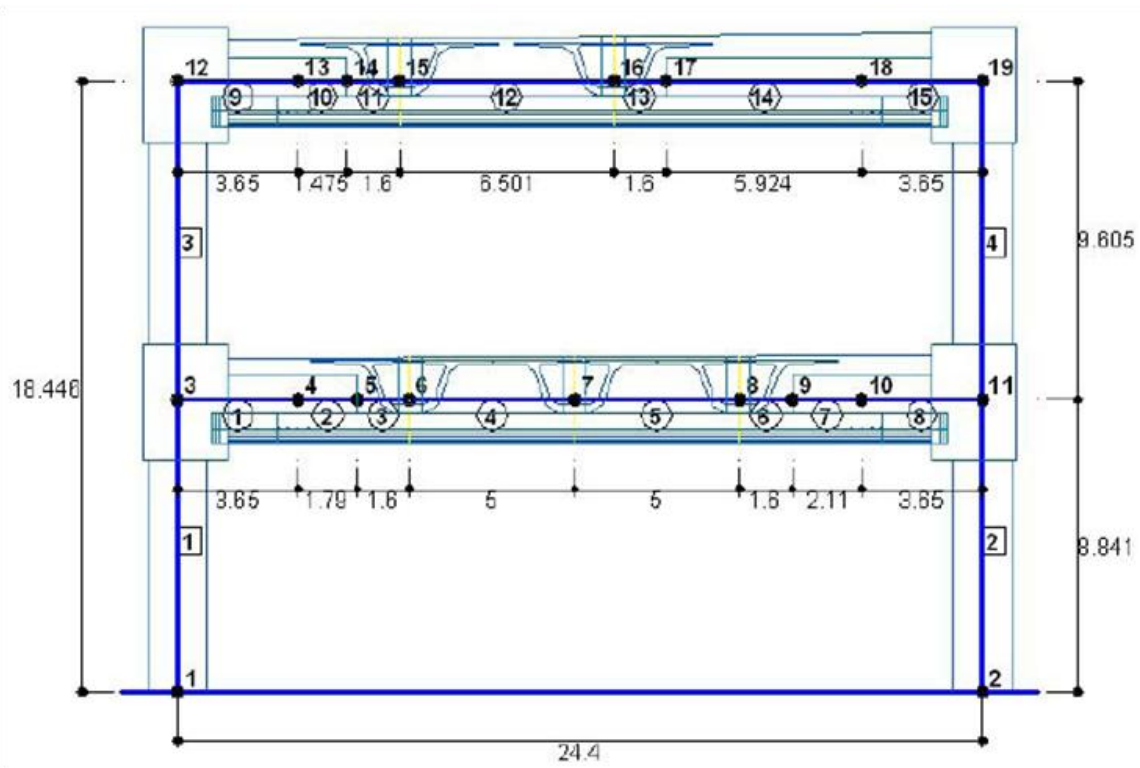


Figura 3.15. Modelado marco transversal E5-B17.

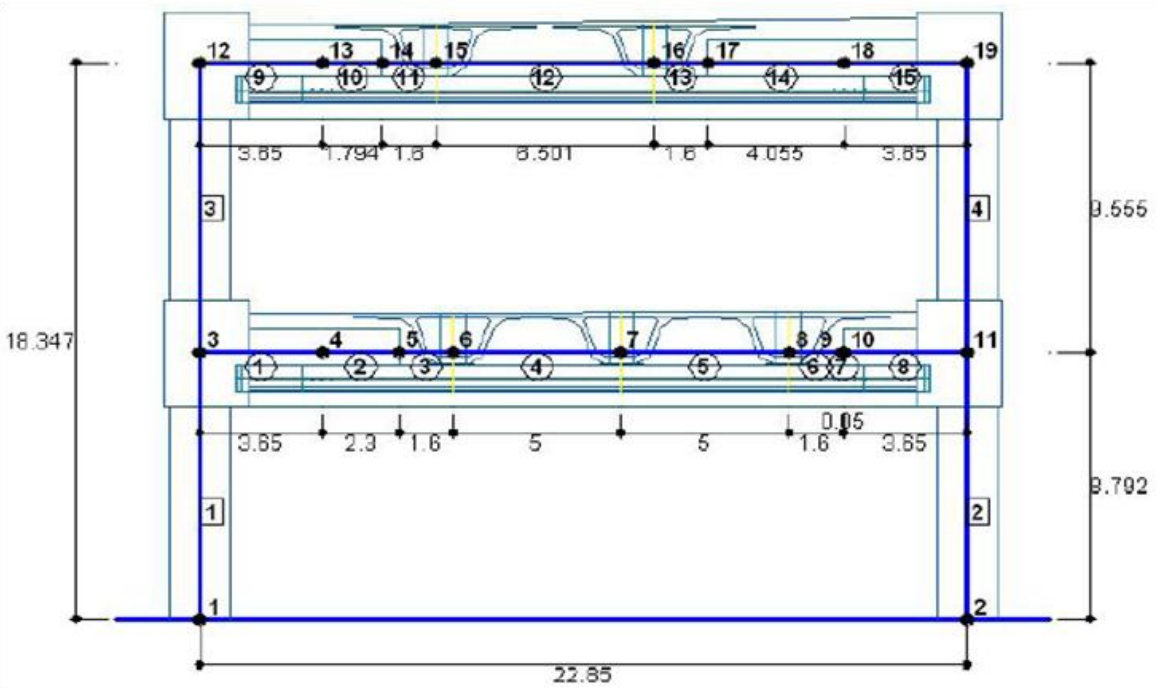


Figura 3.16. Modelado marco transversal E6-B18.

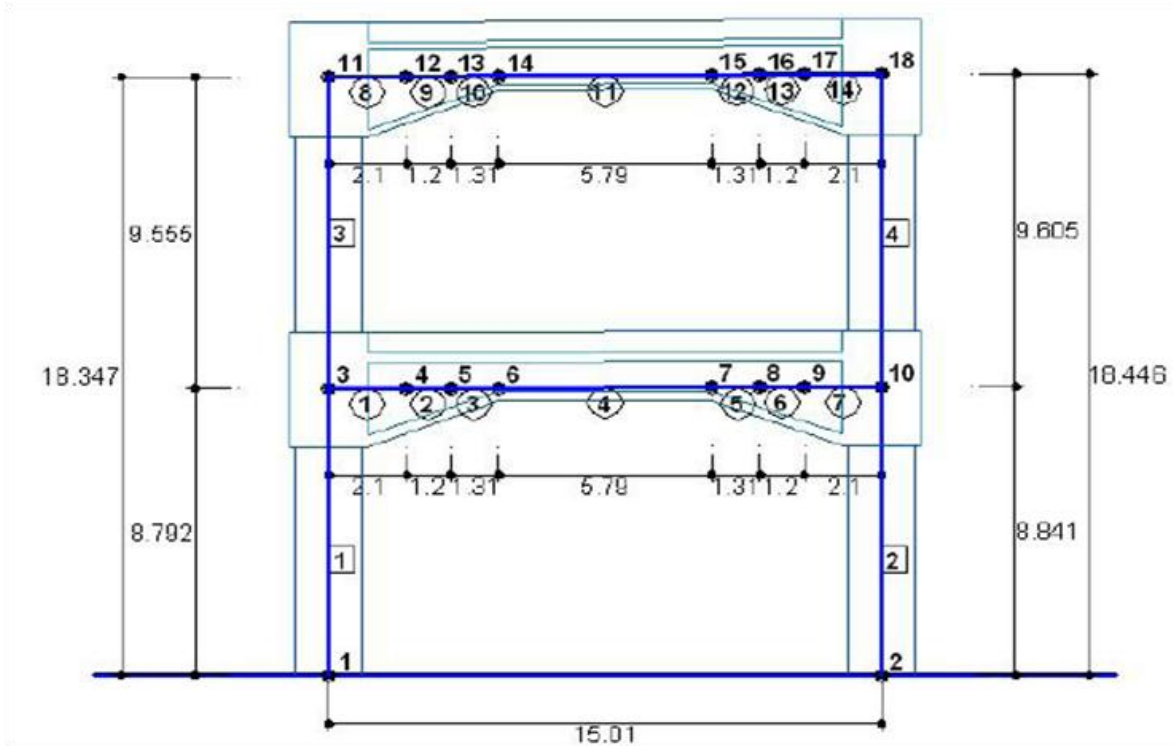


Figura 3.17. Modelado marco TR-Norte.

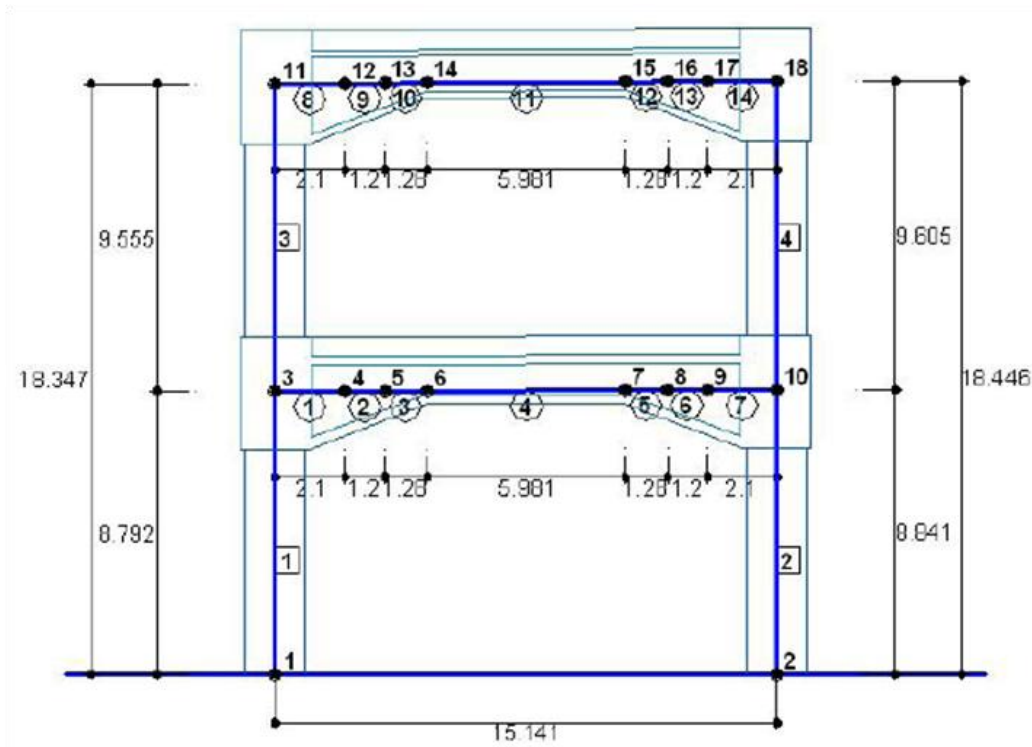


Figura 3.18. Modelado marco TR-Sur.

III.7.1 MODELADO DE LOS ELEMENTOS

El modelo numérico se realizó mediante el programa de análisis ANSYS versión 11.0, donde se utilizaron elementos tipo viga beam 188 [Ansys release, 2007] ver figura 3.19, que toma en cuenta 6 grados de libertad considerando traslaciones en la dirección X, Y, Z y rotaciones alrededor de las direcciones X, Y, Z. Además, este elemento puede tomar la forma de elemento a flexión tal como una viga ó columna, para describir el comportamiento físico de los elementos, ubicados entre los nodos o juntas, discretizando los elementos del sistema tomando en cuenta sus propiedades geométricas de cada elemento (área y momento de inercia) ya que los cabezales son de sección variable.

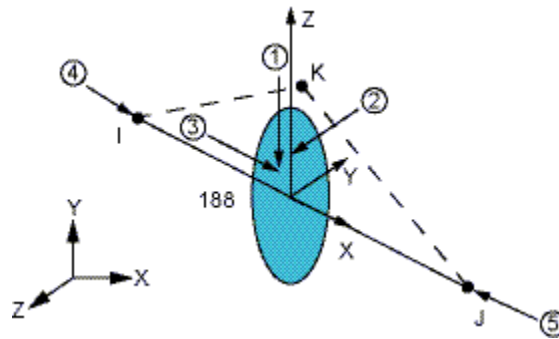


Figura 3.19. Geometría del elemento beam 188 [Ansys release, 2007].

Los elementos empleados en el modelo estructural, están conectados por nodos, y son compatibles en esos puntos con la respuesta modal y las deformaciones en los nodos, además, se calcularon las resistencias nominales de los elementos para las traveses y las columnas de la estructura.

En lo que respecta la resistencia de los elementos estructurales (columnas y traveses), esta fue determinada a través de un análisis de compatibilidad de deformaciones, donde se consideraran las deformaciones y esfuerzos, en el concreto y en el acero bajo diferentes niveles de carga (fuerza pretensora efectiva, descompresión completa y por carga última. Se construyeron diagramas de interacción para las columnas, considerando que la dirección del armado coincida a la del marco, y las superficies de falla para las traveses, teniendo en cuenta la distribución del acero a lo largo del elemento.

En la figura 3.20 se muestra el diagrama de interacción de las columnas, y en las figuras 3.21, 3.22, 3.23 y 3.24 se muestran las superficies de falla de los traveses cabezales.

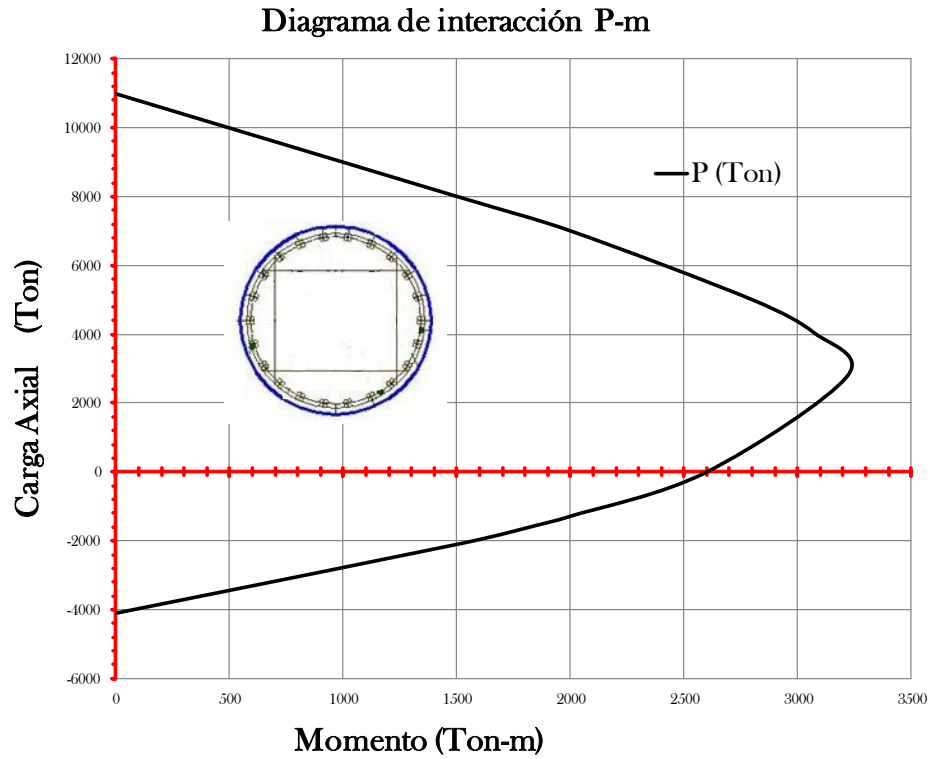


Figura 3.20. Diagrama de momento vs carga axial en las columnas.

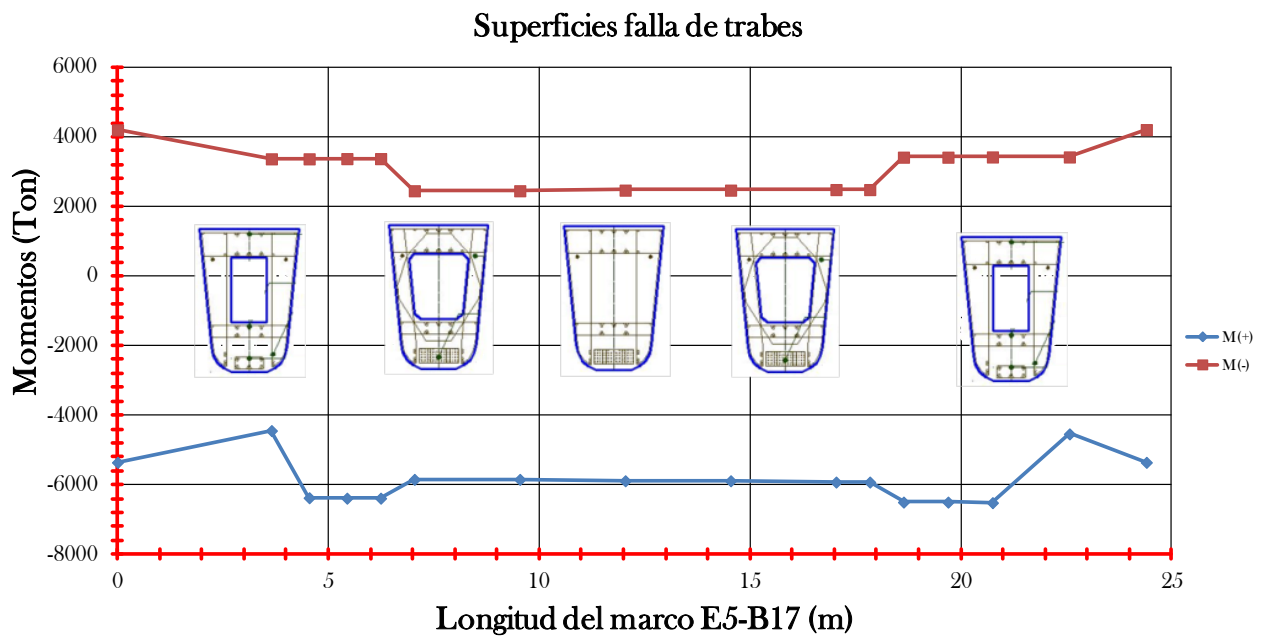


Figura 3.21. Superficies de fluencia a lo largo del cabezal E5-B17.

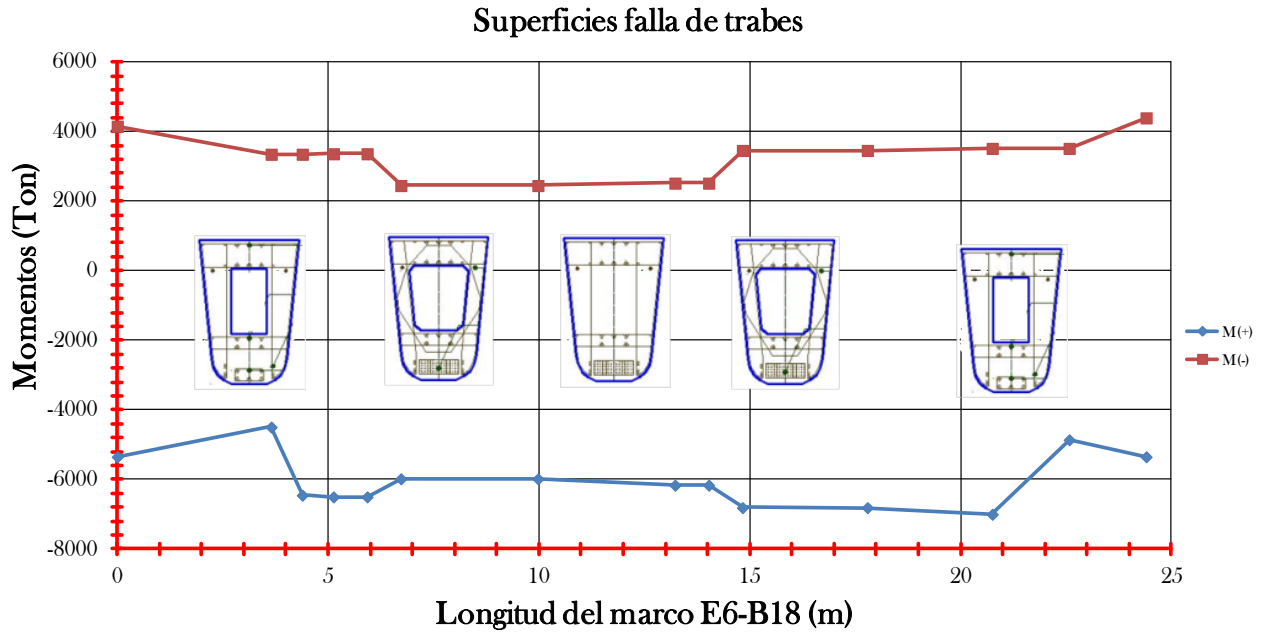


Figura 3.22. Superficies de fluencia a lo largo del cabezal E6-B18.

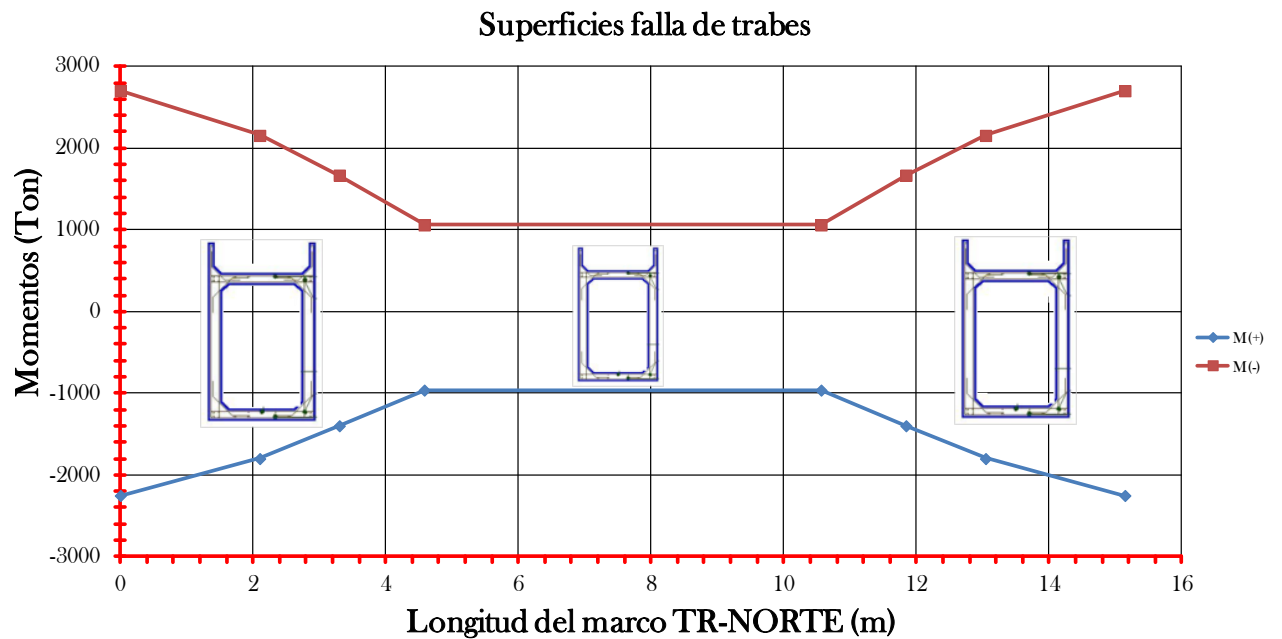


Figura 3.23. Superficies de fluencia a lo largo del marco de rigidez TR-NORTE.

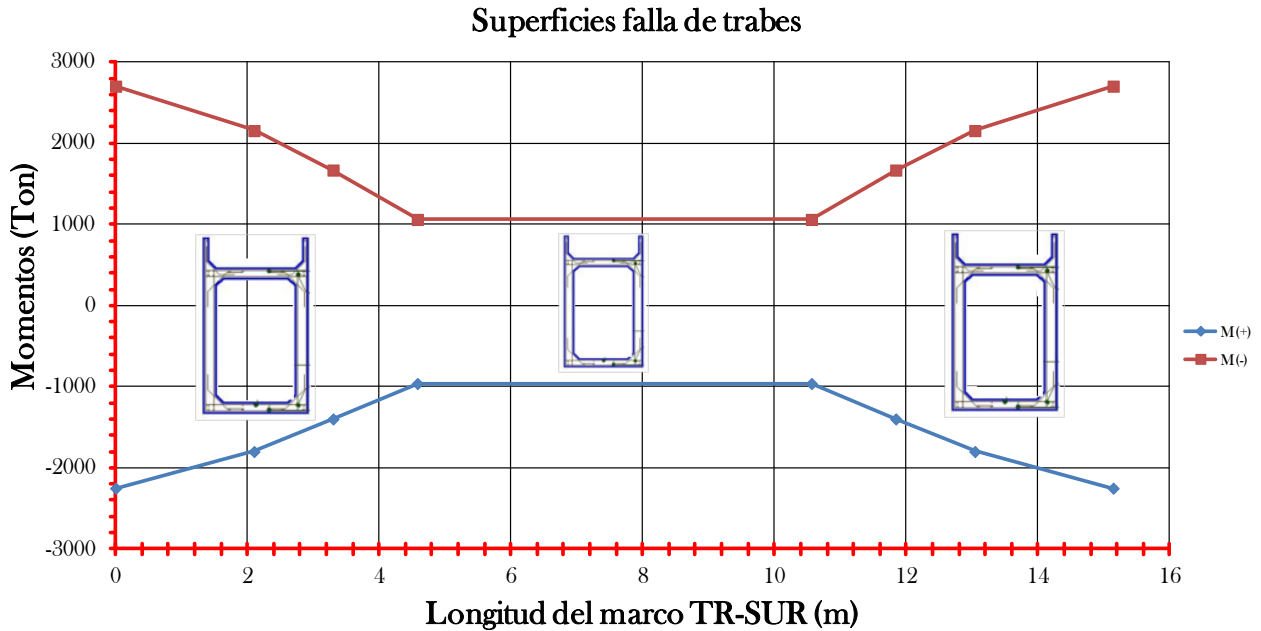


Figura 3.24. Superficies de fluencia a lo largo del marco de rigidez TR-SUR.

III.8 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA

En esta sección se presentan los criterios para los análisis de interacción suelo-estructura, así como la determinación de los periodos y amortiguamientos efectivos de la estructura interactuando con el suelo.

Por consiguiente fueron determinadas manera aproximada el periodo T_e y el amortiguamiento ζ_e efectivos del sistema, mediante iteraciones numéricas, usando condiciones iniciales, la rigideces estáticas y obtener finalmente las rigideces dinámicas, de acuerdo a las recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles [CFE-SISMO, 2008] y el reglamento de construcciones del distrito federal [RCDF-NTC DS, 2004].

Estas recomendaciones fueron empleadas para incorporar los efectos de la interacción inercial. Los efectos inerciales considerados son el alargamiento del periodo fundamental de vibración y el aumento del amortiguamiento de las estructuras, con respecto a los parámetros dinámicos considerando a las mismas estructuras con base rígida.

Se espera que el efecto de la interacción suelo - estructura reducirá los elementos mecánicos, e incrementará los desplazamientos de las estructuras supuestas con base indeformable [Sánchez, 2002]. En general se toman los efectos de interacción suelo- estructura solo cuando se cumple la condición de la siguiente expresión:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} < 2.5 \tag{3.0}$$

Donde:

T_e = Periodo natural de vibración de la estructura con base rígida.

H_s = Espesor de la estratigrafía.

T_s = Periodo dominante del suelo.

H_e = altura efectiva de la estructura.

El movimiento del suelo en sitios compresibles es muy diferente a lo que ocurre en terreno firme debido a la amplificación dinámica por efectos locales que sufren las ondas sísmicas al propagarse a través de deformaciones de suelos blandos. Las interfaces entre estos estratos y las fronteras laterales producen un fenómeno de difracción múltiple que genera interferencias constructivas y destructivas que a su vez originan amplificaciones y atenuaciones, respectivamente.

Por consiguiente, la estructura se modela como un oscilador de base rígida y flexible además de considerar que la masa de la superestructura se distribuye en todo el ancho del cabezal, así como el amortiguamiento en la estructura (puente) del orden de 5% del crítico.

Esto implica la consideración de las estructuras se apoyan sobre una cimentación superficial infinitamente rígida con dos grados de libertad, de traslación y rotación. Se supone que la cimentación se desplanta en un depósito de suelo con base indeformable y estratificado horizontalmente uniforme con base indeformable ver figura 3.25, y el depósito de suelo se comporta como un manto homogéneo de esta forma el sistema suelo-estructura se remplace por un sistema equivalente ver figura 3.26

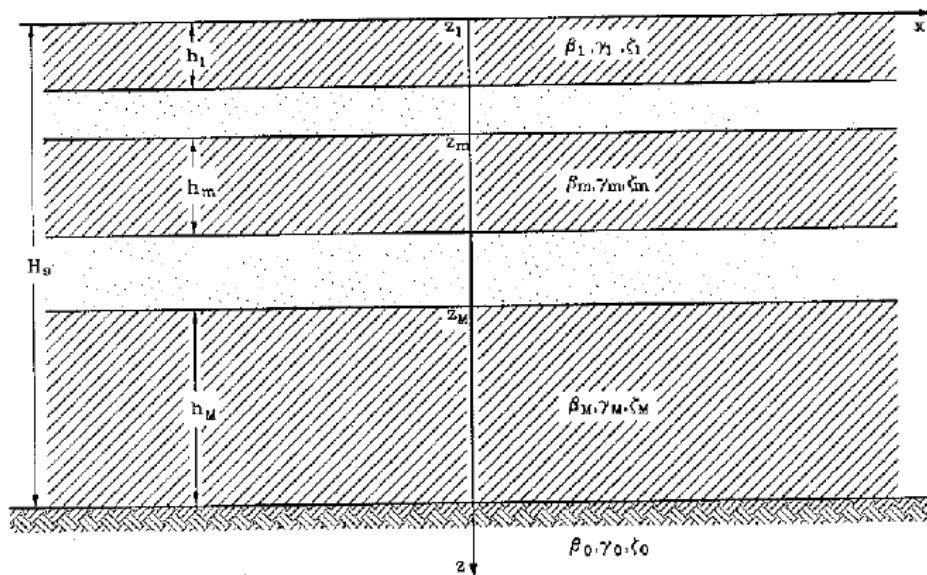


Figura 3.25. Deposito estratificado horizontalmente.

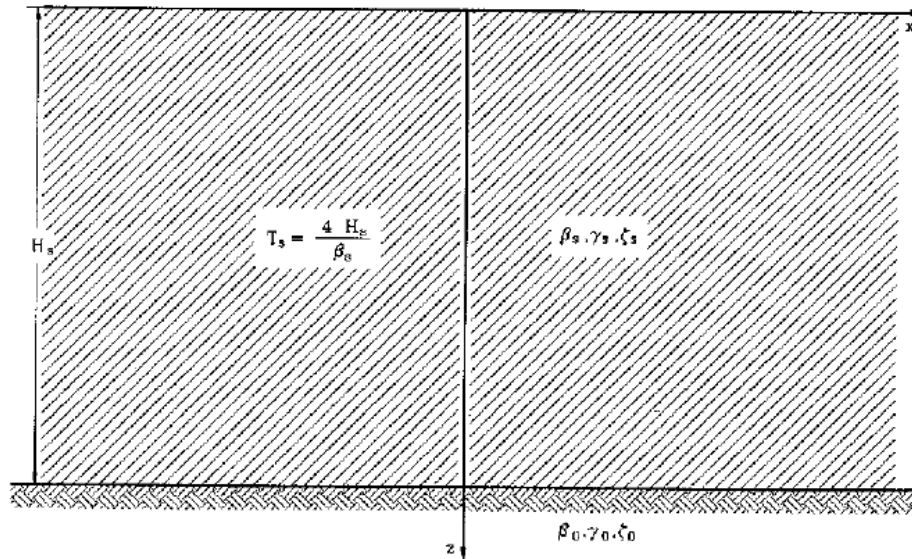


Figura 3.26. Estrato Equivalente.

Este modelo de ISE se puede aplicar como una aproximación uní-modal, reemplazando la masa, el amortiguamiento de la estructura supuesta con base rígida en su modo fundamental y H_e como la altura al centroide de las fuerzas inerciales correspondientes.

El periodo T_e y el amortiguamiento ζ_e efectivos del sistema suelo-estructura, son de manera aproximada de acuerdo con las siguientes expresiones:

Periodo efectivo:

$$\tilde{T}_e = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{\frac{1}{2}} \quad (3.1)$$

$$T_h = 2\pi \left(\frac{M_e}{K_h} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.2)$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{M_e(H_e+D)^2}{K_r} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.3)$$

Donde:

T_e = Periodo natural de vibración de la estructura con base rígida.

T_h = Periodo natural que tendría la estructura con base rígida y si la base se pudiera trasladar.

T_r = Periodo natural que tendría la estructura con base rígida y si la base pudiera girar.

K_h = Rigidez lateral de la cimentación.

K_r = Rigidez de rotación de la cimentación.

D = Profundidad de la cimentación.

Amortiguamiento efectivo:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (3.4)$$

En esta ecuación:

$$\zeta_h = \frac{\tilde{\omega}_e C_h}{2K_h} \quad (3.5)$$

$$\zeta_r = \frac{\tilde{\omega}_e C_r}{2K_r} \quad (3.6)$$

Donde:

ζ_e = Amortiguamiento estructural del puente con base rígida.

ζ_h = Amortiguamiento de la estructura con base rígida y si la base se pudiera trasladar.

ζ_r = Amortiguamiento de la estructura con base rígida y si la base pudiera girar.

$\tilde{\omega}_e$ = Frecuencia efectiva.

Los coeficientes de amortiguamiento ζ_h y ζ_r que incluyen tanto el amortiguamiento por disipación como el amortiguamiento por radiación, se calculan a partir de los amortiguamientos de la cimentación C_h y C_r en traslación y rotación, respectivamente en el capítulo 2.

Ya una vez obtenidos el amortiguamiento y el periodo efectivo del modelo de interacción suelo estructura, son incorporados al modelo numérico para determinar la rigidez angular y de traslación, además de remplazarlo por un sistema equivalente como se muestra en las figuras 3.27, 3.28 y 3.29.

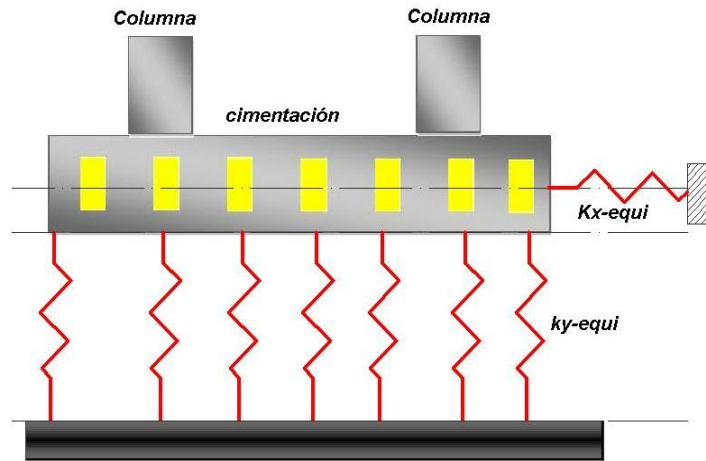


Figura 3.27. Sistema equivalente.

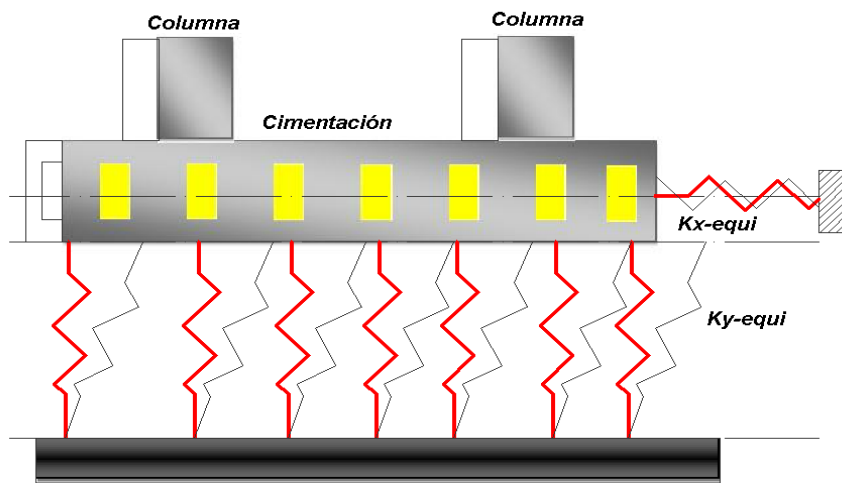


Figura 3.28. Rigidez horizontal del sistema equivalente.

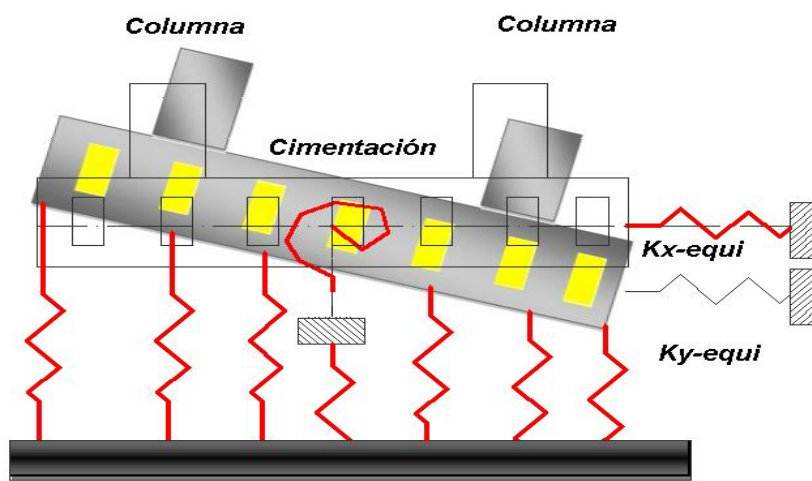


Figura 3.29. Rigidez angular del sistema equivalente.

III.9 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO Y REGISTROS SISMICOS UTILIZADOS

El movimiento del suelo en sitios compresibles es diferente del lo que ocurre en terreno firme debido a la amplificación dinámica, con base en los registros de la base mexicana de sismos fuertes (BMSF), para estudiar el comportamiento sísmico se seleccionaron registros de sismos reales, registrados en diferentes sitios cercanos a la ubicación de la estructura, ver figura 3.30, se recurrió a la (BMSF), para obtener esta información.

Estaciones seleccionadas:

- Tacubaya
- Escandón
- Ángel Urraza
- Esparza y Oteo
- Viveros
- S.C.T.
- Coyoacán



Figura 3.30. Localización de estaciones acelerográficas.

A los registros sísmicos se les calcularon los espectros elásticos de respuesta, y el conjunto de estos registros se muestra con el periodo fundamental de la estructura, ver figura 3.31 para un amortiguamiento del 5%.

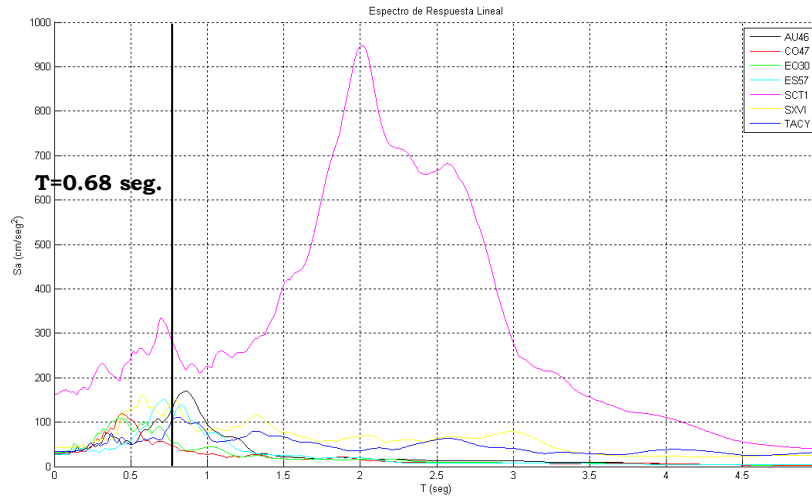


Figura 3.31. Espectros elásticos de registros acelerográficos cercanos a la estructura.

Para el análisis de las señales, en diversos programas de análisis no lineal como DRAIN-2Dx se utilizan señales en función de la aceleración del suelo, para el caso del programa utilizado ANSYS multiphysics versión 11.0, para los análisis en el tiempo, en el programa ANSYS se usaron 2 tipos de modelo que permite emplear señales en función de aceleraciones y desplazamientos, para ello, se les dio un tratamiento de señales para integrarlas numéricamente mediante un programa realizado en Matlab ver ANEXO 1.

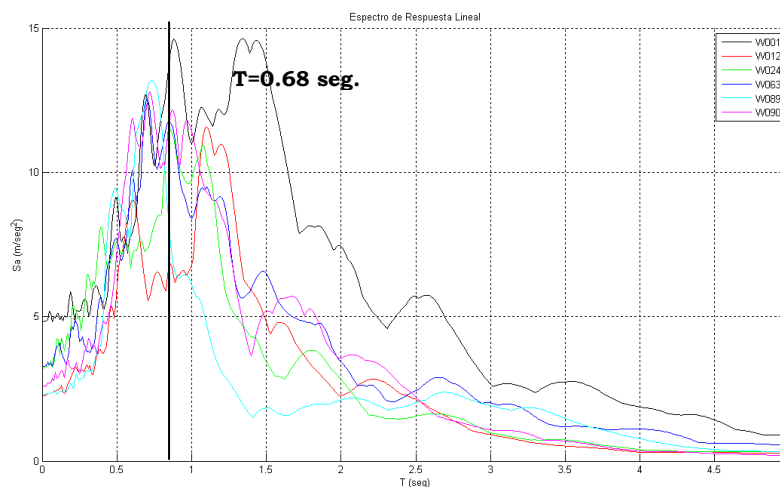


Figura 3.32. Espectros elásticos de registros acelerográficos sintéticos.

Para esta tesis, se utilizaron registros sísmicos simulados mediante procesos estocásticos modulados en amplitud y frecuencia, con propiedades evolutivas de pendientes de las características de las fuentes sísmicas cercanas (magnitud y distancia). Los registros sísmicos simulados, fueron generados de la señal semilla de la estación unidad colonia IMSS (UC44), ubicada en Villalongin núm. 117,

colonia San Rafael, delegación Cuauhtémoc, cercana a la avenida Reforma y Chapultepec [Alamilla, 2001].

Para llevar a cabo el análisis no lineal paso a paso, se seleccionaron 6 registros acelerográficos sísmicos simulados, se tomo en cuenta el tipo de suelo y el periodo natural de la estructura $T=0.68$ segundos, en la figura 3.32 se observan los registros elásticos de los registros sísmicos simulados.

III.10. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO DONDE SE UBICA LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO

Para estimar la respuesta sísmica del terreno es necesario evaluar sus propiedades dinámicas. Entre ellas, las que destacan por su importancia son la velocidad de propagación de ondas y periodo dominante [Sánchez, 2002]. De acuerdo con un modelo unidimensional de ondas de corte, estas cantidades se relacionan con el espesor del depósito con la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{4H_s}{\beta_s} \quad (3.7)$$

Donde: T_s , H_s , β_s son el periodo, el espesor y la velocidad de propagación de ondas de corte del depósito, respectivamente. Está última variable puede evaluarse mediante el cociente de las lentitudes [CFE, 2008] con la siguiente expresión:

$$\beta_s = \frac{H_s}{\sum_{m=1}^M \frac{h_s}{\beta_m}} \quad (3.8)$$

Para un depósito con m estratos, cada uno con sus respectivos espesores h_m y velocidades de propagación de corte β_m .

Una vez conocidos las profundidades del estrato H_s y el periodo del suelo T_s de dos sitios cercanos a la estructura, se calcularon los periodos de estas estaciones cercanas a la estructura en estudio; Ángel Urraza, Esparza y Oteo; así mismo se tomó de la información geotécnica proporcionada por el cuaderno de investigación del Centro Nacional de prevención y desastres [Santoyo, 1996], presentan los resultados de sondeos realizados, para determinar las respuestas dinámicas y estructurales del subsuelo en el valle de México.

La información empleada corresponde al pozo de perforación número 14, ubicado en la segunda sección del bosque de Chapultepec en el D.F, con una profundidad de 90 metros; el cual asemeja las características del subsuelo de la zona II de transición según la clasificación de las RCDF NTC-DS del 2004, donde desplantada se encuentra la estructura en estudio, en la figura 3.33 se muestra la ubicación de los pozos del muestreados, en resumen en la figura 3.34, se observan los estratos del muestreo en el pozo 14.

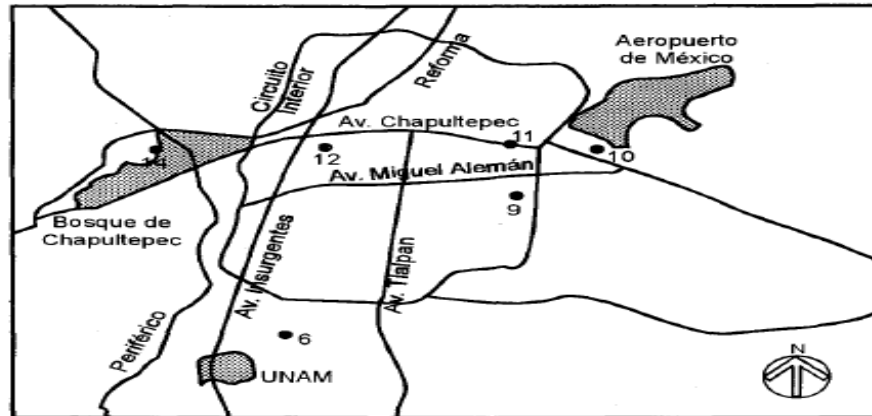


Figura 3.33. Localización de los pozos.

En la figura 3.35 se muestra el espectro de respuesta de sitio del acelerograma de la estación Ángel Urraza donde se observa que el periodo dominante del sitio máximo es de 0.86 segundos.

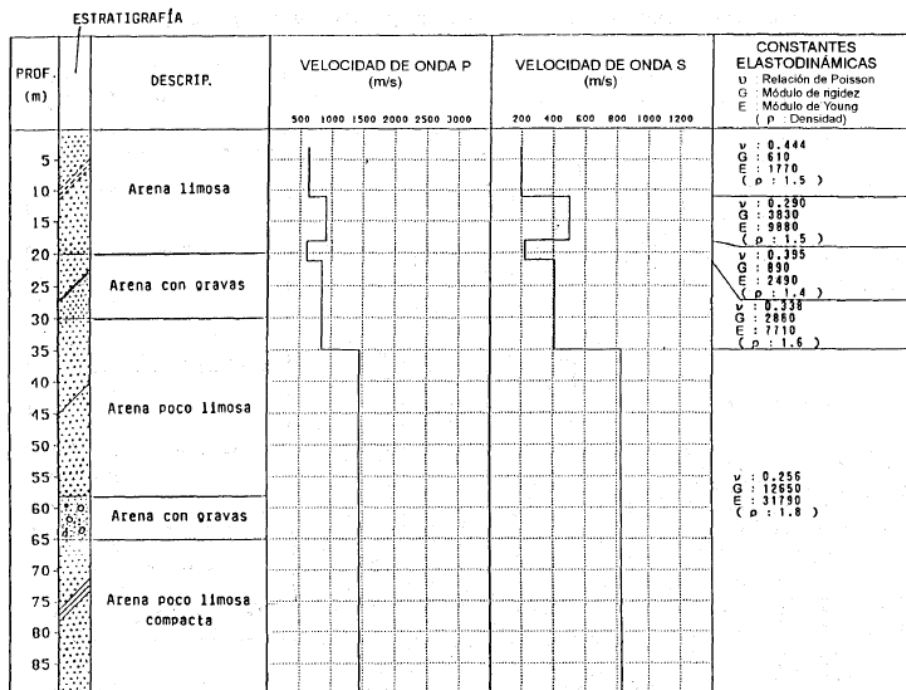


Figura 3.34. Estratigrafía general y perfiles de velocidades para el pozo no.14.

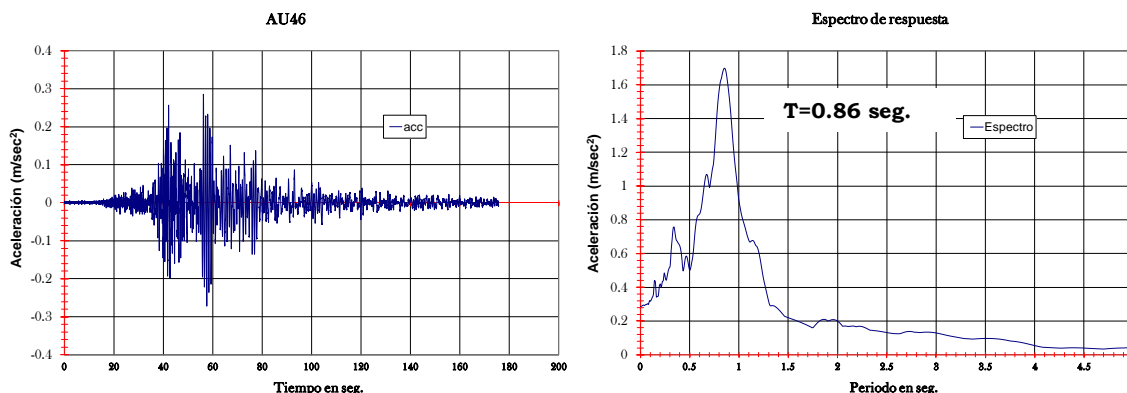


Figura 3.35. Periodo del sitio en la estación Ángel Urraza.

Para la estación de Esparza y Oteo, se generó su espectro de respuesta del sitio, como resultado su periodo dominante encontrado es de 0.42 segundos.

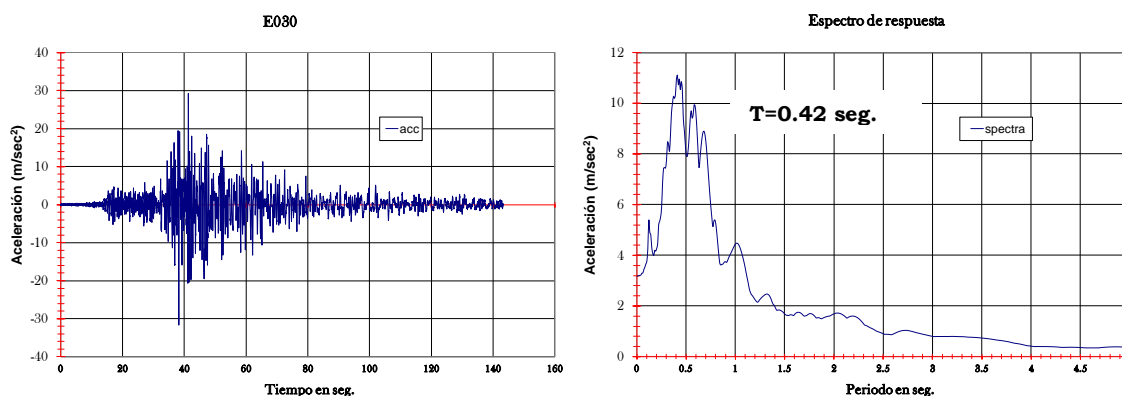


Figura 3.36. Periodo del sitio en la estación Esparza y Oteo.

A continuación se muestran un resumen de los parámetros de interacción suelo estructura de las tres las zonas utilizadas para el estudio, ver tabla 3.2:

Tabla 3.2 Parámetros de interacción suelo estructura del suelo.

Datos	Hs(m)	Bs(m/seg ²)	Ts(seg)
Pozo 14	28	79.16	0.90
Esparza y Oteo	20	190.48	0.42
Angel Urraza	25	116.28	0.86

III.11.DETERMINACION DE LOS PERIODO Y AMORTIGUAMIENTO EFECTIVOS DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA DEL PUENTE

La cimentación está estructurada por con un cajón de cimentación de concreto desplantado a una profundidad de 2.7 m, cuya base es de forma rectangular ver figura 3.37 , fue modelada como parte de todo el sistema estructural .El suelo se modeló como un deposito estratificado horizontalmente, con estratos de velocidad y de espesores variables. Con base en las propiedades del suelo, se considero un coeficiente de Poisson de 0.345, y un amortiguamiento del 5% como parámetros efectivos del sitio. Se hicieron las siguientes hipótesis, las propiedades mecánicas del subsuelo se consideraron compatibles con los niveles de deformación esperados durante los sismos intensos, por lo que se despreciaron los efectos no lineales del suelo.

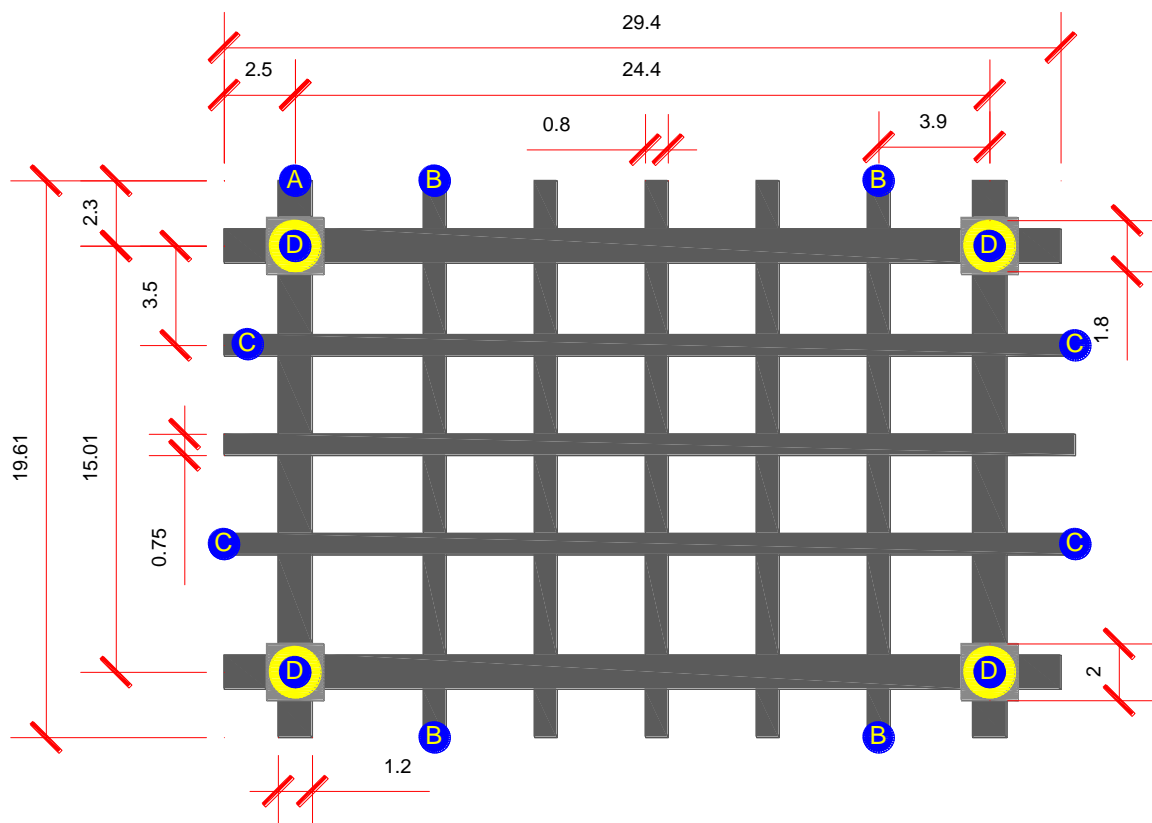


Figura 3.37. Planta de la cimentación del distribuidor San Antonio.

En la figura 3.38 se muestra la sección de las traveses en metros que forman el cajón de cimentación, en la cual se desplanta la estructura.

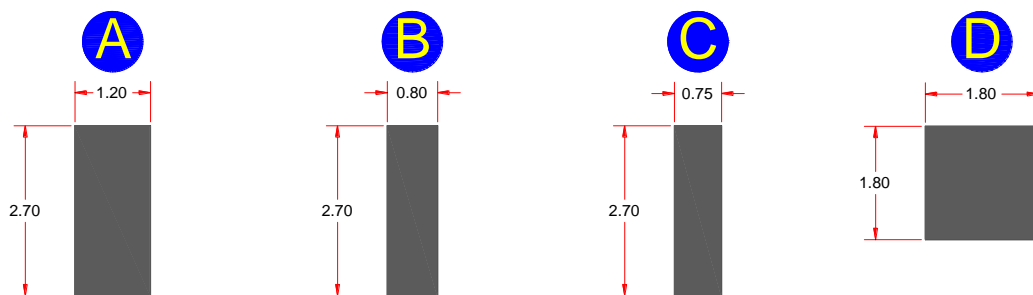


Figura 3.38. Secciones tipo de la cimentación en el distribuidor San Antonio.

En la tabla 3.3 se muestran los parámetros modales equivalentes de la estructura con base rígida ver tabla 3.3.

Tabla 3.3. Parámetros dinámicos de la estructura en estudio.

Altura (m)	Te (seg)	West(Ton)	Me	Prof med z
18.846	0.68	2400.00	244.650	2.70

Con la finalidad de justificar el estudio de interacción suelo-estructura se emplea la expresión 3.9, recomendada por el manual de [CFE, 2008] y RCDF-2004-DS:

$$ISE = \frac{T_e H_s}{T_s H_e} < 2.5 \tag{3.9}$$

Donde:

T_e = Periodo natural de vibración de la estructura con base rígida.

H_s = Espesor de la estratigrafía.

T_s = Periodo dominante del suelo.

H_e = altura efectiva de la estructura.

Tabla 3.4. Parámetros de interacción suelo-estructura de la estructura en estudio.

Datos	Hs(m)	Bs(m/seg ²)	Ts(seg)	He(m)	Te(seg)	ISE
Pozo 14	28	79.16	0.90	18.446	0.70	1.18
Esparza y Oteo	20	190.48	0.42	18.446	0.70	1.81
Angel Urraza	25	116.28	0.86	18.446	0.70	1.10

III.12. PERIODOS DE VIBRACIÓN Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DEL SISTEMA SUELO ESTRUCTURA

La determinación de manera aproximada del periodo \hat{T}_e y de amortiguamiento $\hat{\zeta}_e$ efectivos del sistema suelo-estructura se obtuvieron por iteraciones en la frecuencia, empleando las rigideces estáticas según **Kausel** y las rigideces dinámicas [Fernández y Avilés, 2008].

Calculo de los radios equivalentes:

$$R_x = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (3.10)$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (3.11)$$

Rigideces estáticas según **Kausel**:

$$K_x^0 = \frac{8G_s R_x}{2-\nu_s} \left(1 + \frac{1 R_x}{2 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x}\right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s}\right) \quad (3.12)$$

$$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(2-\nu_s)} \left(1 + \frac{1 R_r}{6 H_s}\right) \left(1 + 2 \frac{D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) \quad (3.13)$$

El periodo T_e y el amortiguamiento ζ_e efectivos del sistema suelo-estructura, se calcularon de una manera aproximada de acuerdo con las siguientes expresiones:

Periodo efectivo:

$$\tilde{T}_e = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{\frac{1}{2}} \quad (3.14)$$

$$T_h = 2\pi \left(\frac{M_e}{K_h}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.15)$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{M_e(H_e+D)^2}{K_r}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.16)$$

Donde:

T_e = Periodo natural de vibración de la estructura con base rígida.

T_h = Periodo natural que tendría la estructura con base rígida y si la base se pudiera trasladar.

T_r = Periodo natural que tendría la estructura con base rígida y si la base pudiera girar.

K_h = Rigidez lateral de la cimentación.

K_r = Rigidez de rotación de la cimentación.

D = Profundidad de la cimentación.

Amortiguamiento efectivo:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e}\right)^3 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e}\right)^2 \quad (3.17)$$

En esta ecuación:

$$\zeta_h = \frac{\tilde{\omega}_e C_h}{2K_h} \quad (3.18)$$

$$\zeta_r = \frac{\tilde{\omega}_e C_r}{2K_r} \quad (3.19)$$

Donde:

ζ_e = Amortiguamiento estructural del puente con base rígida.

ζ_h = Amortiguamiento de la estructura con base rígida y si la base se pudiera trasladar.

ζ_r = Amortiguamiento de la estructura con base rígida y si la base pudiera girar.

$\tilde{\omega}_e$ = Frecuencia efectiva.

En la tabla 3.5 se consignan los periodos y amortiguamientos efectivos del sistema para los sitios de Ángel Urraza, Esparza y Oteo y pozo número 14 para una profundidad de 20 metros, obtenidos mediante iteraciones según el manual de obras civiles de CFE del 2008:

Tabla 3.5. Periodos y amortiguamientos efectivos del sistema con interacción suelo estructura.

BASE RIGIDA	SITIO	PERIODOS Y AMORTIGUAMIENTOS EFECTIVOS DEL SISTEMA ISE			
		Ts(seg)	Tefec(seg)	ζ efec	Tefec/Te
Te(seg) 0.68	Pozo 14	0.90	0.96	0.060	1.41
$\zeta=5\%$	Esparza y Oteo	0.42	0.72	0.051	1.06
	Angel Urraza	0.86	0.86	0.061	1.26

III.13. ESTIMACION DE RIGIDECES DINÁMICAS EQUIVALENTES

La figura 3. 39, se muestra el modelo equivalente de análisis con interacción suelo-estructura, en esta figura se puede ver que la rigidez de la cimentación flexible al giro y la traslación horizontal quedan representadas por los resortes K_r y k_x (impedancias dinámicas). [Sánchez, 2002].

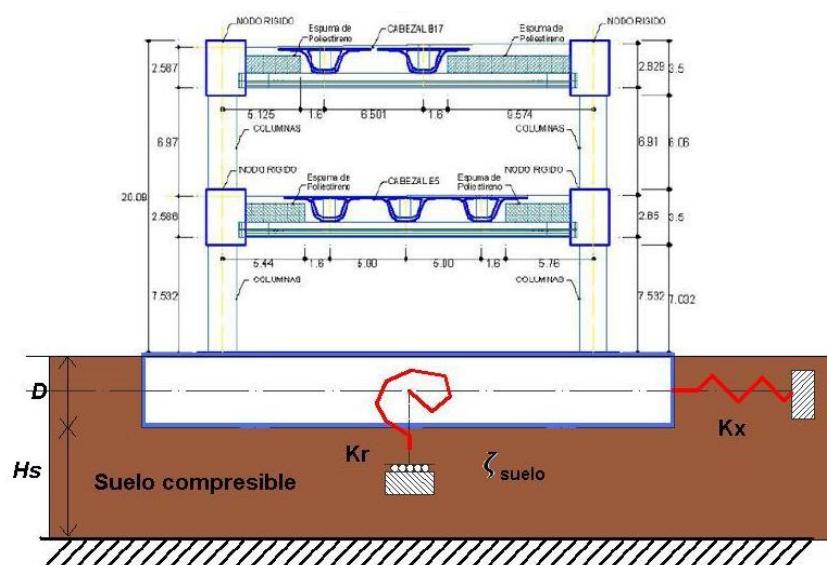


Figura 3.39. Modelo equivalente con interacción suelo-estructura.

En la tabla se presentan los valores de las rigideces dinámicas equivalentes del sistema suelo estructura obtenido siguiendo la metodología descrita por el manual de obras civiles de [CFE, 2008] para los tres sitios considerados en el estudio.

Tabla 3.6. Rigideces equivalentes del sistema con interacción suelo-estructura.

BASE RIGIDA	SITIO	ISE		RIGIDECES EQUIVALENTES		
		Ts(seg)	Tefec(seg)	ζ efec	Kr(T-m)	Kx(T-m)
Te(seg)						
0.68	Pozo 14	0.90	0.96	0.060	13936000.0	126570.0
$\zeta=5\%$	Esparza y Oteo	0.42	0.72	0.051	106800000.0	817590.0
	Angel Urraza	0.86	0.86	0.061	23142000.0	195000.0

Tabla 3.7. Rigideces equivalentes del sistema modelados en ansys con interacción suelo-estructura.

BASE RIGIDA	SITIO	ISE		ISE MODAL ANSYS	
		Kx(T-m)	Tefec(seg)	Tefec(seg)	Tefec/Te
Te(seg)					
0.68	Pozo 14	126570.0	0.96	0.90	0.94
$\zeta=5\%$	Esparza y Oteo	817590.0	0.72	0.72	1.00
	Angel Urraza	195000.0	0.86	0.83	0.97

Capítulo IV

APLICACIONES Y RESULTADOS NUMERICOS

V.1 Validación del modelo numérico

V.2 Análisis dinámico modal

V.3 Análisis en la historia del tiempo

Capítulo IV

APLICACIONES Y RESULTADOS NUMERICOS

IV.1. VALIDACIÓN DEL MODELO

Mediante el uso de técnicas basadas en la discretización por medio de los elementos finitos, se desarrolla un modelo tridimensional que permite estudiar el comportamiento estructural de puentes tipo marco de 2 niveles. Además, de la existencia actual de poderosos modelos de análisis no-lineales basados en el MEF que permiten reproducir comportamientos estructurales complejos con ecuaciones constitutivas no lineales.

Para desarrollar los modelos no-lineales en esta tesis, se utilizaron dos programas comerciales (ANSYS y SAP 2000), donde se realizaron análisis numéricos de la estructura obteniendo los siguientes resultados, usando los registros reales y sintéticos, desplazamientos máximos de entrepiso, historias de respuesta en el tiempo, así como, análisis dinámicos y la configuración modal de la estructura.

Se adoptaron dos modelos numéricos de análisis en 3D, para considerar la interacción suelo-estructura en el puente. En el primer modelo, la estructura se hace la suposición que se desplanta sobre suelo rígido, y en otro modelo se toma en cuenta el efecto del suelo sobre la estructura, considerando que el suelo tiene un comportamiento elástico, que considera la traslación y rotación de la estructura, por medio de resortes equivalentes ya anteriormente mencionados en el capítulo 3, las figuras 4.1 y 4.2, muestran el modelo numérico desarrollado en el programa de análisis ANSYS versión 11.0.

El modelo esta discretizando con elementos tipo viga (beam 188) que se conectan a nodos rígidos, el modelo con base rígida están conformado por 88 nodos y 70 elementos viga. Para el caso del modelo con base flexible se utilizaron más elementos, debido a que se incluye la cimentación en el modelo numérico resultando con 226 nodos y 363 elementos tipo viga.

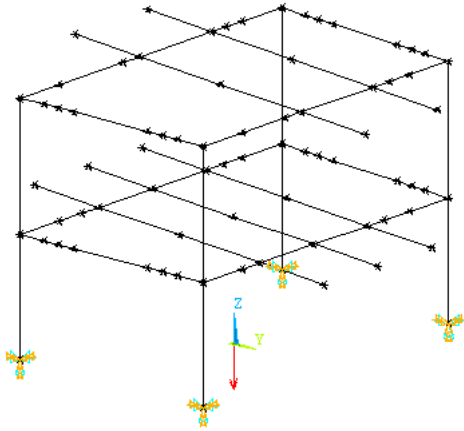


Figura 4.1. Modelo numérico de análisis en 3D con suelo rígido.

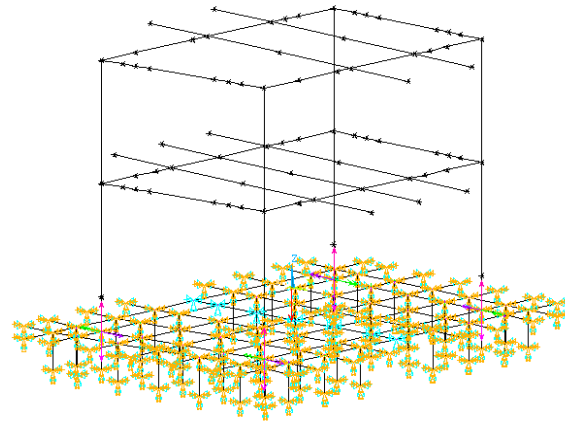
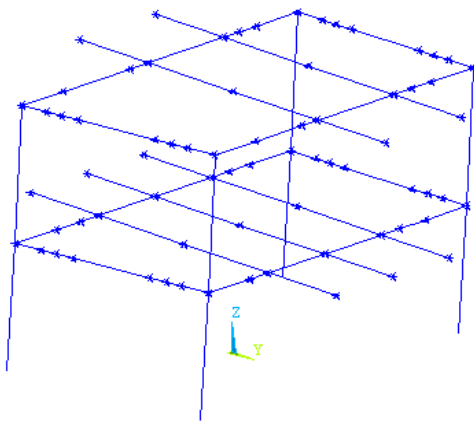


Figura 4.2. Modelo numérico de análisis en 3D con suelo compresible.

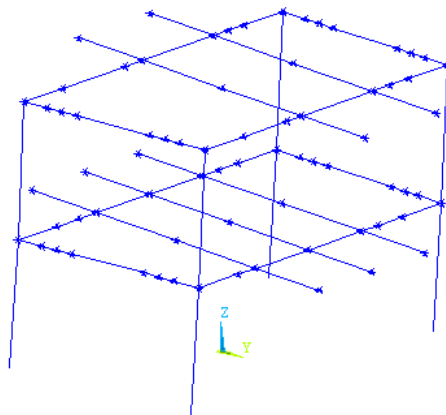
IV.2. ANÁLISIS DINAMICO MODAL

IV.2.1. MODELO CON BASE RÍGIDA

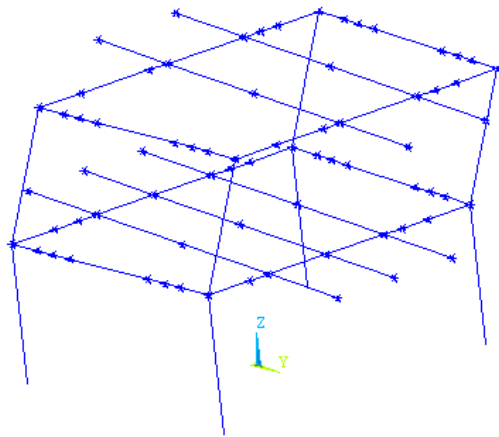
En esta parte, se presentan los valores de los periodos de vibración, de los modelos con base rígida y el sistema suelo-estructura obtenidos a partir de los modelos numéricos ya descritos, así como las configuraciones modales de los 5 modos, ver figura 4.3 y tabla 4.1 donde se realiza una comparación entre los programas de análisis (SAP 2000 versión 14 Y Ansys versión 11.0).



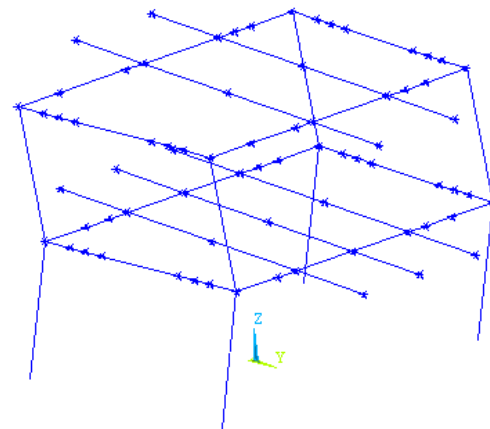
(a) Modo 1 translación dir x.



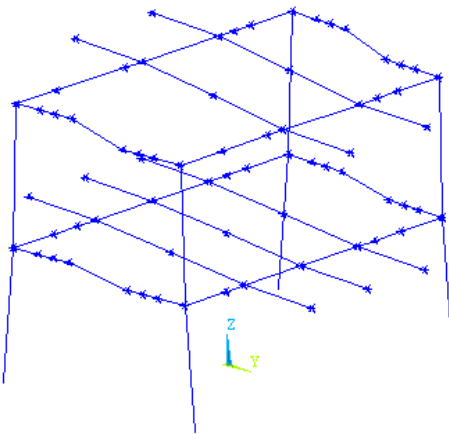
(b) Modo 2 translación dir z.



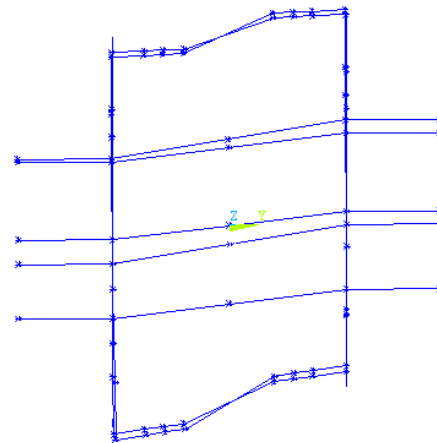
(c) Modo 3 traslación dir x.



(d) Modo 4 traslación dir x.



(e) Modo 5 torsión dir z.



(f) Modo 5 torsión dir z (en planta).

Figure 4.3. Configuraciones modales con base rígida.

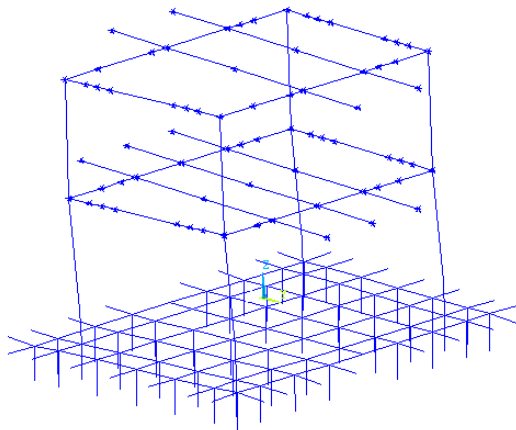
La tabla 4.1 muestra los resultados un análisis modal, en todos los casos el primer como corresponde a una traslación en la dirección X, el segundo modo una traslación en la dirección Y finalmente el tercer modo representa torsión.

Tabla 4.1. Configuraciones modales con la estructura con base rígida.

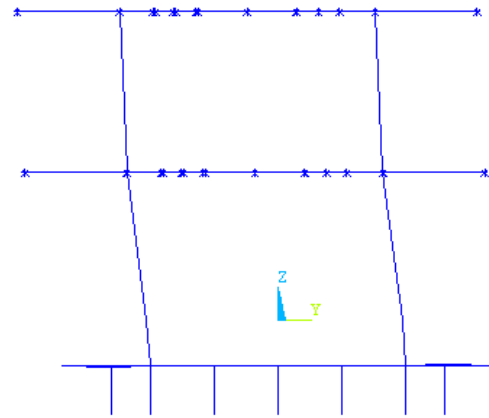
Programa	Modo 1 T_1 (seg)	Modo 2 T_2 (seg)	Modo 3 T_3 (seg)	Modo 4 T_4 (seg)	Modo 5 T_5 (seg)
SAP-2000	0.6808	0.6859	0.2965	0.1967	0.1604
ANSYS	0.6836	0.6834	0.2924	0.1035	0.0978

IV.2.1. MODELO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

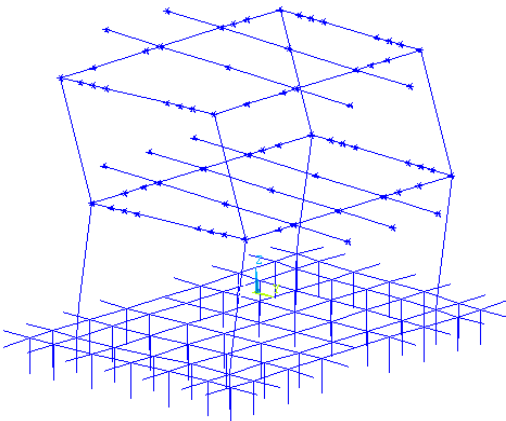
En esta parte se presentan los resultados del análisis dinámico modal de la estructura, para el caso de interacción suelo-estructura, y en la tabla 4.2 se muestran los resultados de los periodos y amortiguamientos efectivos obtenidos de acuerdo al procedimiento del manual de [CFE, 2008], así mismo se muestra una comparación con los resultados numéricos obtenidos con el programa ANSYS ver figura 4.4.



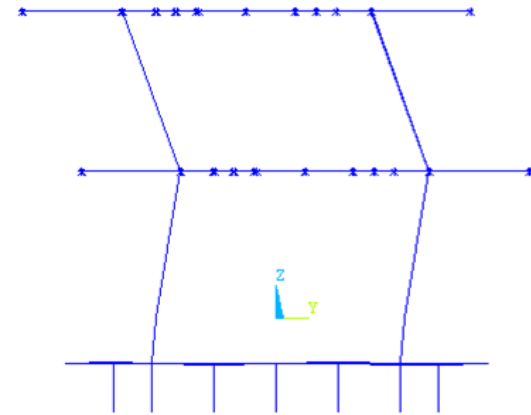
(a) Modo 1 translación dir x 3-D.



(b) Modo 1 translación dir x.



(c) Modo 2 translación dir x 3-D.



(c) Modo 2 translación dir x.

Figura 4.4. Configuraciones modales con el sistema de interacción suelo-estructura.

Tabla 4.2. Periodos y amortiguamientos efectivos simplificados y numéricos del sistema con interacción suelo-estructura para los sitios de estudio.

Sitio	Base rígida T_{e1} (seg); ζ_e	Periodo del suelo T_s (seg)	Interacción suelo-estructura			
			Manual CFE 2008 T_{efec} (seg)	ANSYS T_{efec} (seg)	T_{efec} / T_{e1}	Amortiguamiento efectivo $\zeta_e =$
Pozo14	0.6836; 0.05	0.90	0.96	1.0061	1.47	0.06
A. U.		0.86	0.86	0.8464	1.23	0.061
E. O.		0.42	0.72	0.6613	1.03	0.051

IV.3. ANÁLISIS EN LA HISTORIA DE TIEMPO

El análisis tiempo-historia permite calcular la respuesta en el tiempo de una estructura ante un registro de aceleraciones en la base de la estructura, permitiendo visualizar gráficamente la historia desplazamientos, distorsiones de entrepiso, cortantes basales, fuerzas y momento flexionante en los elementos de la estructura.

Para ello en esta sección, se presentan los resultados obtenidos de los análisis numéricos de la estructura ante excitaciones sísmicas, de registros aledaños a la estructura, así como los resultados de señales sintéticas.

La característica general obtenida en los análisis de los marcos, es el comportamiento diferente del mismo marco estudiado, con cada registro sísmico empleado. Además, estos análisis indican que la respuesta estructural de los marcos transversales fue diferente a la de los marcos longitudinales. La respuesta estructural de los marcos, se evalúan con las historias de cortante, desplazamiento y distorsión de entrepiso, a continuación los resultados mostrados son las condiciones más severas en cada marco.

IV.3.1. RESULTADOS NUMÉRICOS DE LA ESTRUCTURA CON BASE RÍGIDA

IV.3.1.1 HISTORIAS DE CORTANTE Y COEFICIENTE SÍSMICO

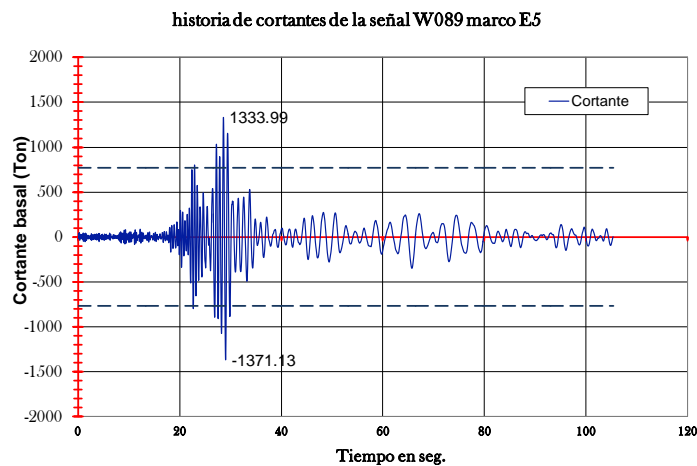
La historia de los cortantes basales (HCB), indican la fuerza a la que están sometidos los marcos en el tiempo, así mismo muestran el comportamiento que tiene la estructura con cada registros sísmico empleado. En estas respuestas, se observa, que la zona intensa de demanda impuesta por el sismo, así como el cortante que produce la fluencia en los elementos estructurales. A partir de estas historias se obtiene de forma indirecta el pseudo-coeficiente sísmico que se presenta en cada instante de tiempo.

Las historias de cortante y pseudo-coeficiente sísmico (HP-CS), se comparan con las recomendaciones del RCDF-2004 y las NTC. Los datos empleados del cortante estático obtenido con las normas, se presentan en la tabla 4.3.

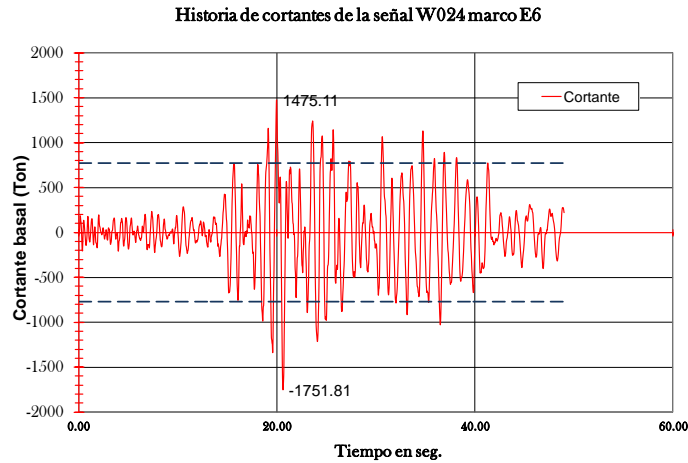
Tabla 4.3. Coeficientes sísmicos y cortantes estáticos.

Coeficiente sísmico y cortantes estáticos					
Marco	GRUPO	ZONA	C	W(Ton)	Ve(Ton)
E5-B17	A	II	0.48	1601.63	768.78
E6-B18	A	II	0.48	1408.01	675.85
TR-NORTE	A	II	0.48	1515.74	727.56
TR-SUR	A	II	0.48	1488.17	714.32

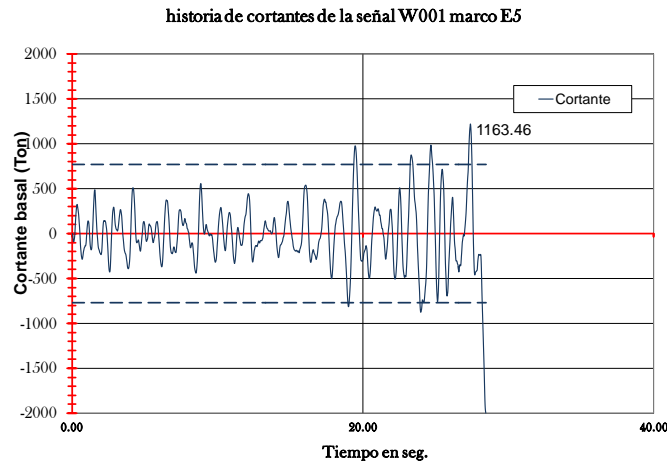
Para los marcos E5-B17 y E6-B18 con los registros sísmicos UC44-089 y UC44-024 se obtuvieron las siguientes historias de cortantes, ver gráfica 4.1, 4.2.



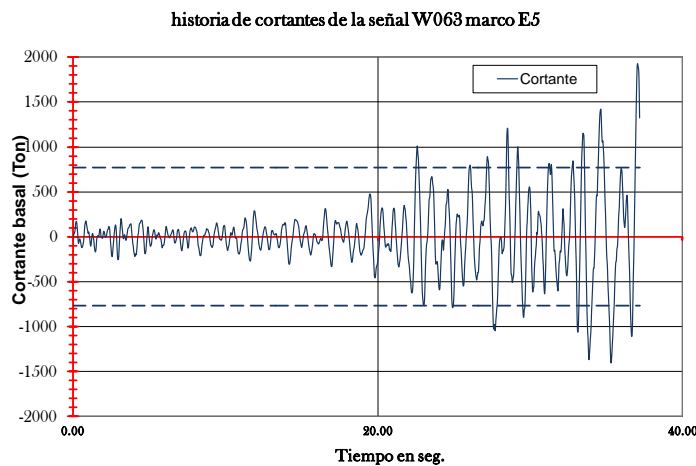
Gráfica 4.1. Historia del cortante basal en el marco E5-B17 señal UC44-089.



Gráfica 4.2. (HCB), en el marco E6-B18 señal UC44-024.

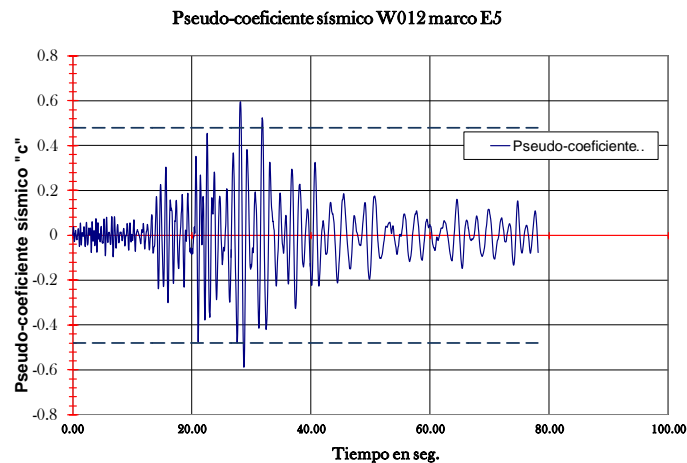


Gráfica 4.3. (HCB), en el marco E5-B17 señal UC44-001.

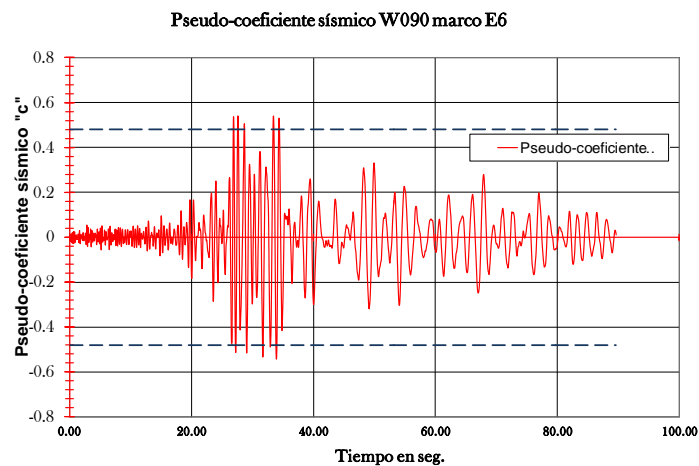


Gráfica 4.4. (HCB), en el marco E6-B18 señal UC44-063.

En las gráficas 4.3 y 4.4 se observa que en la respuesta del comportamiento es interrumpido el análisis numérico, debido a que la capacidad del elemento fue rebasada. Las historias de cortante y de pseudo-coeficiente sísmico mostradas son las que producen las condiciones más desfavorables para la estructura, ver figura 4.5 y 4.6.



Gráfica 4.5. Historia de pseudo-coeficiente sísmico en el marco E5-B17 con la señal UC44-012.



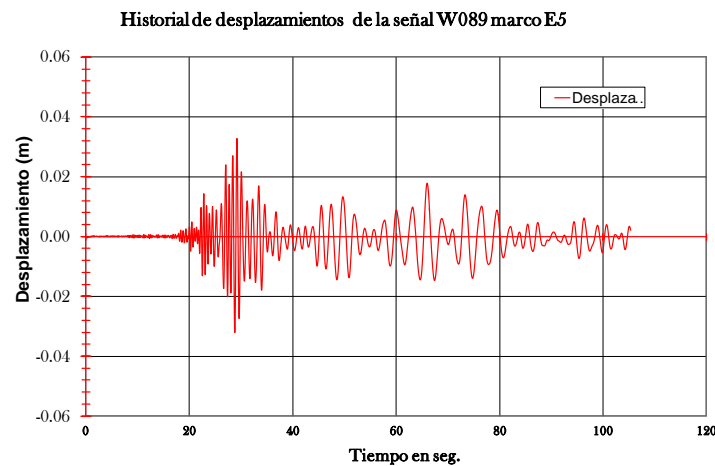
Gráfica 4.6. (HP-CS), en el marco E6-B18 con la señal UC44-090.

En resumen, se puede observar que en la mayoría de las señales, el cortante dinámico es mayor al cortante estático propuesto por las normas, además se muestran que las historias de pseudo-coeficiente sísmicos tienen una configuración similar a las historias de cortantes.

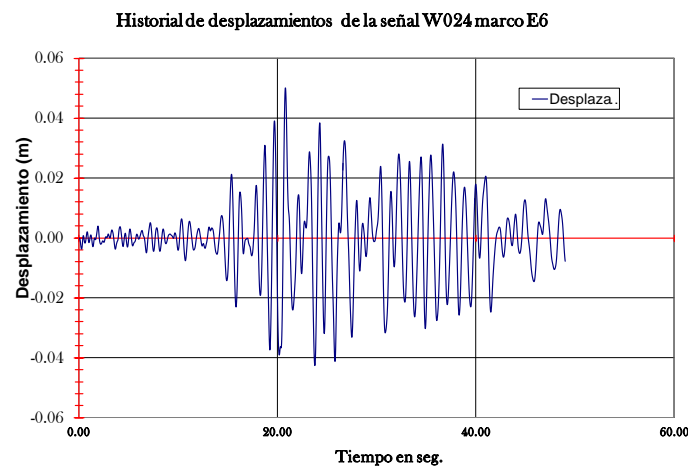
IV.3.1.2 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

La historia de los desplazamientos (HD), muestra el comportamiento de la estructura desplazada sobre una base rígida, a partir de cada paso de tiempo de las señales empleadas. En la respuesta se observa la zona de intensa de demanda, así como el desplazamiento permanente en la estructura. Además, se muestra el desplazamiento obtenido con la fuerza cortante que produce, el desplazamiento máximo de la estructura que se obtiene regularmente del segundo nivel de la estructura, en las gráficas 4.7 y 4.8 se muestra la historia de desplazamientos máximos de las señales más desfavorables en los marcos E5-B17 y E6-B18.

La historia de desplazamientos de la señal UC44-089 en el marco E5-B17, se observa el desplazamiento cuando los elementos fluyen y el desplazamiento máximo, en ambas direcciones (+) y (-) como se muestra en las figuras 4.7 y 4.8.



Gráfica 4.7. (HD), en el marco E5-B17 señal UC44-089.



Gráfica 4.8. (HD), en el marco E6-B18 señal UC44-024.

En la siguiente tabla 4.4 muestran los desplazamientos máximos para los marcos E5-B17 y E6-B18 del modelo con base rígida y las graficas resultantes de los seis registros si se encuentran en los anexos 2,3 y 4 de esta tesis.

Tabla 4.4. Desplazamientos máximos para los marcos E5-B17 y E6-B18 para la estructura desplantada en base rígida.

SEÑAL	MARCO	DESPLAZAMIENTO (m)	
		(+)	(-)
W001	E5-B17	0.059	0.044
	E6-B18	0.057	0.054
W012	E5-B17	0.046	0.051
	E6-B18	0.058	0.054
W024	E5-B17	0.050	0.043
	E6-B18	0.050	0.043
W063	E5-B17	0.047	0.059
	E6-B18	0.044	0.057
W089	E5-B17	0.033	0.032
	E6-B18	0.034	0.032
W090	E5-B17	0.041	0.040
	E6-B18	0.039	0.038

Las curvas de histéresis que se muestran en las gráficas 4.10, 4.12 y 4.14, están formadas de la relación de momentos del nodo 3, definido en el capítulo 3, alrededor del eje Y y las rotaciones del nodo 3 alrededor del eje Z, en la figura 4.5 se muestra la ubicación del nodo 3, además, en estas curvas de histéresis se observa un comportamiento no-lineal de los elementos, así como la disipación de energía.

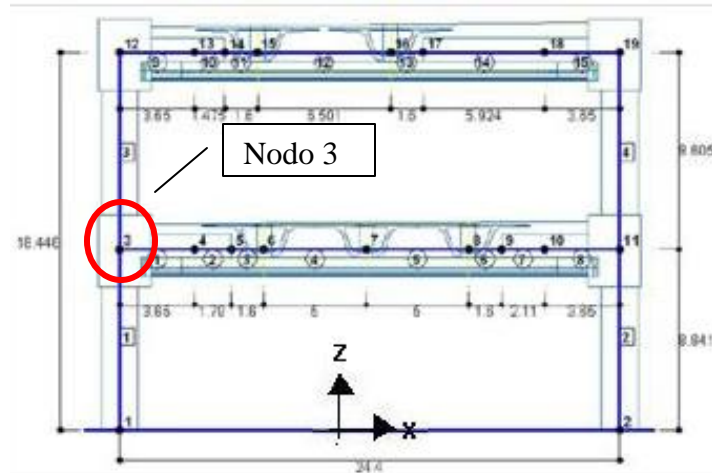
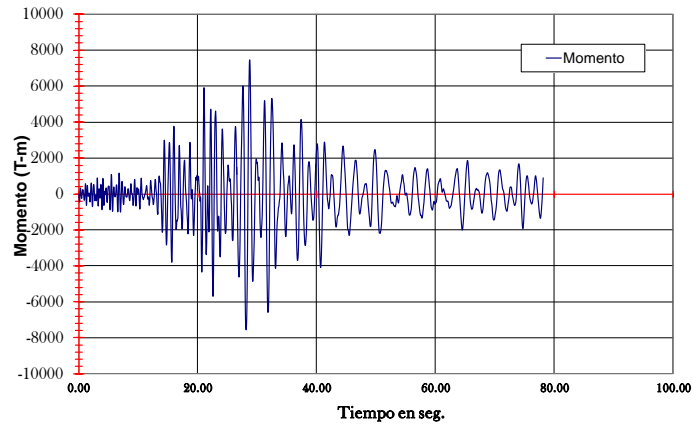


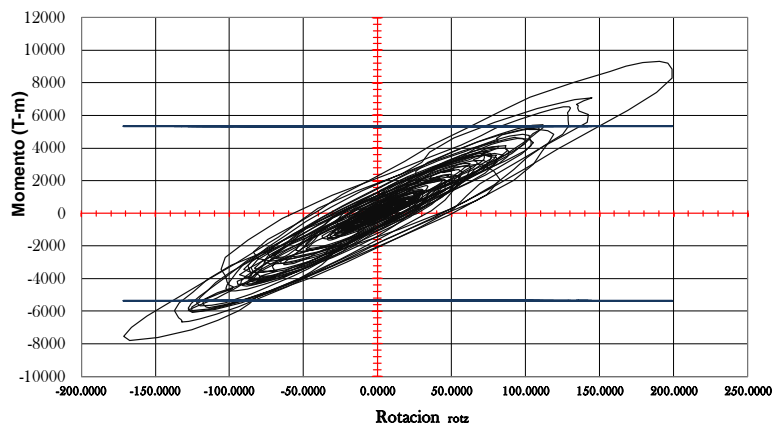
Figura 4.5. Ubicación del nodo 3.

Historial de momentos de la señal W012 marco E5



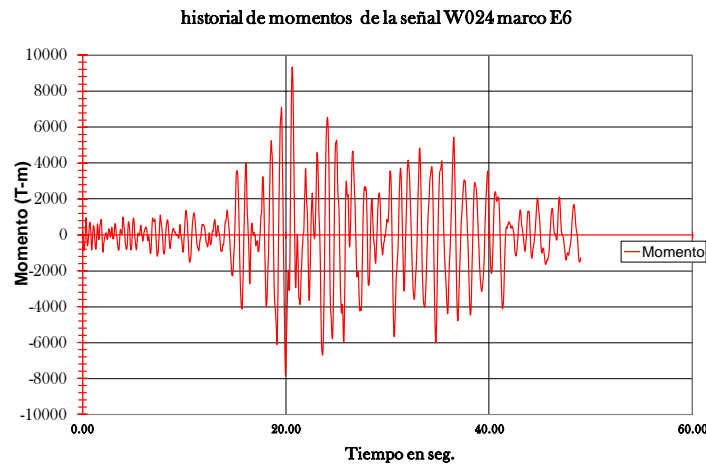
Gráfica 4.9. Historia de momentos_y en el marco E5-B17 señal UC44-024.

Momento vs rotaciones de la señal W024 marco E5

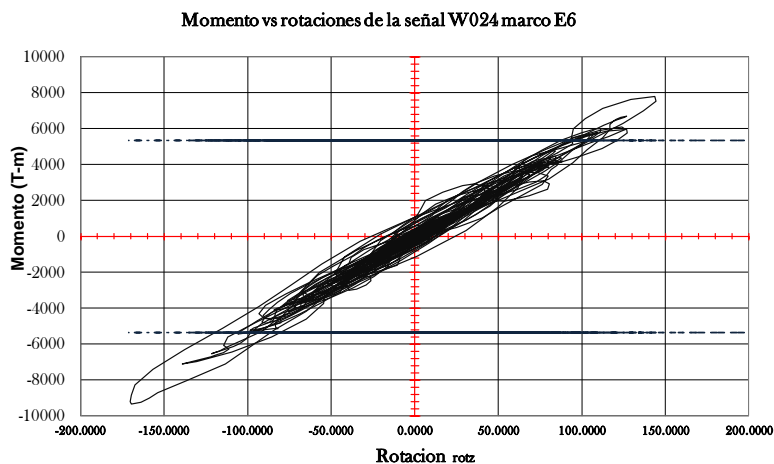


Gráfica 4.10. Diagrama de histéresis momento_y vs rotaciones_z, en el marco E5-B17 señal UC44-024.

En las curva de histéresis de la gráfica 4.10, se observan ciclos estables y definidos, muestran la historia de momentos de un elemento tipo trabe, así como las rotaciones correspondientes, se muestra dentro del gráfico una línea vertical que representa el momento de fluencia del elemento tipo trabe, donde se muestra incursionan en el rango no lineal , además que representan la disipación de energía en los elementos. Los marcos E5-B17 y E6-B18, incursionan en el rango no lineal con la señal UC44-024, ver gráfica 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12.

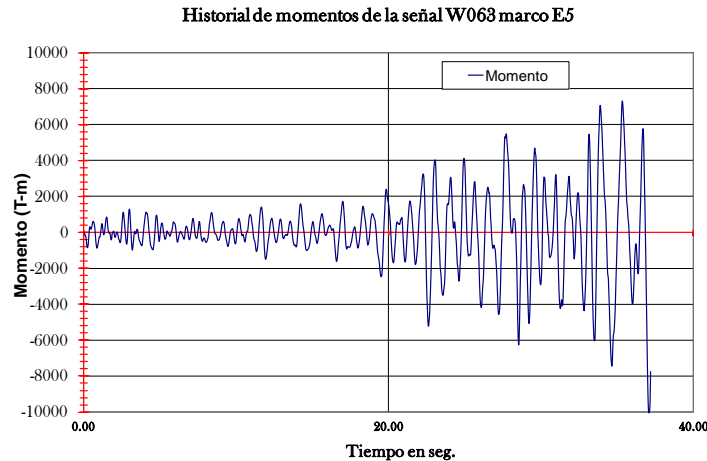


Gráfica 4.11. Historia de momentos_y en el marco E6-B18 señal UC44-024.

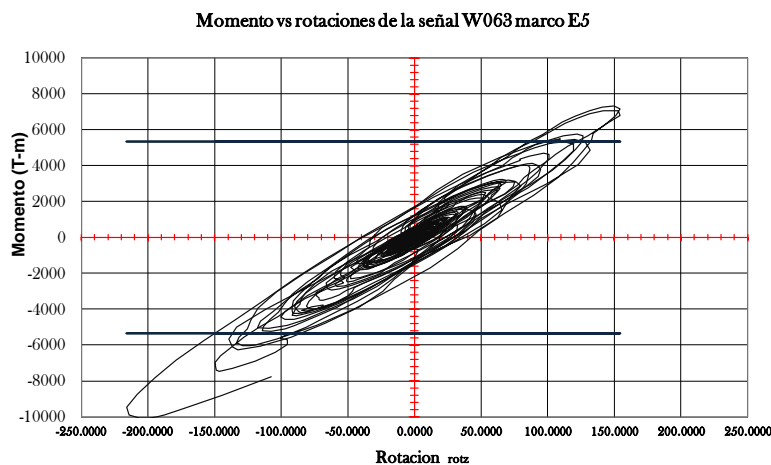


Gráfica 4.12. Diagrama de histéresis momento_y vs rotaciones_z, en el marco E6-B18 señal UC44-024.

En las curvas de histéresis, como se muestra en las gráficas 4.13 y 4.14, se observa que en la mayoría de los casos, los dos marcos E5-B17 y E6-B18 entran en el rango no-lineal, y las señales UC44-001 y UC44-063 rebasan la capacidad del elemento, originando un colapso o ruptura del elemento.



Gráfica 4.13. Historia de momentos_y, en el marco E5-B17 señal UC44-063.



Gráfica 4.14. Diagrama de histéresis momento_y vs rotaciones_z, en el marco E5-B17 señal UC44-063.

En resumen podemos observar que en los marcos E5-B17 y E6-B18 en las historias de desplazamiento, los desplazamientos de fluencia son muy similares en los 2 marcos transversales, además de observar que las deformaciones permanentes son pequeñas o casi nulas.

Por otra parte, podemos observar que el comportamiento de las curvas de histéresis en los elementos estructurales, ayuda a conocer con más precisión, donde posiblemente pueda formarse una articulación plástica ó en algunos casos, conocer valor donde fue rebasada la capacidad del elemento.

IV.3.1.3 DISTORSIONES

Este parámetro de distorsiones, determina la magnitud de posibles daños que pueden experimentar los elementos estructurales y no estructurales, además, es una medida representativa de un sistema 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 4.6.

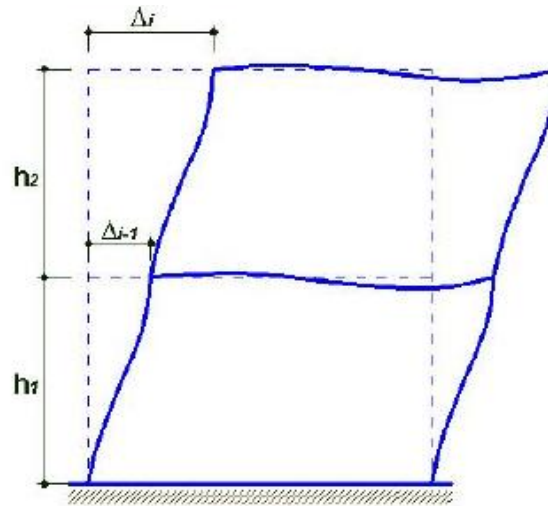


Figura 4.6. Distorsiones por entrepiso para un marco.

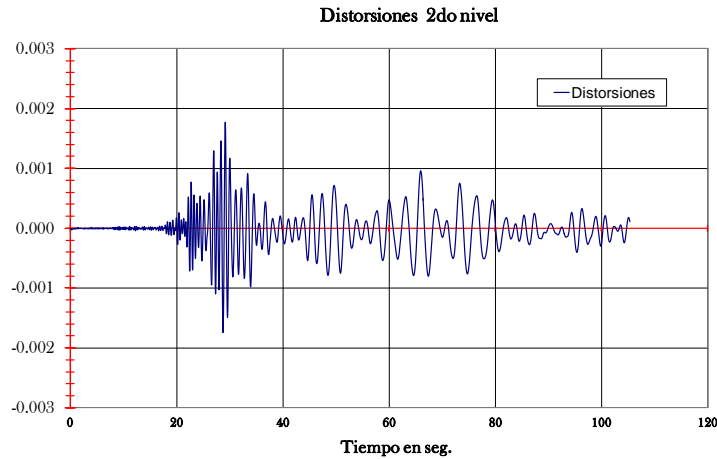
Las distorsiones, se obtienen para cada paso de tiempo t , a partir de las historias de desplazamiento de cada uno de los registros sísmicos, las distorsiones mostradas a continuación se comparan con las permitidas por RCDF-NTC-DS-2004, para obtener el índice de distorsiones, se obtiene a partir de la siguiente expresión, donde Δ_r es el desplazamiento relativo del entre piso y h es la altura de entrepiso.

$$\Delta_r = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (4.1)$$

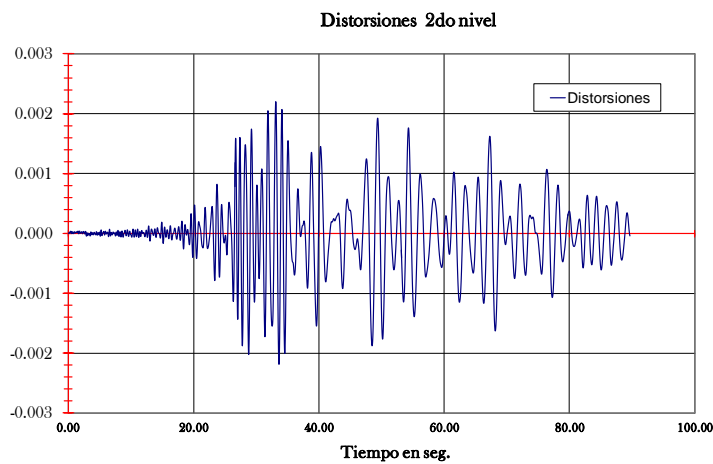
$$\delta = \frac{\Delta_r}{h} \quad (4.2)$$

A partir del resultado numérico en la historia de desplazamientos, se obtuvieron las respuestas de distorsiones para los marcos E5-B17 y E6-B18, en las cuales se observa las distorsiones de entrepiso, tomando el segundo nivel donde se presentan las distorsiones máximas por entrepiso, el cual no rebasan el límite permisible ($0.006h$ y $0.015h$) por las RCDF-NTC-DS-2004, mostrados a continuación.

En las siguientes gráficas 4.15 y 4.16, podemos observar la historia de distorsiones (HDE) para los marcos E5-B17 y E6-B18 respectivamente, generadas con las señales UC44-W089 y UC44-W090, en ellas se pueden ver que no rebasan el límite permisible por las RCDF-NTC-DS-2004.

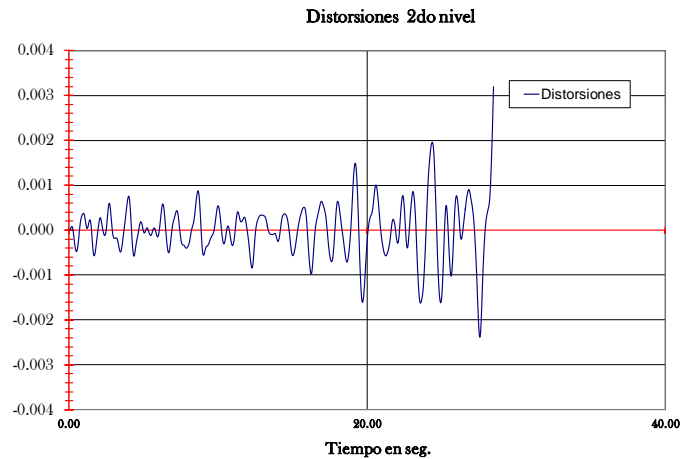


Gráfica 4.15. (HDE), en el marco E5-B17 señal UC44-089.

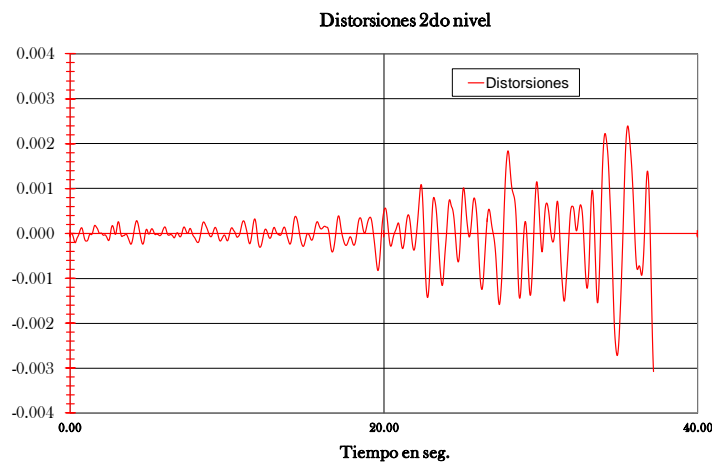


Gráfica 4.16. (HDE), en el marco E5-B17 señal UC44-090.

Para las señales UC44-W089 y UC44-W090, se observa que las historia de distorsiones de entrepiso (HDE) máximas, para los marcos E5-B17 y E6-B18 respectivamente, no exceden los valores máximos recomendados por RCDF-NTC-DS-2004; a pesar de que la capacidad de alguno de los elementos, fue rebasada.



Gráfica 4.17. (HDE), en el marco E5-B17 señal UC44-001.



Gráfica 4.18. (HDE), en el marco E6-B18 señal UC44-063.

IV.3.2. RESULTADOS NUMÉRICOS DE LA ESTRUCTURA CON BASE FLEXIBLE

En este trabajo de tesis, se busca identificar la influencia del terreno compresible en la respuesta dinámica de puentes urbanos, por lo que en esta sección se muestra los resultados de los análisis numéricos del modelo con base flexible.

Para ello se considera que el suelo tiene un comportamiento elástico, tomando en cuenta el efecto de traslación y rotación de la estructura, mediante resortes equivalentes del suelo que representan su rigidez, calculados con la metodología que propone el manual de obras civiles de [CFE, 2008].

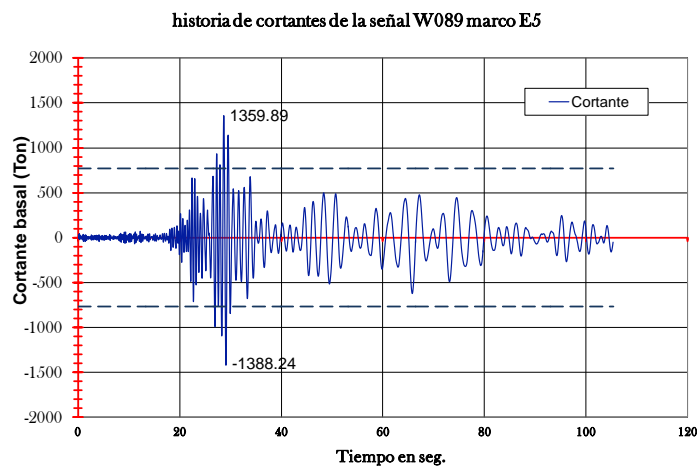
A partir de los análisis en la historia del tiempo o paso a paso, se podrá comparar la respuesta del modelo con base rígida a un modelo que considera la base del

suelo compresible, y observar la importancia de considerar la influencia del suelo sobre la estructura.

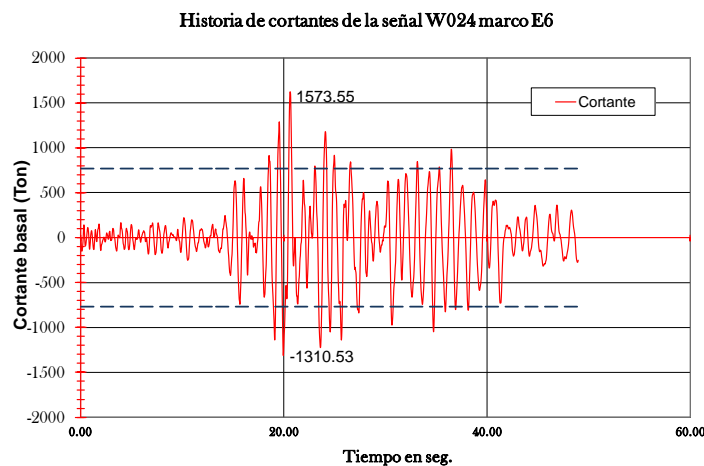
Para poder cuantificar la influencia del suelo-estructura, se hace una comparación entre el modelo con base rígida y el de base flexible, se evalúan las historias de cortante, desplazamientos, distorsiones de entrepiso y momentos en los elementos.

IV.3.2.1 HISTORIAS DE CORTANTE Y COEFICIENTE SÍSMICO

En esta parte se muestra la historia de cortante basal V_B de la estructura desplantada en suelo compresible. Al igual como se procedió anteriormente con el modelo con base rígida, las historias de cortante y pseudo coeficiente sísmico son comparadas con el RCDF-DS-2004, se muestran las historias de cortante basal (HCB), para las señales UC-W024 y UC44-W012, ver las gráficas 4.19 y 4.20.

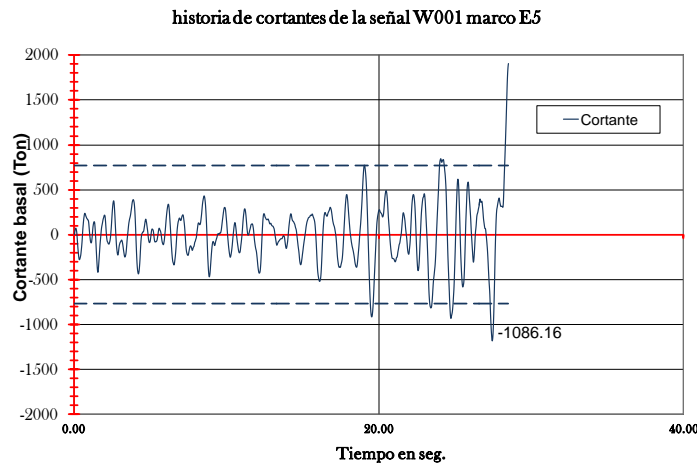


Gráfica 4.19. (HCB), en el marco E5-B17 señal UC44-089.

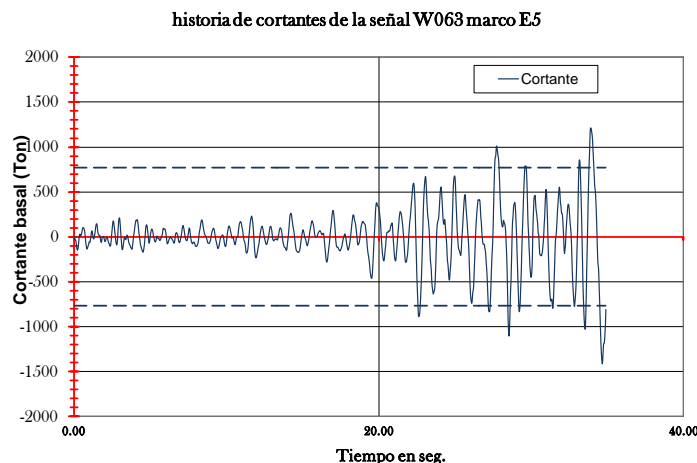


Gráfica 4.20. (HCB), en el marco E6-B18 señal UC44-024.

Por otra parte podemos observar para las señales UC44-001 y UC44-063, al igual que el modelo anterior, en algunos elementos estructurales fue rebasada la capacidad obteniendo una ruptura ó colapso del elemento, como se muestra en las gráficas 4.21 y 4.22.



Gráfica 4.21. (HCB), en el marco E5-B17 señal UC44-001.



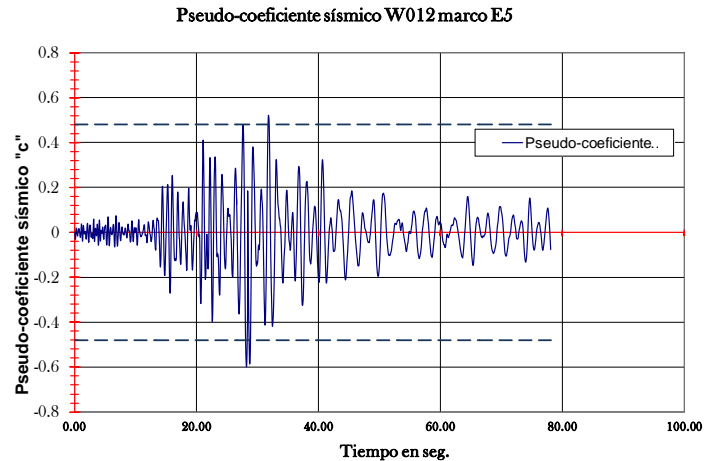
Gráfica 4.22. (HCB), en el marco E6-B18 señal UC44-063.

En la siguiente tabla 4.5 muestran los cortantes máximos, para los marcos E5-B17 y E6-B18 del modelo con base rígida y el de base flexible, donde podemos observar en los 6 registros sísmicos sintéticos, el cortante permisible por NTC-DS-2004 fue rebasado, además, los resultados numéricos del modelo con base flexible, son casi similares a los reflejados en el modelo con base rígida, no observando alguna variación significativa.

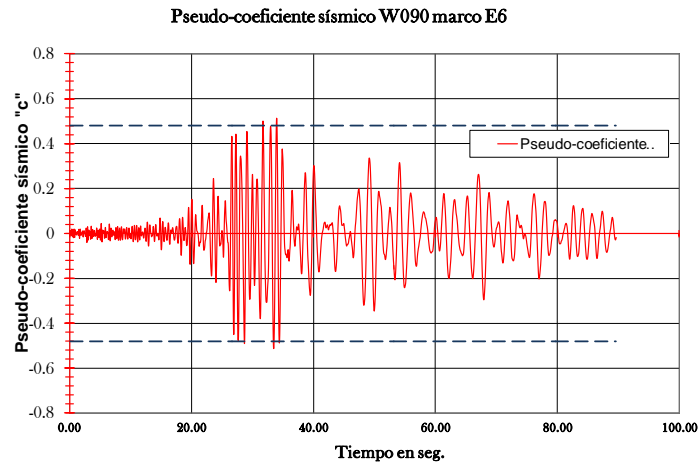
Tabla 4.5. Cortantes basales máximos, para los marcos E5-B17 y E6-B18 para la estructura desplantada en base rígida y el modelo con base flexible.

SEÑAL	MARCO	CORTANTE PERMISIBLE NTC-2004 (+) Y (-) (Ton)	BASE RÍGIDA		BASE FLEXIBLE	
			CORTANTE BASAL (Ton)		CORTANTE BASAL (Ton)	
			(+)	(-)	(+)	(-)
W001	E5-B17	768.78	1144	1996	1086	1900
	E6-B18	675.85	1096	1952	1074	1900
W012	E5-B17	768.78	1363	1381	1230	1480
	E6-B18	675.85	1357	1422	1221	1386
W024	E5-B17	768.78	1475	1751	1495	1250
	E6-B18	675.85	1497	1745	1573	1310
W063	E5-B17	768.78	1950	1322	1200	1400
	E6-B18	675.85	1901	1360	1250	1430
W089	E5-B17	768.78	1295	1338	1281	1290
	E6-B18	675.85	1333	1371	1300	1350
W090	E5-B17	768.78	1400	1380	1380	1300
	E6-B18	675.85	1390	1390	1250	1290

A continuación se muestran los pseudo-coeficientes sísmicos obtenidos indirectamente de los análisis numéricos en la historia de tiempo a partir del cortante basal normalizado respecto al peso total W_t , en los marcos E5-B17 y E6-B18 respectivamente, en función del tiempo t , ver graficas 4.23 y 4.24.



Gráfica 4.23. (HP-CS), en el marco E5-B17 con la señal UC44-012.

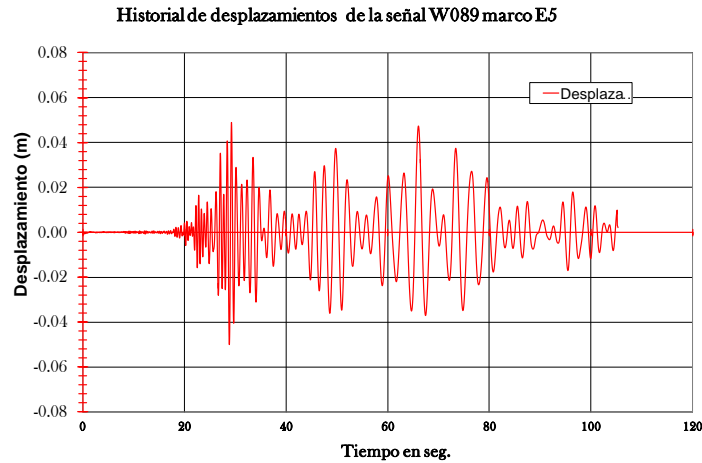


Gráfica 4.24. (HP-CS), en el marco E6-B18 con la señal UC44-090.

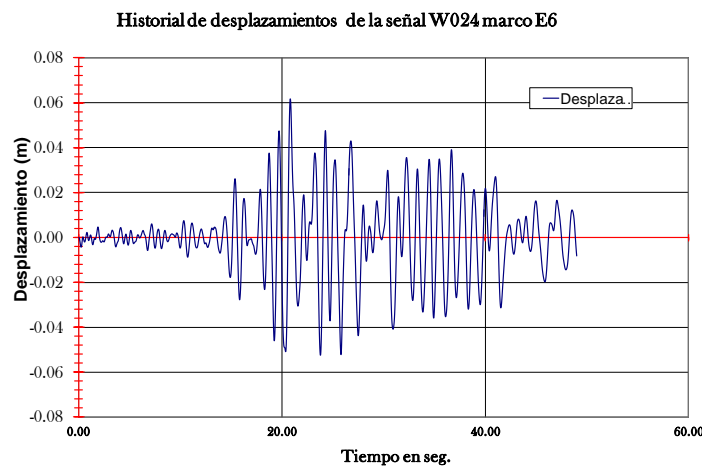
IV.3.2.2 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

En esta parte de la tesis se muestran los desplazamientos máximos (HD), obtenidos a partir de los resultados en la historia de tiempo para los marcos E5-B17 y E6-B18 para el modelo con base flexible, donde podemos observar que la respuesta de desplazamientos máximos aumentan en comparación al modelo con base rígida.

Para el caso de la señal UC44-089 en el marco E5-B17, los desplazamientos máximos registrados en el modelo con base flexible aumentaron alrededor de 3 cm respecto al modelo con base rígida, además, se muestra que en la señal UC44-024 en el marco E6-B18 también hay un aumento en los desplazamientos máximos registrados de 3.5 cm, con respecto al modelo con base rígida, como se muestra en las graficas 4.25 y 4.26.



Gráfica 4.25. (HD), en el marco E5-B17 señal UC44-089.



Gráfica 4.26. (HD), en el marco E6-B18 señal UC44-024.

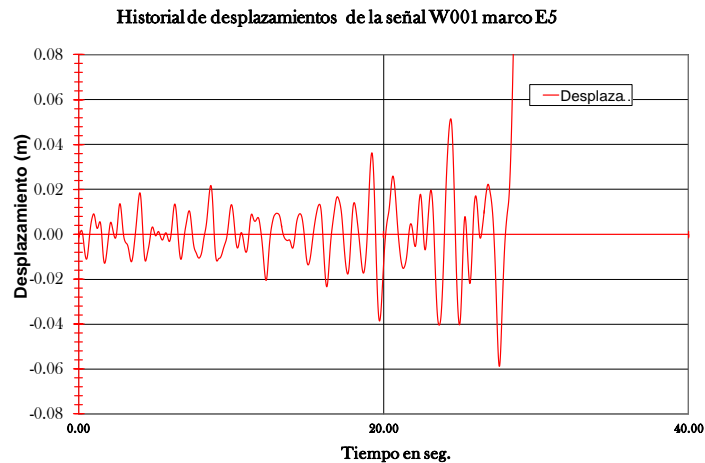
En la tabla 4.6 se muestra, un resumen de los desplazamientos máximos obtenidos a partir de la respuesta estructural de los modelos numéricos de análisis ante sismos sintéticos con base rígida y base flexible, para los marcos E5-B17 y E6-B18.

Tabla 4.6. Desplazamientos máximos para los marcos E5-B17 y E6-B18 el modelo con case rígida y base flexible.

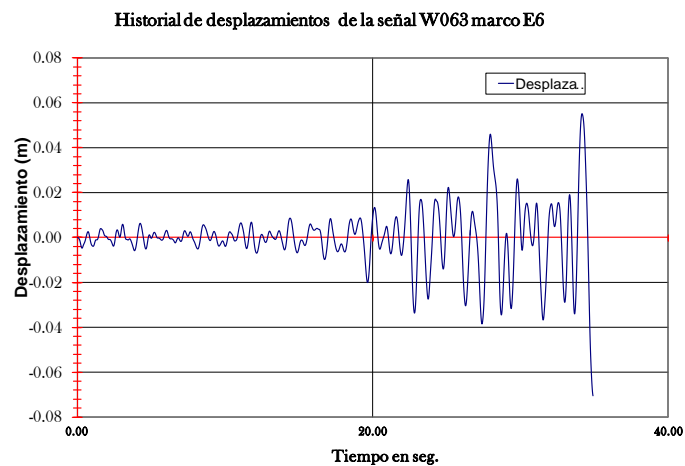
SEÑAL	MARCO	BASE RÍGIDA		BASE FLEXIBLE	
		DESPLAZAMIENTO (m)		DESPLAZAMIENTO (m)	
		(+)	(-)	(+)	(-)
W001	E5-B17	0.059	0.044	0.081	0.059
	E6-B18	0.057	0.054	0.078	0.057
W012	E5-B17	0.046	0.051	0.059	0.072
	E6-B18	0.058	0.054	0.057	0.069
W024	E5-B17	0.050	0.043	0.064	0.055
	E6-B18	0.050	0.043	0.062	0.052
W063	E5-B17	0.047	0.059	0.058	0.079
	E6-B18	0.044	0.057	0.055	0.071
W089	E5-B17	0.033	0.032	0.049	0.050
	E6-B18	0.034	0.032	0.048	0.049
W090	E5-B17	0.041	0.040	0.054	0.052
	E6-B18	0.039	0.038	0.052	0.050

En las señales UC44-001 y UC44-063 con el modelo con base flexible, en marcos E5-B17 y E6-B18, muestran que la capacidad de los elementos es rebasada, obteniendo un colapso o ruptura en los elementos tipo trabe, similar al anterior modelo de base rígida.

Se puede observar que los desplazamientos máximos registrados en el modelo ISE tienen un aumento de 3.5 cm, debido a la flexibilidad del modelo con base en sus resortes equivalentes, que su rigidez es menor en comparación al modelo con base rígida, ver gráficas 4.27 y 4.28 y tabla 4.6.



Gráfica 4.27. (HD), en el marco E5-B17 señal UC44-001.



Gráfica 4.28. (HD), en el marco E6-B18 señal UC44-063.

Con la finalidad de poder mostrar el comportamiento no-lineal, se han construido curvas de histéreticas a partir de los resultados numéricos de las respuestas en función del tiempo, las curvas de histéresis están formadas a partir de la historia de momentos alrededor del eje Y, así como sus respectivas rotaciones alrededor del eje Z del nodo 3, ver figura 4.6.,

En estas curvas, se puede observar una reducción en los elementos mecánicos generados en el nodo 3, los valores de los momentos flexionantes del modelo con base flexible son menores con respecto al modelo de base rígida.

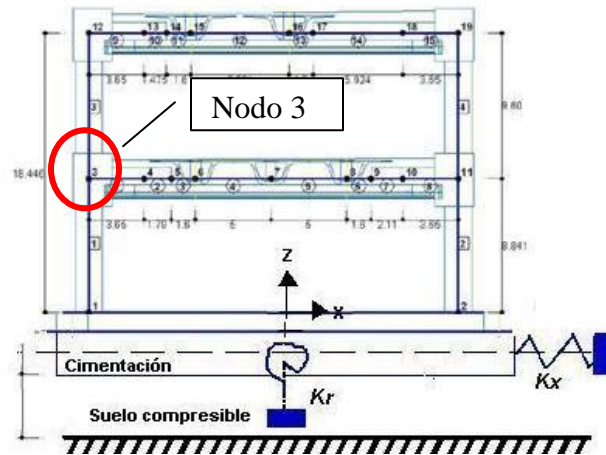
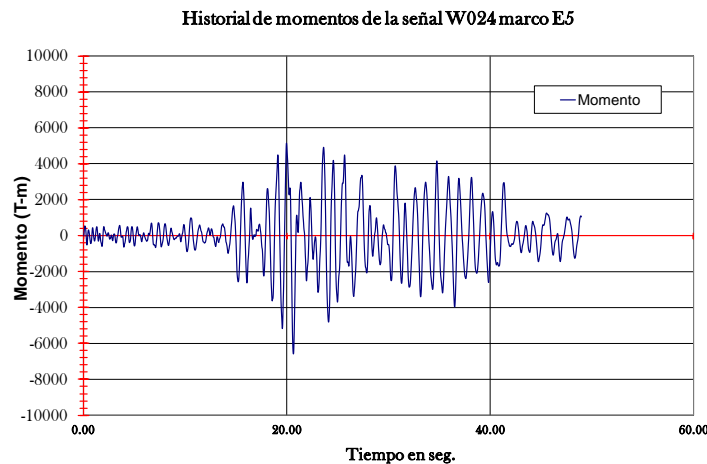


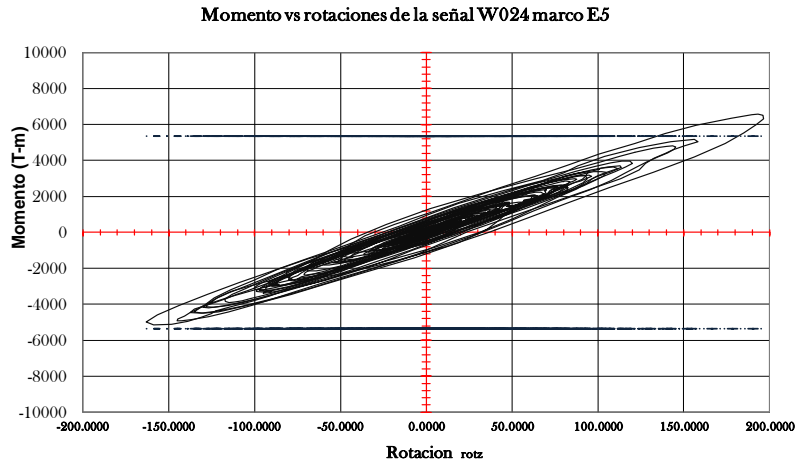
Figura 4.7. Ubicación del nodo 3.

A continuación se muestran las curvas de histéresis para los marcos E5-B17 y E6-B18, observando el comportamiento de ante las señales UC44-024 y UC44-089 respectivamente, mostrando una reducción de los elementos mecánicos, para este caso la historia de momentos se observa una disminución en la respuesta y se observan los ciclos de histéresis más definidos.

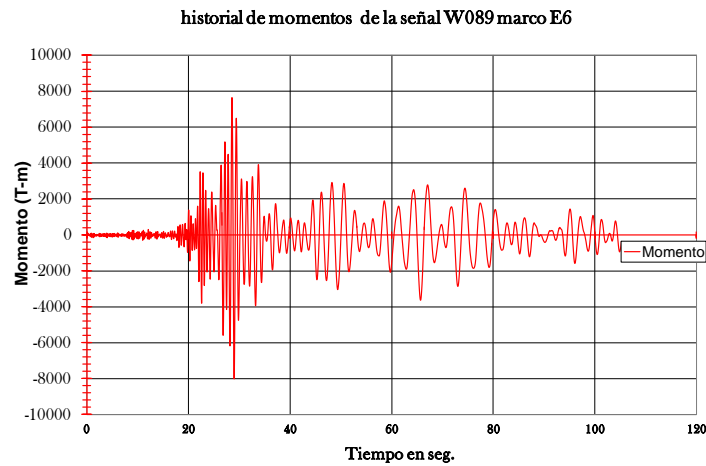
En el caso de la señal UC44-024 el modelo con base rígida reporta en la historia de momentos máximos un valor aproximado de (+) 8,849 (ton-m), y para el modelo con ISE se redujo hasta (+) 6,571(ton-m), obteniendo una reducción del orden 0.74 % respecto al modelo con base rígida, ver gráficas 4.29, 4.30, 4.31 y 4.32.



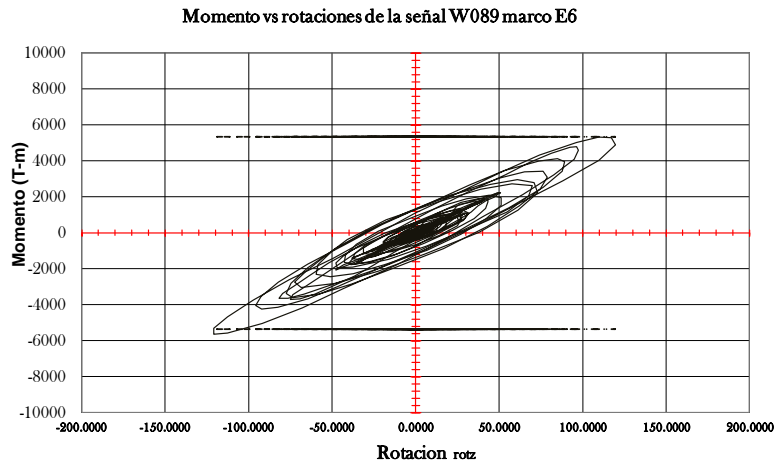
Gráfica 4.29. Historia de momentos, en el marco E5-B17 señal UC44-024 con base flexible.



Gráfica 4.30. Curva de histéresis momento_y vs rotaciones_z, en el marco E5-B17 señal UC44-024 con base flexible.



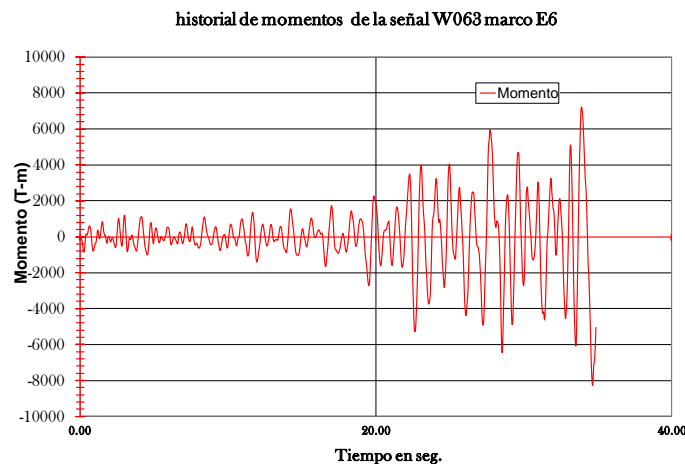
Gráfica 4.31. Historia de momentos_y en el marco E6-B17 señal UC44-089 con base flexible.



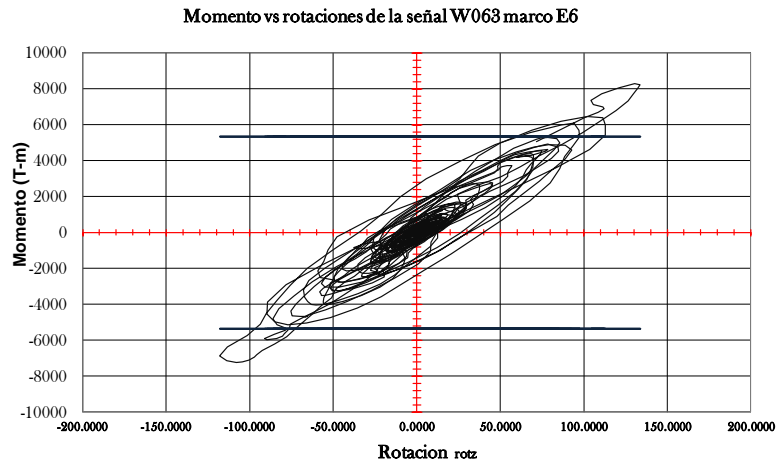
Gráfica 4.32. Diagrama de histéresis momento_y vs rotaciones_z, en el marco E6-B18 señal UC44-089 con base flexible.

A continuación se muestran los resultados para las señales UC44-001 y UC44-063, al igual que el modelo con base rígida, estas señales rebasan la capacidad del elemento estructural provocando el colapso, como podemos observar en las gráficas 4.33 y 4.34., donde se observa una ligera variación con respecto al modelo con base rígida, los ciclos de la curva histéreticas se pueden ver mejor definidos.

Por otro parte, los resultados de los análisis numéricos de los registros sísmicos, la historia de desplazamientos, la historia de momentos flexionantes de los elementos tipo trabe, así como sus curvas histéreticas, se muestran en los anexos 6 y 7 de este trabajo de tesis.



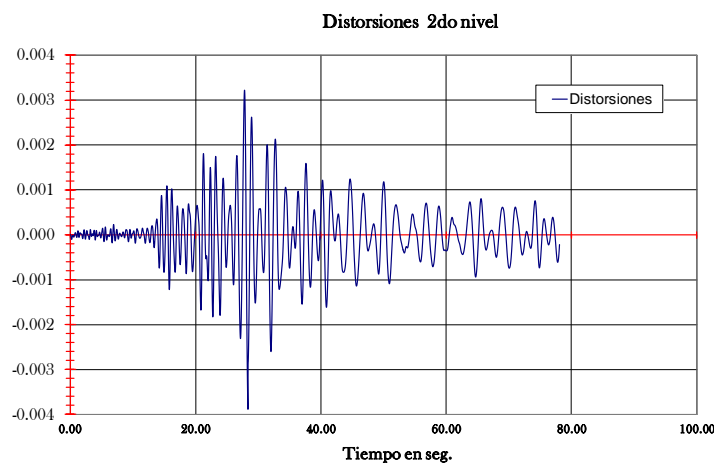
Gráfica 4.33. Historia de momentos_y en el marco E6-B17 señal UC44-063 con base flexible.



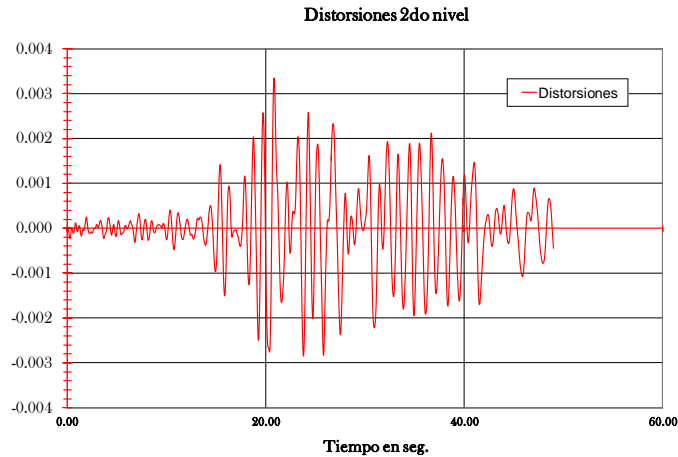
Gráfica 4.34. Diagrama de histéresis momento_y vs rotaciones_z, en el marco E6-B18 señal UC44-063 con base flexible.

IV.3.2.3 DISTORSIONES

En esta sección, se muestran los resultados obtenidos de las distorsiones mediante la historia de desplazamientos para el modelo con base flexible de los marcos E6-B17 y E6-B17, en ellos se observa que estos desplazamientos reflejaran un aumento en la respuesta al modelo con base flexible, los resultados que se muestran son comparadas con permitidas por el reglamento RCDF-2004, observando que no rebasa los límites especificados por el reglamentación vigente. Para las señales sintéticas UC44-012 y UC44-024, donde se presentan los mayores desplazamientos máximos para el modelo con base flexible, para los marcos E6-B17 y E6-B17 respectivamente, se observa que no superan los límites permisibles de distorsiones por entrepiso, los resultados fueron tomados del segundo nivel del modelo, como se puede observar en las gráficas 4.35 y 4.36.

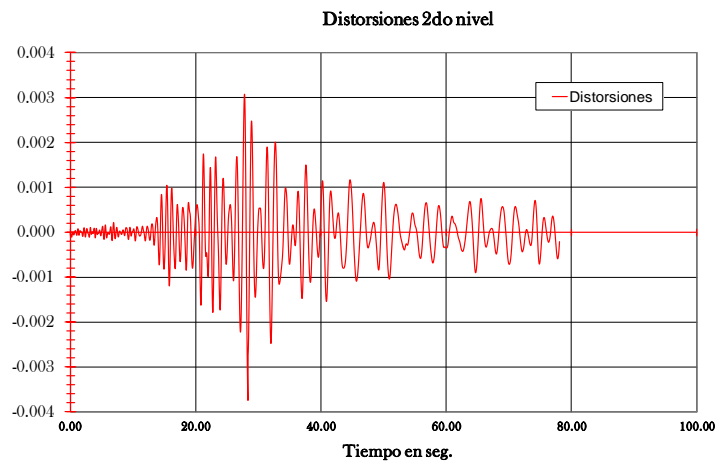


Gráfica 4.35. Historia de distorsiones de entrepiso en el marco E5-B17 señal UC44-012.

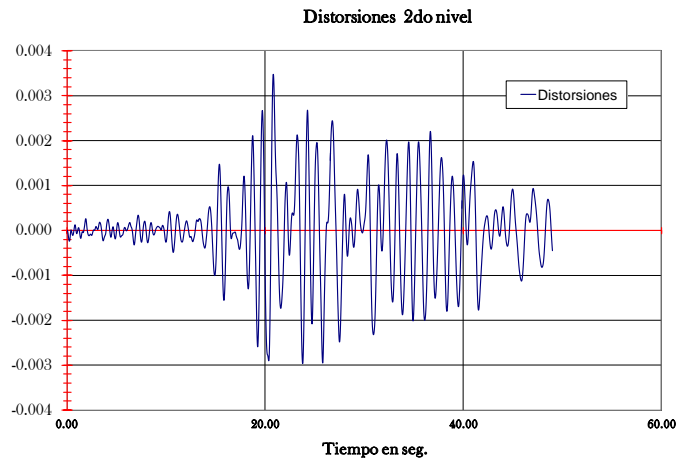


Gráfica 4.36. Historia de distorsiones de entepiso, en el marco E6-B17 señal UC44-024.

Podemos observar, que las señales UC44-012 y UC44-024, para los marcos E6-B17 y E6-B17, hay una pequeña diferencia en las distorsiones debido a que las masas están distribuidas uniformemente en toda la estructura, y no son constantes las alturas por entepiso, siendo de mayor altura el segundo nivel, como se muestra en las graficas 4.37 y 4.38.

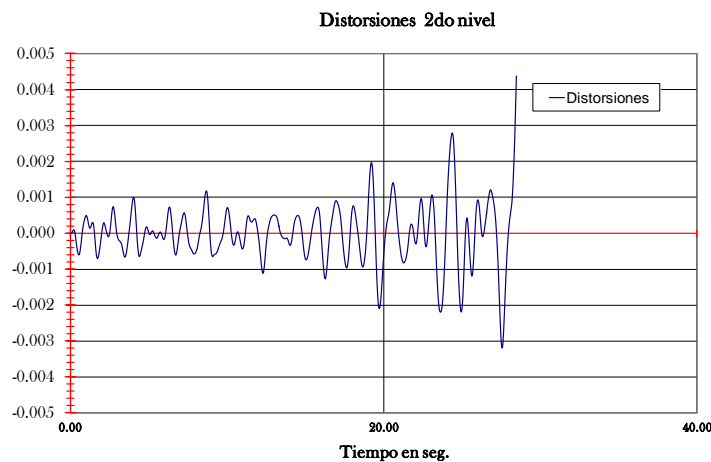


Gráfica 4.37. Historia de distorsiones de entepiso en el marco E6-B18 señal UC44-012.

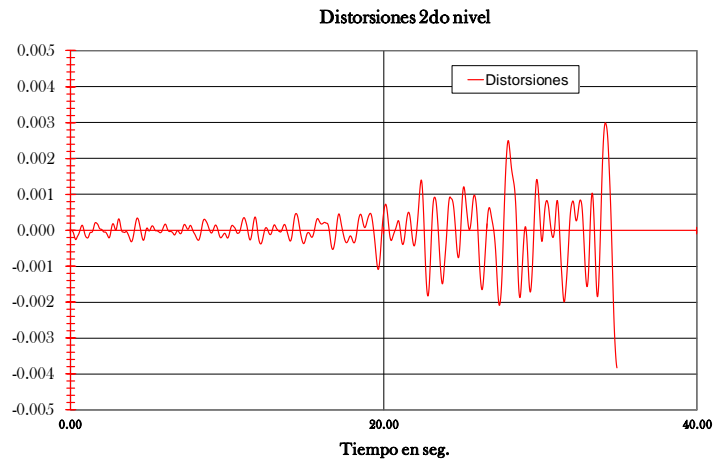


Gráfica 4.38. Historia de distorsiones de entepiso, en el marco E5-B18 señal UC44-024.

Por otra parte, se muestran los resultados las señales UC44-001 y UC44-063 para los marcos E6-B17 y E6-B17 respectivamente, donde la capacidad del los elementos fue rebasada, se observa que los límites permisibles marcados por la reglamentación vigente RCDF-2004 los resultados del modelo con base flexible se encuentran dentro de los valores permisibles, mostrados en la gráfica.



Gráfica 4.39. Historia de distorsiones de entepiso en el marco E5-B17 señal UC44-001.



Gráfica 4.40. Historia de distorsiones de entepiso, en el marco E6-B17 señal UC44-063.

Conclusiones

Los puentes y viaductos urbanos están sometidos a fuerzas trascendentales durante fuertes movimientos de suelo, que pueden causar importantes problemas estructurales, generando daños que en algunos casos puede llevar al colapso parcial o total de la estructura, por ejemplo en los terremotos de Loma Prieta, Northridge, Kobe y Santiago de Chile. Por lo tanto, el estudio de los viaductos de concreto es un interés particular del comportamiento y respuesta estructural, así como, el diseño y el mantenimiento del puente.

La estructura es estudiada a través de análisis dinámico paso a paso, mediante el empleo de registros de aceleración, reales y sintéticos producidos en la costa del pacifico mexicano, con la finalidad de estudiar su comportamiento a través de la historia de tiempo de diversos elementos cinemáticos y mecánicos, con la ayuda del programa de análisis ANSYS.

Se utilizaron registros sintéticos para incursionar en el intervalo inelástico en la estructura en estudio, dado que las señales reales tomadas de estaciones aledañas a la misma, no eran lo suficientemente grandes para rebasar la capacidad de diseño de los elementos estructurales.

Se genero un modelo numérico en 3D para dos casos de estudio, considerando en el primer modelo la base suelo rígido, y el segundo con cimentación flexible, tomando en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura del sitio localizado en la zona de transición del valle de México.

- La comparación más significativa de los resultados numéricos de análisis tiempo-historia observada entre ambos modelos, fue, el aumento de los parámetros dinámicos tales como, el periodo de vibración $\widetilde{T}_e/T_e = 1.47$ y el amortiguamiento $\widetilde{\zeta}_e/\zeta_e = 1.2$ efectivos del sistema, así como un aumento del desplazamiento máximo horizontal en el modelo con interacción suelo-estructura obtenido con el registro sísmico UC44-W089, pero una reducción en las distorsiones por entrepiso de la estructura.
- En lo que concierne a la respuesta estructural de los elementos mecánicos, se observa una reducción de los momentos flexionantes en las trabes, de los marcos longitudinales E5-B17 y E6-B18, para el caso de base flexible con respecto a la estructura con base rígida, del orden de 15.6% para la señal UC44-W089, debido al efecto compresible del suelo.

- En el caso de la señal UC44-024 para el modelo con base rígida se puede observar en la historia de momentos, un valor máximo de (+) 8,849 (ton-m), y para el modelo con ISE se redujo hasta (+) 6,571(ton-m).
- Así mismo se muestra que siendo los puentes urbanos, estructuras rígidas caracterizadas por tener periodos cortos, éstas incursionan en un intervalo inelástico bajo una acción sísmica importante con pequeños desplazamientos, generando daños permanentes en los elementos estructurales.
- En consecuencia el considerar la influencia del suelo compresible en la estructura, los marcos transversales E5-B17 y E6-B18 presentaron menores distorsiones a las recomendadas por NTC-DF.
- Finalmente, los resultados numéricos obtenidos en este trabajo para estratos de suelo compresible en la zona de transición en comparación con los depósitos profundos, muestran igualmente una influencia en el comportamiento y respuesta estructural de acuerdo al RCDF e MDOC-DS, CFE-2008.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A -

AASHTO, (2004). "Standard specifications for highway bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials", Inc, 15th Ed, Washington. D.C.

ACI 318-89 (1989). "Reglamento de Construcciones de Concreto Reforzado y Comentarios", IMCYC, 1a.Ed.

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

Ansys Release 11.0, (2007). "ANSYS, Inc. Theory Reference".

Avíles, J, y Pérez-Rocha, E., (1992). "Resortes y Amortiguadores Equivalentes del Suelo", Boletín No.II, Centro de Investigación Sísmica, Vol. 2, No. 1, pp abril, 22-36 .

- B -

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

Boris Bresler., (1981). "Concreto reforzado en ingeniería. Editorial Limusa. Primera edición". Vol.1. México.

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

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

- C -

CFE, (2008). "Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo", Comisión Federal de Electricidad, IIE, México D.F.

Chakrabarty. J., (1987). "Theory of plasticity". Third edition. Editorial Elsevier.

Ciampoli, M. y Pinto, P.E. (1995). "Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic Response of Bridge Piers", ASCE J. of Structural Engineering, Vol. 121, No. 5, May, 806-814 pp.

Cruz G.M., (2008). "Comportamiento no-lineal de marcos estructurales de concreto de puentes urbanos ubicados en zonas sísmicas", Tesis Grado de Maestro en Ciencias, SEPI, ESIA-ZAC, IPN.

Clough, R. W., Penzien, J. (1993). "Dynamics of Structures". Ed. Mc Graw-Hill Inc.

- D -

Daryl Logan L., (2002). "A first course in the Finite Element Method". Editorial Thomson Learning. Third edition. United State of America. Pp 1-21.

De Buen, O., (2000). "Diseño de estructuras de acero, Flexión 1 (Vigas sin pandeo lateral)". Fundación ICA.

- E -

E. Dowling Norman., (2002). "Mechanical Behavior of Material. Engineering Methods for Deformation, Fracture, and Fatigue". Editorial Prentice Hall. Third edition. Upper Saddle River, New Jersey.

- F -

Fyrileiv Olav and Collberg Leif, (2005). "Influence of pressure in pipeline design-effective axial force". Proceeding of the 24th International Conference on Offshore Mechanics and Engineering, OMAE. Halkidiki, Grece. Pp. 1-8.

Fernández S. L. R y Avilés L. J. (2008). "Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda", Revista de Ingeniería Sísmica No. 79 71-90 (2008).

Flores J. S. (1990). "Conservación de puentes carreteros", Tesis de licenciatura, ESIA-ZAC, IPN.

FHWA (1999). "The Federal Highway Administration", United States Department of Transportation - Federal Highway Administration

- G -

Gazetas G (1983). "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, pp. 2-42.

Gazetas G (1991). "Foundation vibrations, Foundation Engineering Handbook", Ed. H Y Fang, Van Nostrand Reinhold, Nueva York.

Gazetas G, Fan K, Kaynia A y Kausel E (1991). "Dynamic interaction factors for floating pile groups", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, pp. 1531-1548.

Gulkan, P. and Sozen, M. A., (1977). "Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," in Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, N. M. Hawkins, Ed., ACI Publication SP- 53, 109-116 pp.

- I -

IMT, (2007). "Normatividad para la infraestructura del transporte, Proyecto de puentes y estructuras", SCT, Secretaria de comunicaciones y transportes, NPRY CAR 6 01.

- K -

Kausel E, Whitman R V, Morray J P y Elsabee F (1978). "The spring method for embedded foundations", Nuclear Engineering and Design, Vol. 48, pp. 377-392.

Kunnath S. and Gross J., (1995). "Inelastic response of the Cypress Viaduct to the Loma Prieta earthquake", Engineering Structures, Elsevier Science Lid, Vol. 17, No. 7, pp. 485-493.

- M -

Miranda, E., (1993). "Evaluation of seismic design criteria for highway bridges". EERI, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Vol. 9, No. 2, 233-250.

- N -

Nilson A. H., (1990). "Diseño de estructuras de concreto presforzado, Editorial Limusa, Noriega editors, México.

NTC-DS, (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta oficial del Distrito Federal, México D.F. 22 p.

- P -

Park, R. and Paulay, P. (1983). "Estructuras de Concreto Reforzado", Limusa, México.

Priestley, M.J.N. and Park, R. (1987). "Strength and Ductility of Bridges Columns Under Seismic Loading", ACI Structural Journal, Title no. 84-S8, January-February, 61-76 pp.

- R -

Rioboo, J. M., (2004). "Aspectos estructurales del segundo nivel piso del periférico del D.F.", presentado en la conferencia magistral del XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, Guerrero, Octubre 29 a Noviembre 1.

- S -

Santoyo, M., (1996). "Estudios del subsuelo en el Valle de México". Cuadernos de Investigación. N° 34. CENAPRED, Mexico.

Scott, B.D., Park, R. and Priestley, M.J.N.P. (1982). “Stress-strain Behaviour of concrete by Overlapping Hoops at Low and High strain Rates”. ACI Journal 79-2, 13-27.

Sánchez Sánchez, H., Flores Méndez, E., Cruz G., M. and Alamilla L., J., (2009). “Estudio estadístico del comportamiento no-lineal de marcos de concreto de puentes urbanos de dos niveles sometidos a sismos de diferentes intensidades”, Proceedings of the XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 033, Puebla, September.

Sánchez H. y Cruz M., (2006). “Inelastic response of the San Antonio viaduct subjected to synthetic ground acceleration records”, Proceedings of the 5NSC, Fifth National Seismic conference on Bridges and Highways, San Francisco, California, September 18-20. Paper B33.

Sánchez H. Victorio A. y Cruz M., (2001). “Comportamiento no lineal de subestructuras de concreto reforzado de estructuras de puentes vehiculares ante excitaciones dinámicas”, Proyecto de investigación, Sección de Posgrado e Investigación ESIA-UZ, Instituto Politécnico Nacional, México D.F.

Sánchez H., (1997). “Comportamiento sísmico de columnas aisladas de concreto reforzado de puentes vehiculares”. Proceedings of the XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, November 19-22.

- T -

Tena A., (1996). “Stiffness formulation for nonprismatic beam elements”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 12, pp. 1484-1489.

Apéndice A

TRATAMIENTO DE REGISTROS ACELEROGRAFICOS

Para el análisis de los registros acelerográficos se empleó la señal en función de los desplazamientos, lo que refiere, se necesitó integrar la señal numéricamente y esto requirió tener un tratamiento específico para este tipo de señales

Un problema muy común al integrar las señales numéricamente, es el movimiento de línea base debido a que la señal se monta sobre una señal sinodal por la naturaleza de método numérico de integración, para evitar esta complicación, se empleó un filtro de butterworth, utilizado para el procesamiento de señales digitales, se empleó uno de primer orden debido a que puede ser modificado a un filtro de pasa altas, significa que atenúa las intensidades bajas en la señal y permite el paso de intensidades altas.

Filtro de butterworth

Si llamamos H a la respuesta en frecuencia, se debe cumplir que las $2N-1$ primeras derivadas de $|H(\Omega)|^2$ sean cero para $\Omega = 0$ y $\Omega = \infty$. Únicamente posee polos y la función de transferencia es:

$$|H(\Omega)|^2 = \frac{1}{1 + (\Omega/\Omega_c)^{2N}}$$

donde N es el orden del filtro, Ω_c es la frecuencia de corte (en la que la respuesta cae 3 dB por debajo de la banda pasante) y Ω es la frecuencia analógica compleja ($\Omega = j\omega$).

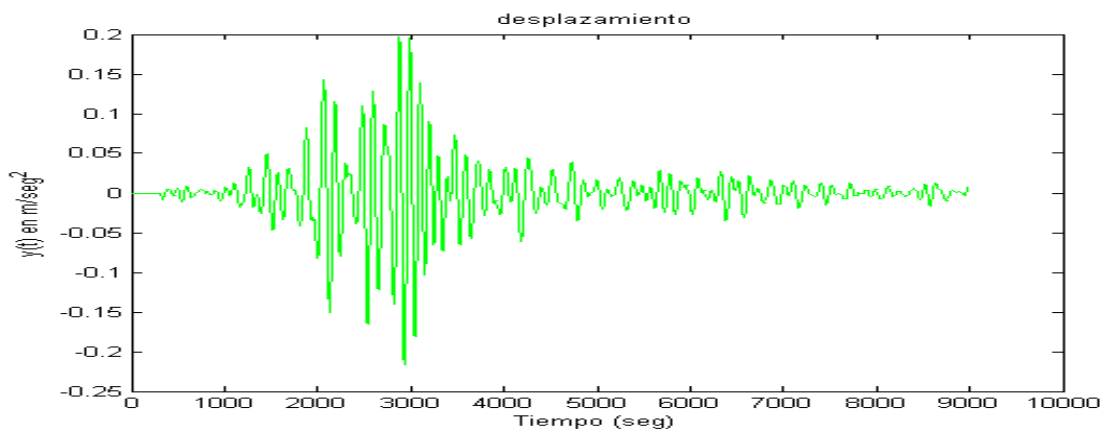


Figura A.1. Señal con filtrada sin movimiento de línea base.

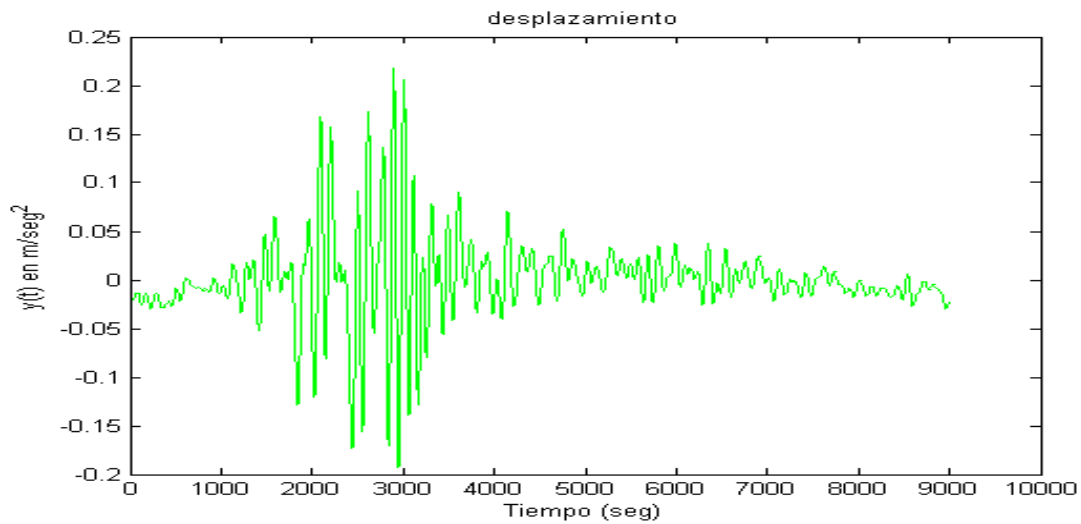


Figura A.2. Señal sin tratamiento y movimiento de línea base.

Como resultado del tratamiento de señales de la siguiente manera: la integral numérica con los siguientes etapas de aceleración-velocidad, velocidad-desplazamiento, como se observa en la figura 3,4 y 5.

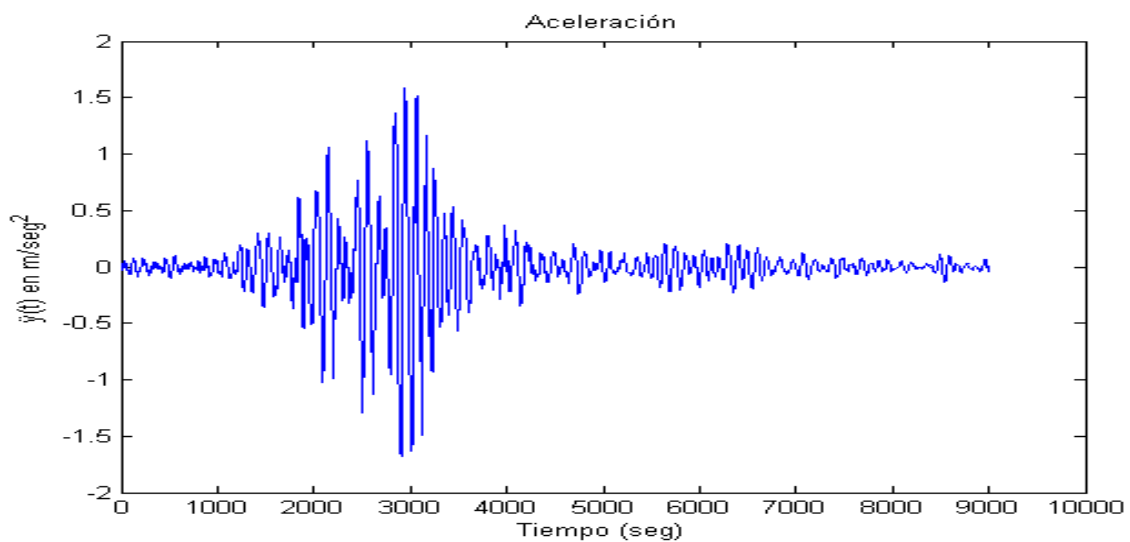


Figura A.3. Señal de la estación sismológica de SCT "aceleraciones".

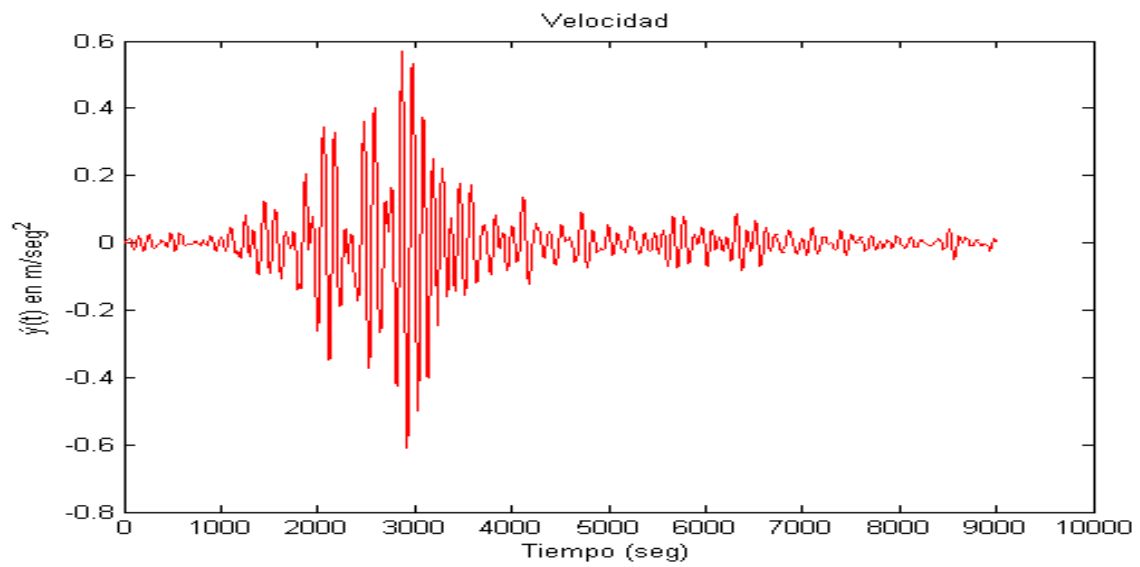


Figura A.4. Señal de SCT en función de las velocidades.

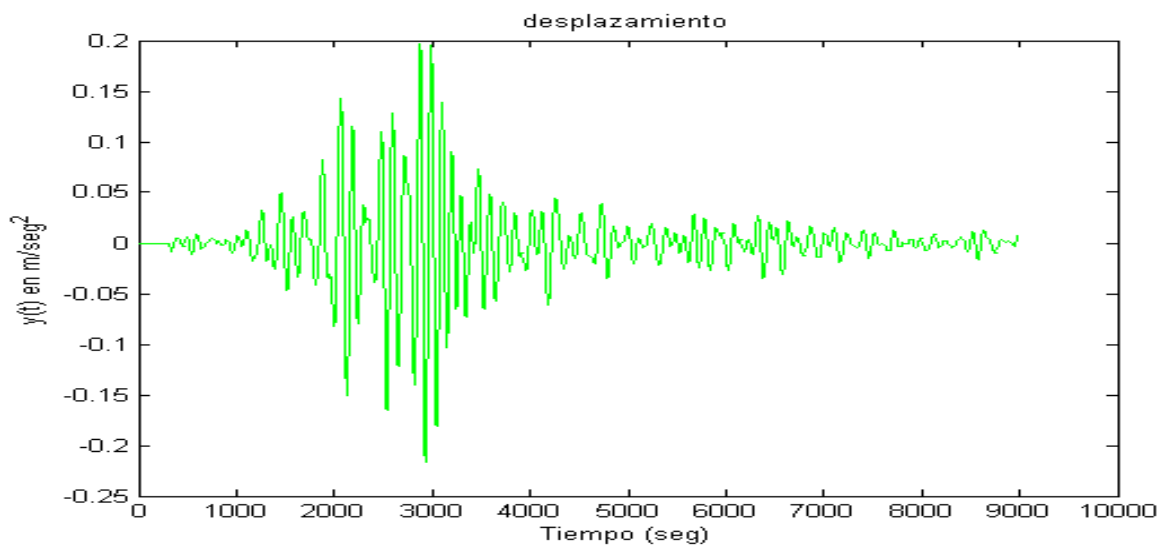


Figura A.5. Señal de SCT en función de desplazamientos.

Archivo de matlab para el tratamiento de señales mediante una integral numérica.

LECTURA DEL ACELEROGRAMA

```
At=0.02;
a=load('Sct1-ew.dat');
figure
plot(a(:,2))
title('Aceleración')
xlabel('Tiempo (seg)')
ylabel('ÿ(t) en m/seg^2')
lon=length(a);
N1=lon;
t=(0:At:(lon-1)*At);
Af=1/N1/At;
f=(0:Af:(N1-1)*Af);
fta=fft(a(:,2));
```

APLICACIÓN DE FILTROS PARA EL TRATAMIENTO DE SEÑALES DE PASA-BAJA

```
% Program name: lowpass
% A simple lowpass filter
N=4;
Fs=N1;
FN=Fs/2;
%fc=0.1;
Fc=.0003; %fc/FN;
[b,aa]=butter(N,Fc,'high');
[z,p,k]=butter(N,Fc,'high');
%subplot(2,1,1)
[H,f1]=freqz(b,aa,lon,Fs);
%plot(abs(fta),'r')
%hold on
%plot(1000*abs(H))
%return
afilf(1)=fta(1);
for j=2:N1/2+1
    afilef(j)=H(j)*fta(j);
    nj=N1-j+2;
    afilef(nj)=conj(afilef(j));
end
sa=real(ifft(afilf));
%plot(sa)
```

INTEGRANDO DE ACELERACION A VELOCIDAD

```
v=cumtrapz(sa)*At;
cons=sum(v)/length(v);
```

```
v=v-cons;
figure
plot(v,'r')
title('Velocidad')
xlabel('Tiempo (seg)')
ylabel('ÿ(t) en m/seg^2')
%figure
%des=cumtrapz(v)*At;
ftv=fft(v);
%plot(abs(ftv),'r')
```

APLICACIÓN DE FILTROS PARA EL TRATAMIENTO DE SEÑALES DE PASA-BAJA

```
N11=4;
Fs1=N1;
FN1=Fs1/2;
%fc=0.1;
Fc1=.0035; %fc/FN;
[b1,a1]=butter(N11,Fc1,'high');
[z1,p1,k1]=butter(N11,Fc1,'high');
%subplot(2,1,1)
[H1,f11]=freqz(b1,a1,lon,Fs1);

%hold on
%plot(100*abs(H1))

%return
vfilef(1)=ftv(1);
for j=2:N1/2+1
    vfilef(j)=H1(j)*ftv(j);
    nj=N1-j+2;
    vfilef(nj)=conj(vfilef(j));
end
sv=real(ifft(vfilef));
%plot(sv)
des=cumtrapz(sv)*At;
INTEGRANDO DE VELOCIDAD A DESPLAZAMIENTO
%vc=sum((sdes(400:length(sdes)))/(length(sdes)-400+1));
%sdes1(1:399)=0;
%sdes1(400:length(des))=sdes(400:length(des))-vc;
%plot(des)
```

```
xp=N1/2;
yp=sum(des)/(length(des));
%plot(xp,yp,'ko')
yr=(1:N1)*(yp-des(1))/xp;
%plot(yr,'k')
desr=des-yp;
desr(1:330)=0;
figure
plot(desr,'g')
title('desplazamiento')
```

```
xlabel('Tiempo (seg)')
ylabel('y(t) en m/seg^2')
desr=desr';
fid_desp=fopen('desSct1-ew.txt','w');
for i=1:length(desr)
    fprintf(fid_desp,'%0.6f',desr(i,1));
    fprintf(fid_desp,'\r\n ');
end
fclose(fid_desp);
```

Apéndice B

VALIDACIÓN DEL MODELO

Como una necesidad de la investigación se calibraron los modelos utilizados, realizando análisis dinámicos (con los métodos paso a paso) para conocer el comportamiento de la estructura. Para ello, el modelo se sometió al registro acelerográfico de SCT de septiembre de 1985 ver figura B.1, donde se consideran las mismas características geométricas y materiales, así como las condiciones de frontera de la estructura con un modelo donde la estructura se considera empotrada en la base, además de considerar un coeficiente de amortiguamiento $\zeta = 0.05$. ver figuras B.2. y B.3.

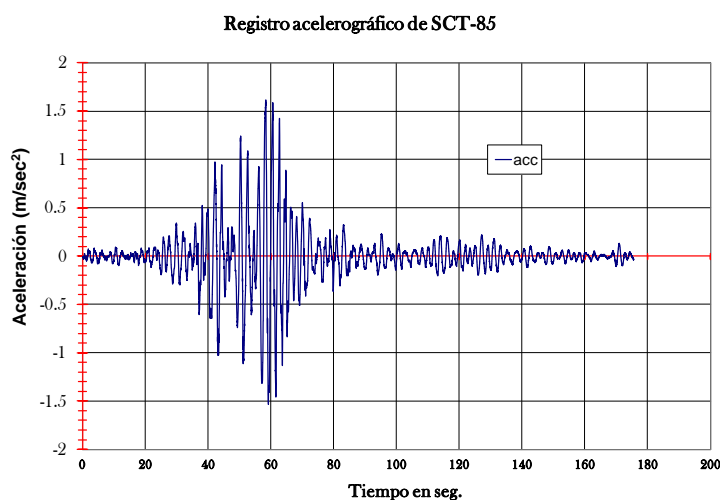


Figura B.1. Acelerograma de SCT-1985

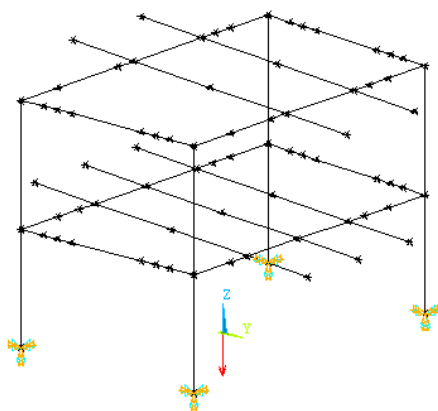


Figura B.2. Modelo numérico de análisis en 3D con suelo rígido en ANSYS.

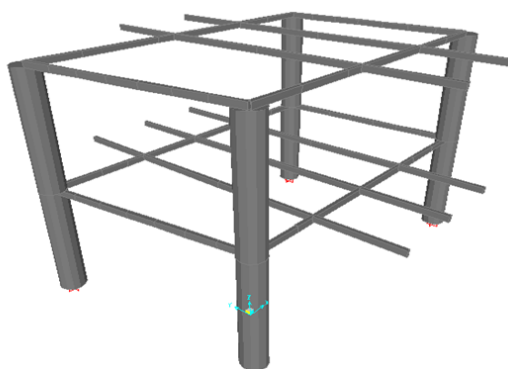


Figura B.3. Modelo numérico de análisis en 3D con suelo rígido en SAP-2000.

La tabla B.1 muestra los resultados un análisis modal, en todos los casos el primer como corresponde a una traslación en la dirección X, el segundo modo de vibrar corresponde a una traslación en la dirección Y y finalmente el tercer modo representa la configuración torsional.

Tabla B.1. Modos y periodos de vibración.

	Modo 1 T_1 (seg)	Modo 2 T_2 (seg)	Modo 3 T_3 (seg)	Modo 4 T_4 (seg)	Modo 5 T_5 (seg)
SAP-2000	0.6808	0.6859	0.2965	0.1967	0.1604
ANSYS	0.6836	0.6834	0.2924	0.1035	0.0978

Respecto a las respuestas en el tiempo para un desplazamiento máximo registrado en el segundo nivel de la estructura, los resultados son muy parecidos, se muestra a continuación una tabla con los desplazamientos máximos y las gráficas obtenidas. Ver figura B.3

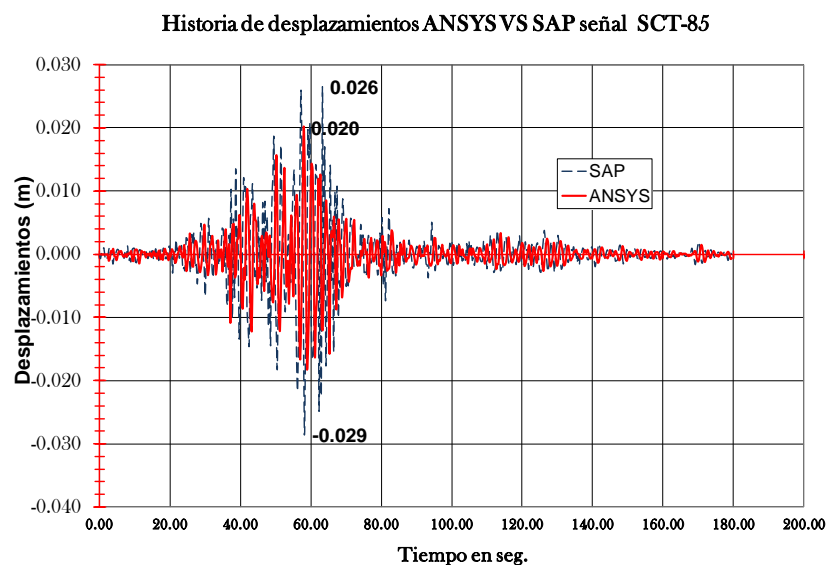


Figura B.4. Historia de desplazamientos máximos en el segundo entrespacio.

Anexo 1

REGISTROS SÍSMICOS SINTÉTICOS EMPLEADOS.

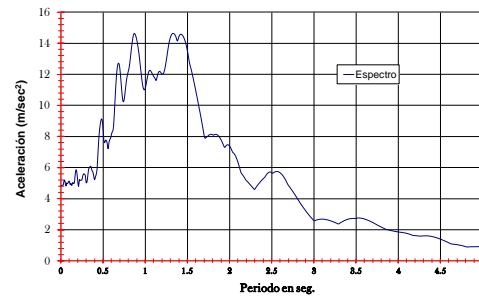
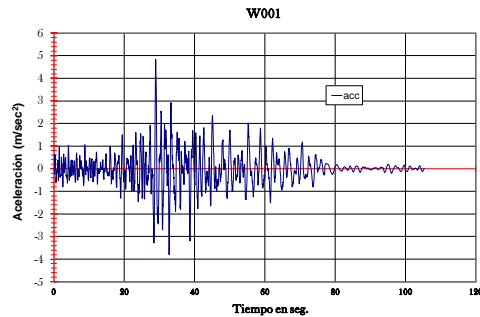
A continuación se muestran los espectros de respuesta de cada una de las señales empleadas.

SEÑAL

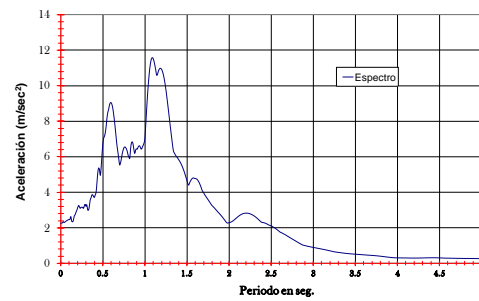
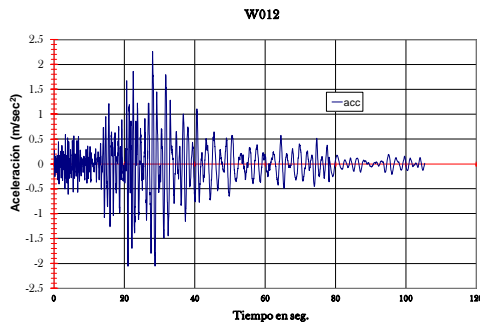
REGISTRO

ESPECTRO

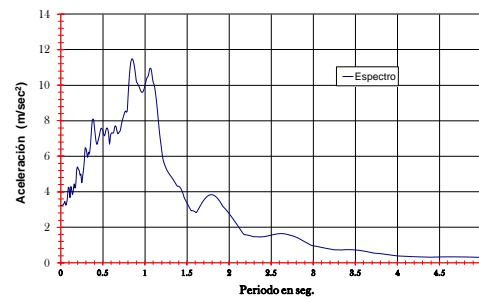
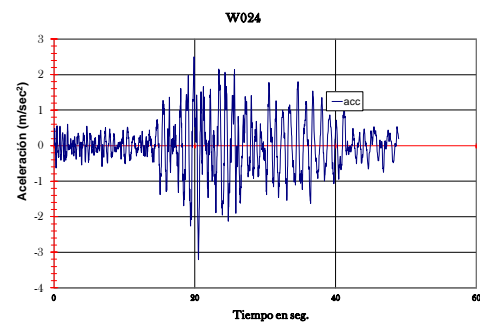
W001



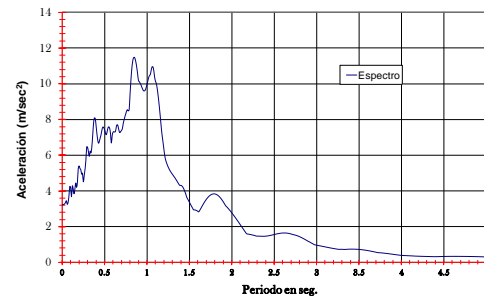
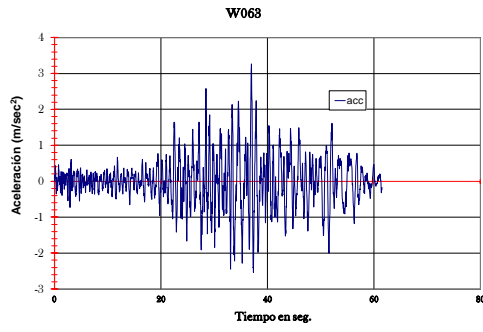
W012



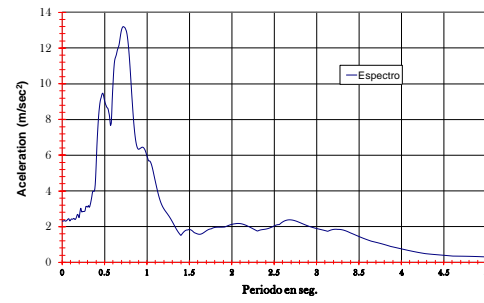
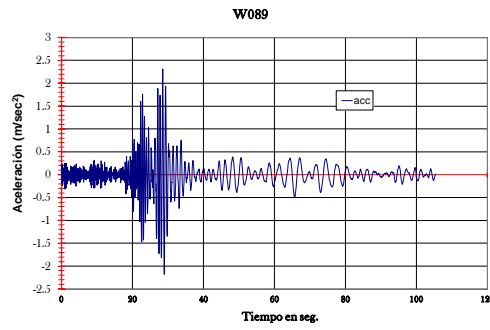
W024



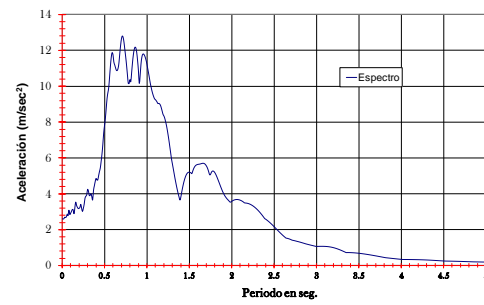
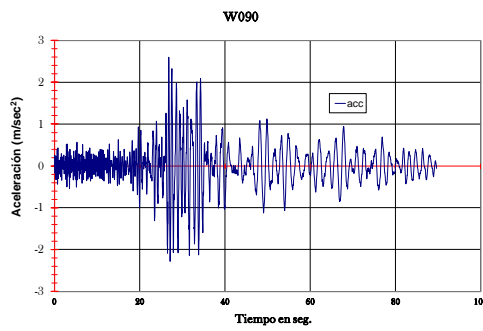
W063



W089



W090



Anexo 2

HISTORIAS DE CORTANTE Y PSEUDO-COEFICIENTE SÍSMICO POR MARCO DESPLANTADOS EN BASE RÍGIDA.

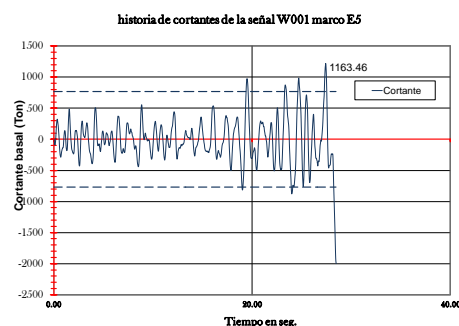
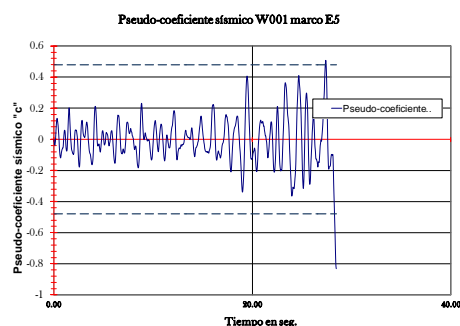
MARCO E5-B17

SEÑAL

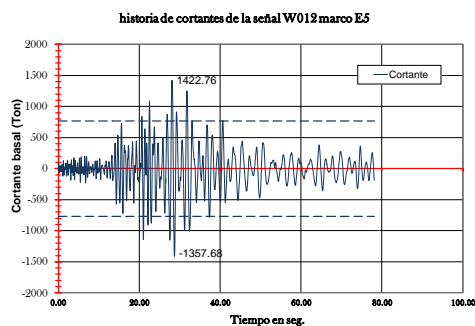
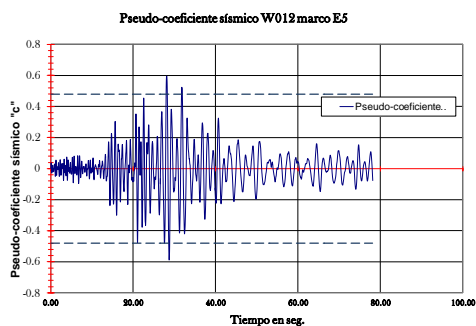
PSEUDO-COEFICIENTE SÍSMICO

CORTANTE BASAL

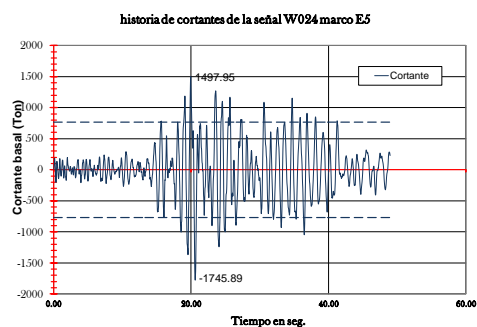
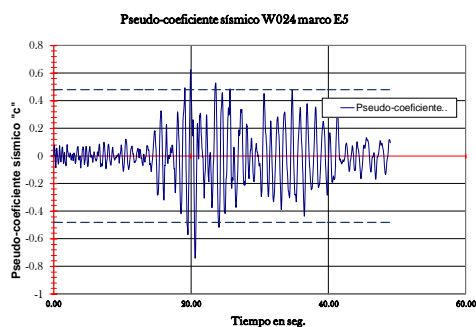
W001



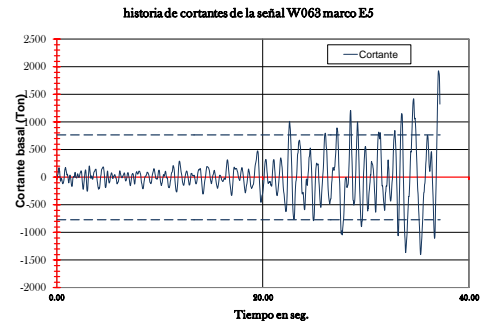
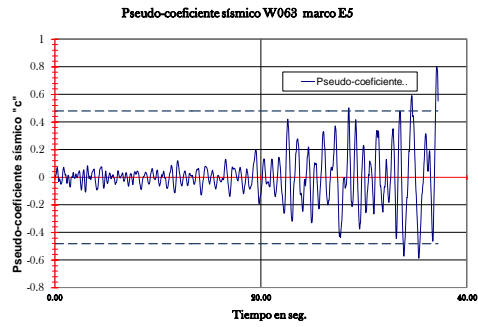
W012



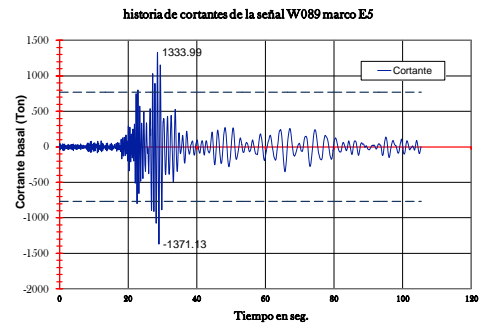
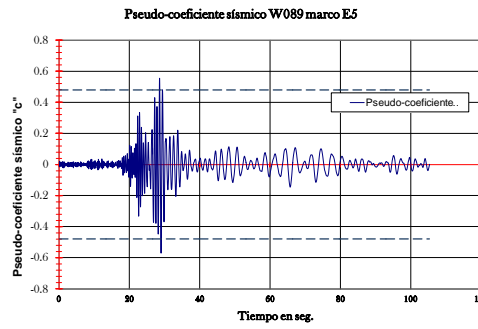
W024



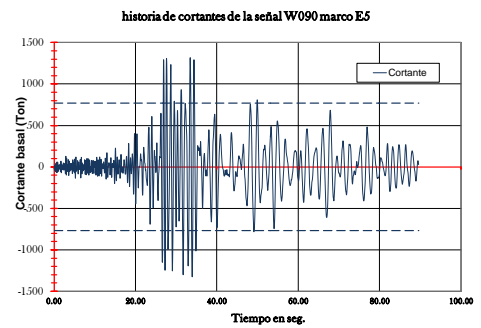
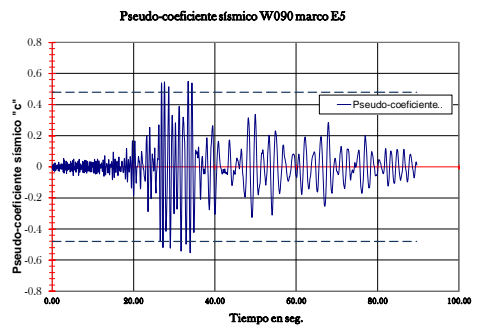
W063



W089



W090



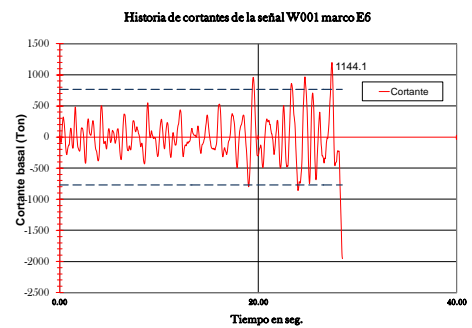
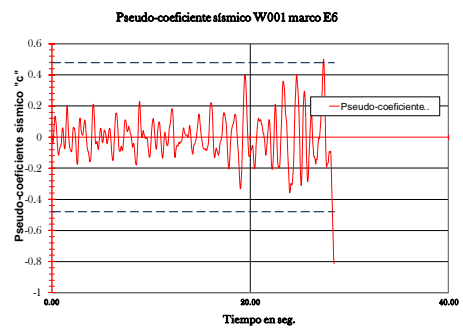
MARCO E6-B18

SEÑAL

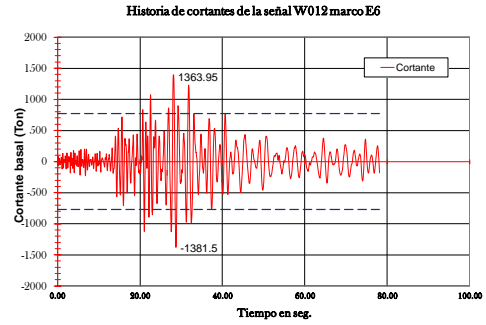
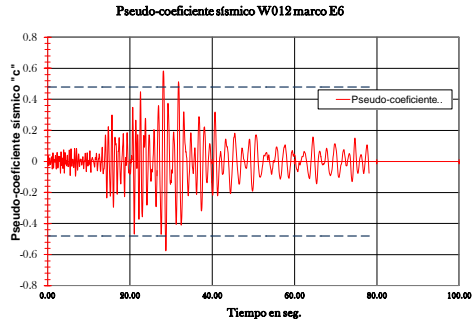
PSEUDO-COEFICIENTE
SÍSMICO

CORTANTE BASAL

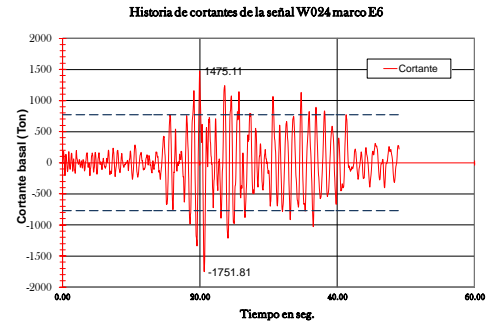
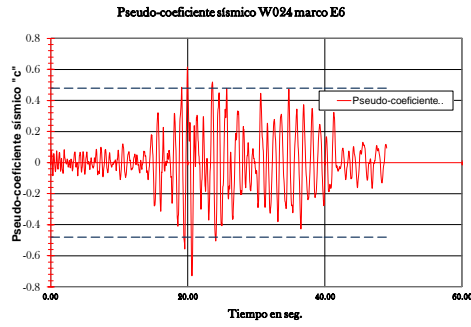
W001



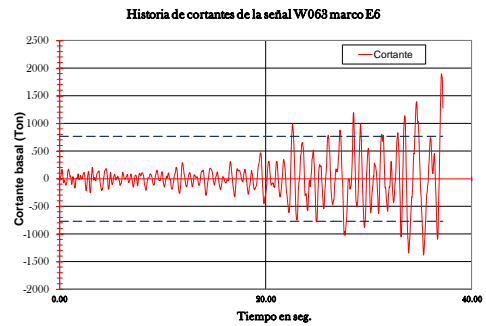
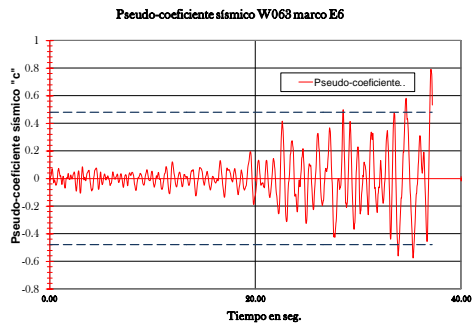
W012



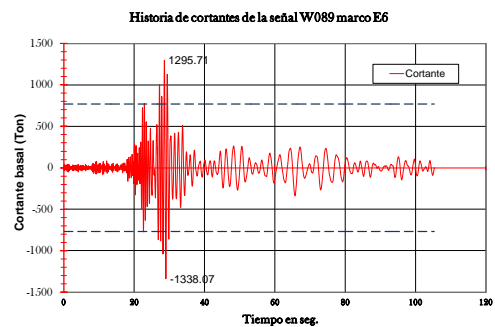
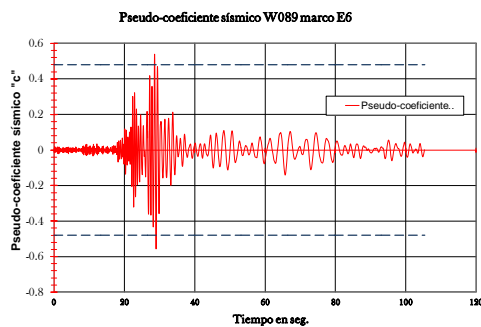
W024



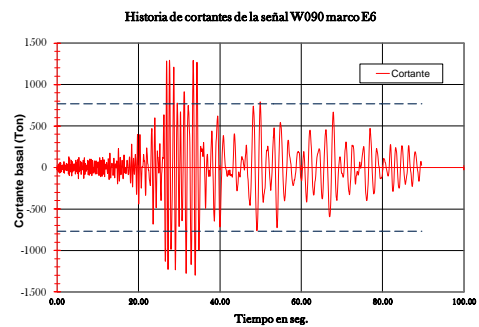
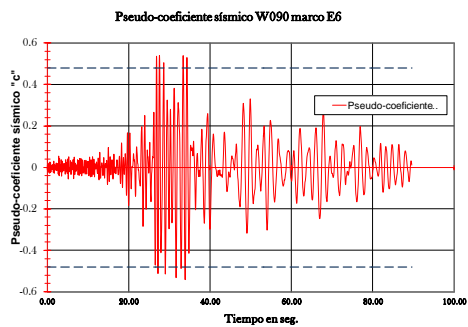
W063



W089



W090



Anexo 3

HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES POR MARCO DESPLANTADOS EN BASE RÍGIDA.

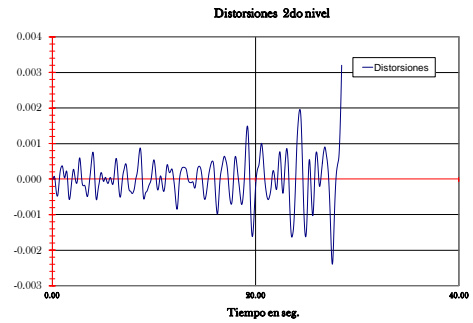
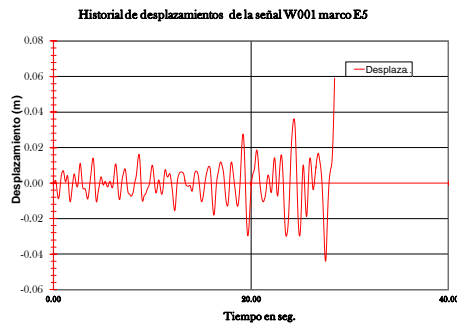
MARCO E5-B17

SEÑAL

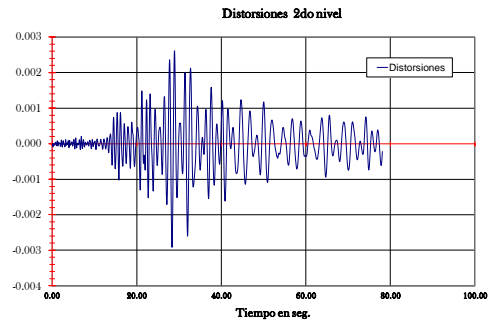
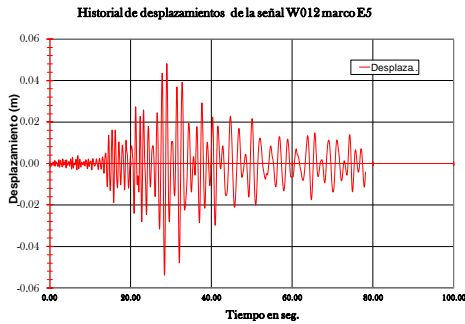
DESPLAZAMIENTOS

DISTORSIONES

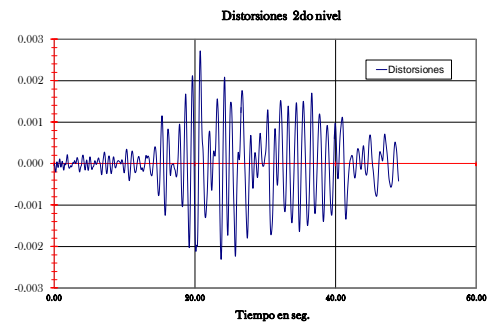
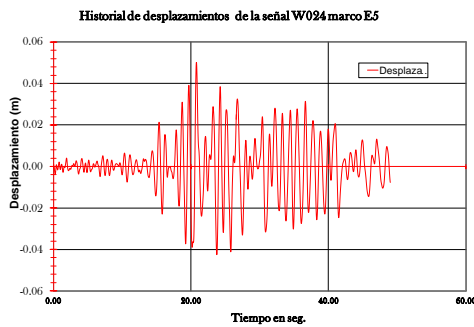
W001



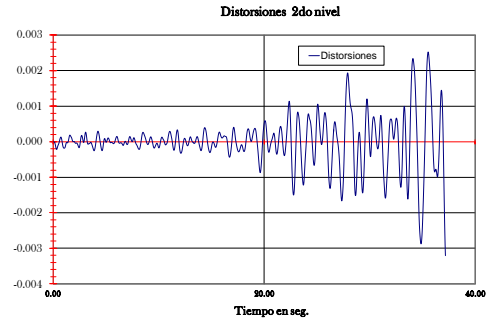
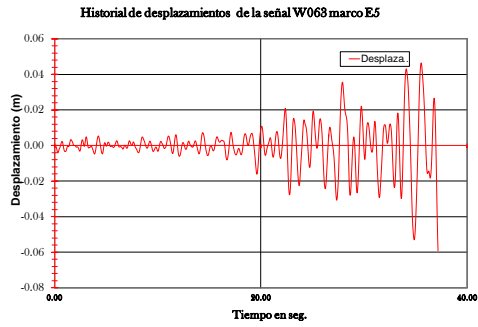
W012



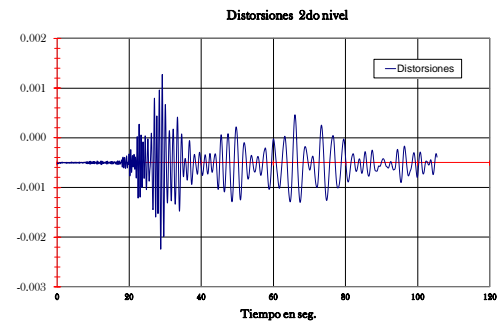
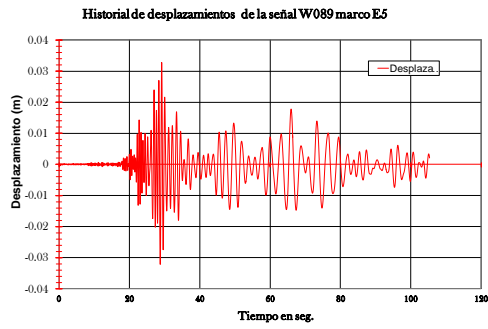
W024



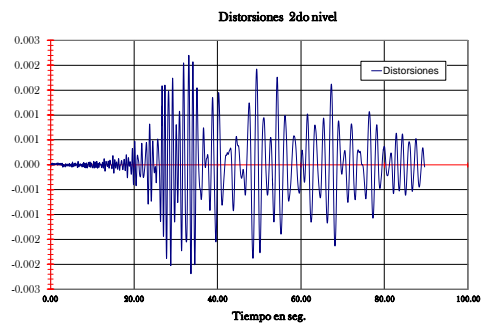
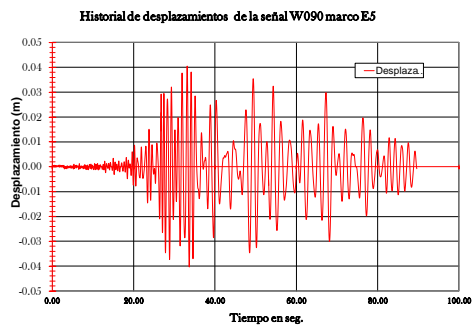
W063



W089



W090



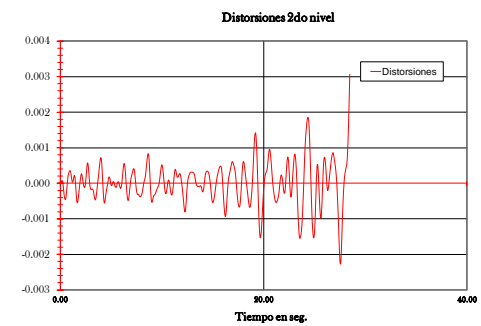
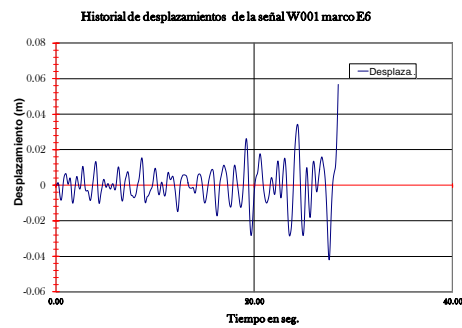
MARCO E6-B18

SEÑAL

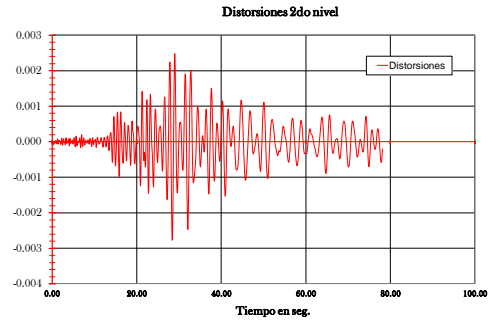
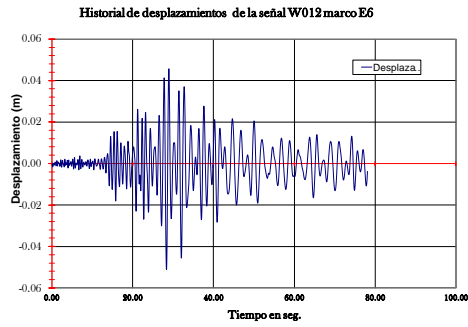
DESPLAZAMIENTOS

DISTORSIONES

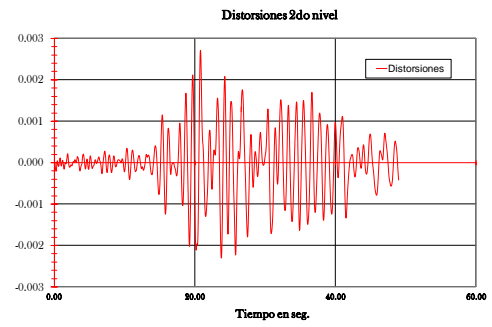
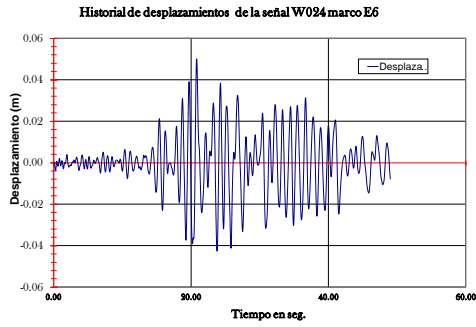
W001



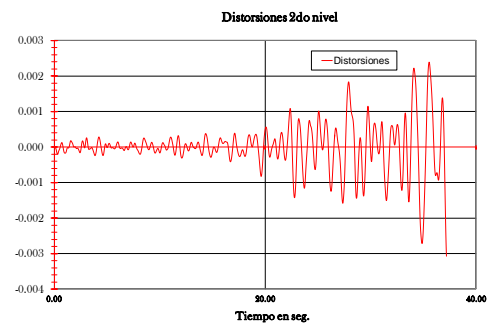
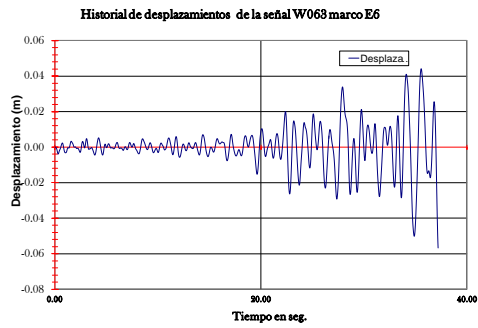
W012



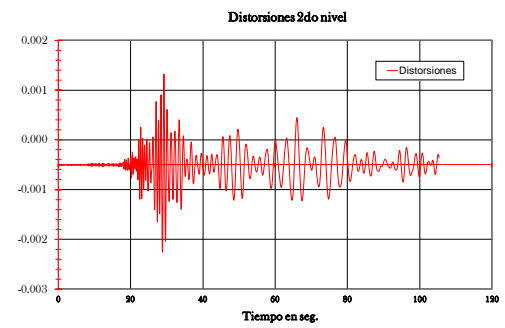
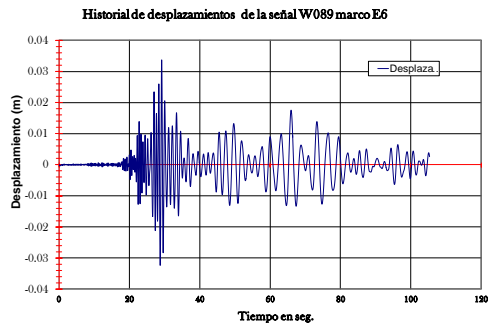
W024



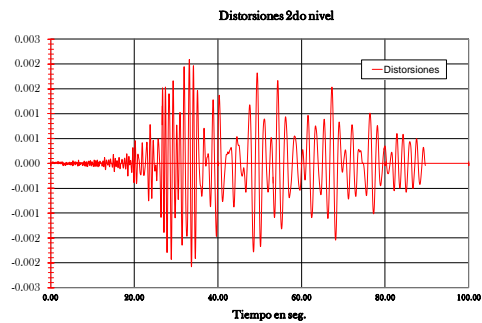
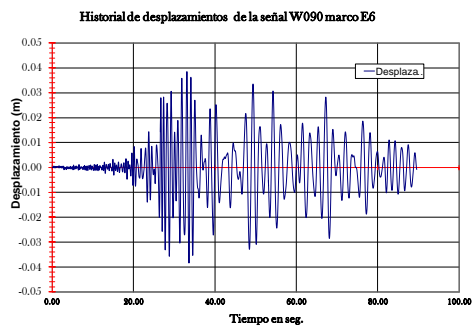
W063



W089



W090



Anexo 4

HISTORIAS DE MOMENTO EN NODO 3 Y GRÁFICA DE MOMENTO_Y vs ROTACIONES_Z DEL NODO 3, POR MARCO DESPLANTADOS EN BASE RÍGIDA.

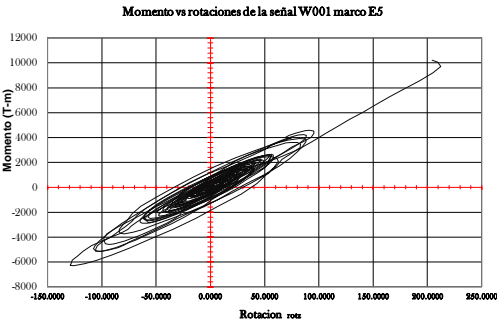
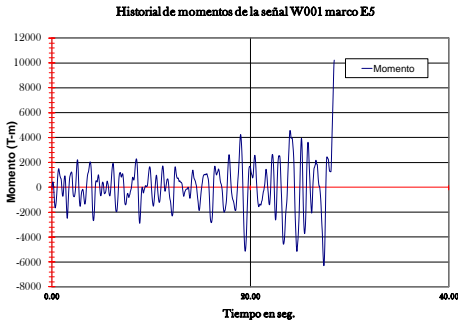
MARCO E5-B17

SEÑAL

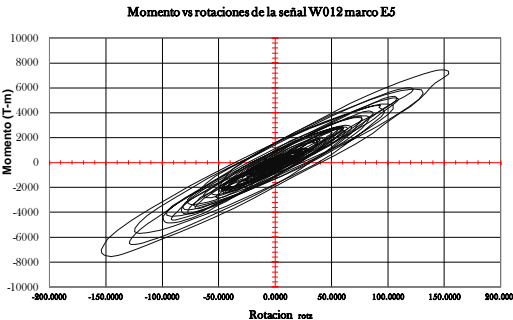
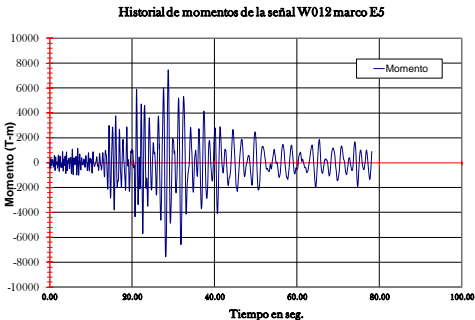
MOMENTO_Y

MOMENTO_Y vs ROT_Z

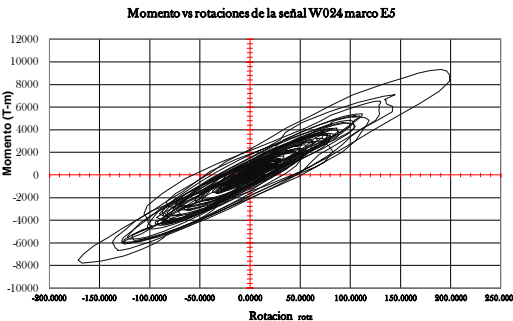
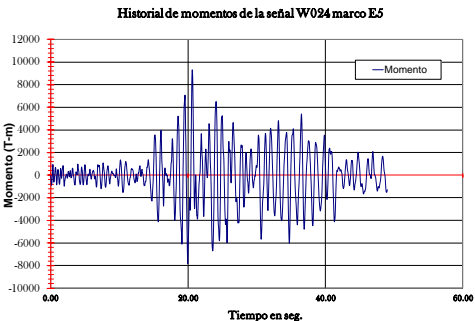
W001



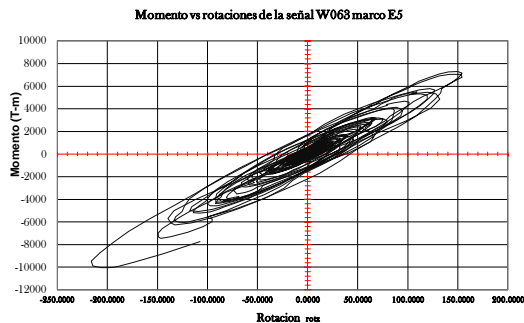
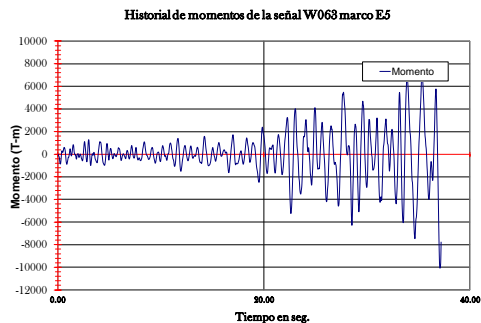
W012



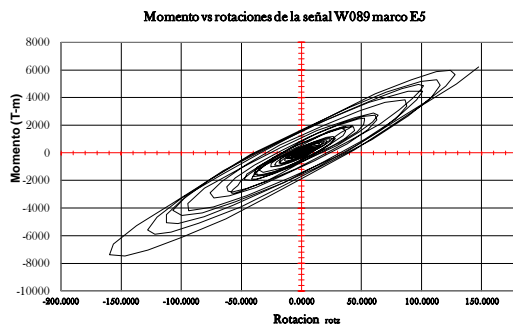
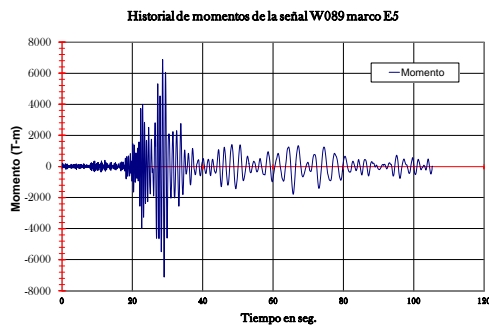
W024



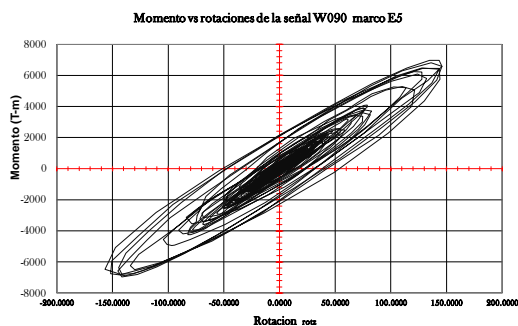
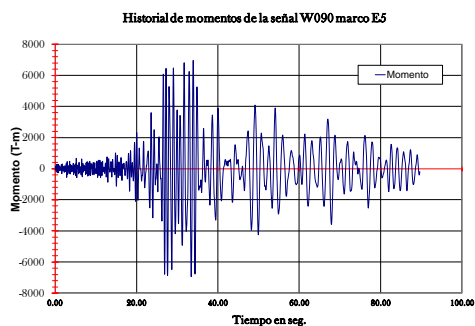
W063



W089



W090



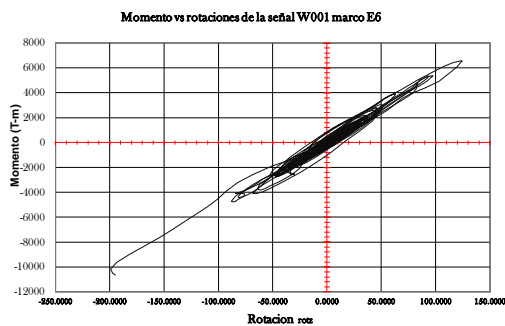
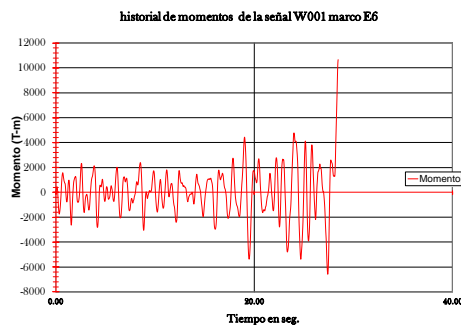
MARCO E6-B18

SEÑAL

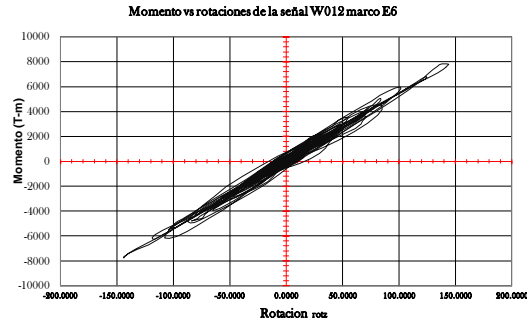
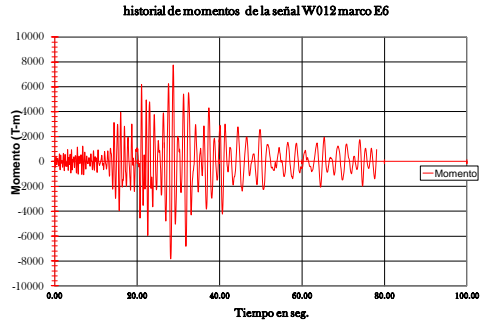
MOMENTO_Y

MOMENTO_Y vs ROT_Z

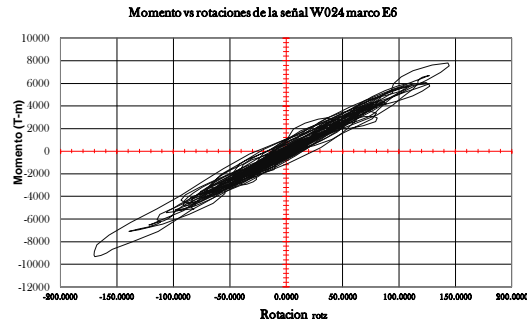
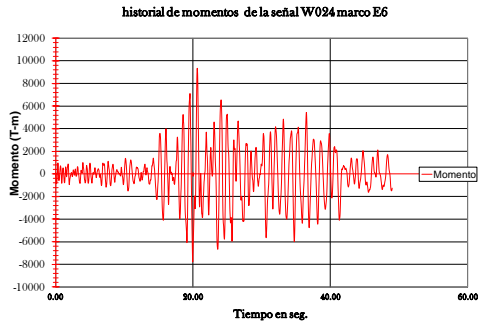
W001



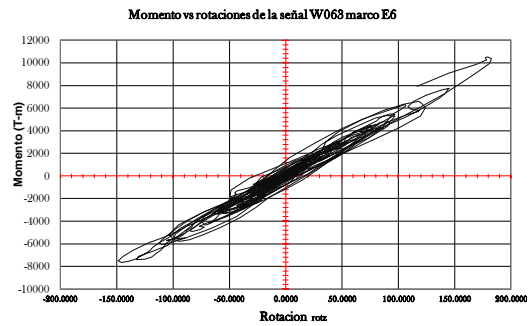
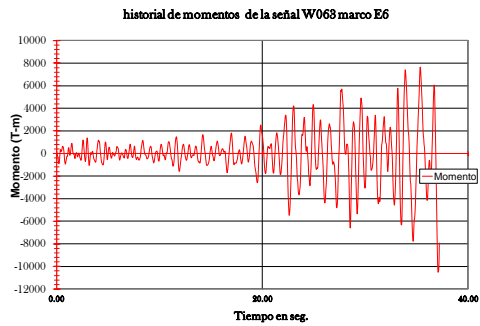
W012



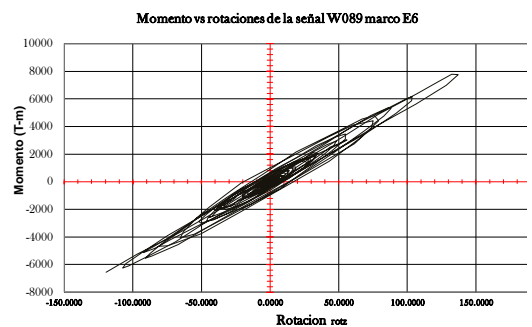
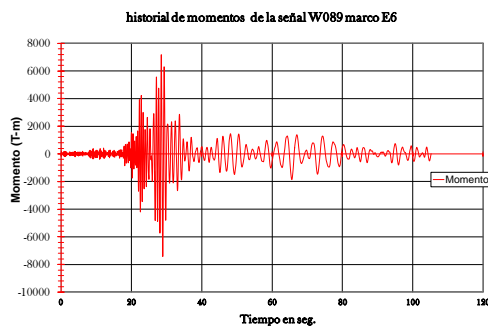
W024



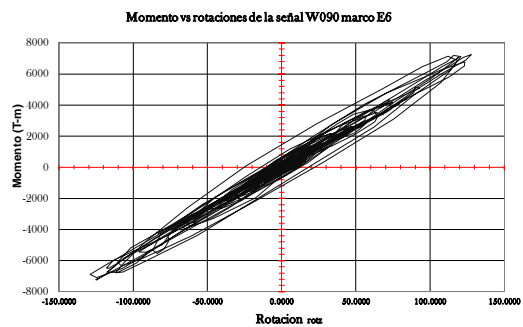
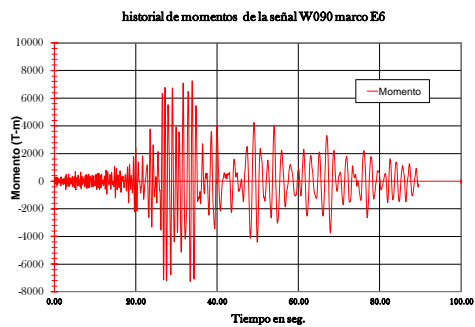
W063



W089



W090



Anexo 5

HISTORIAS DE CORTANTE Y PSEUDO-COEFICIENTE SÍSMICO POR MARCO DESPLANTADOS SUELO COMPRESIBLE.

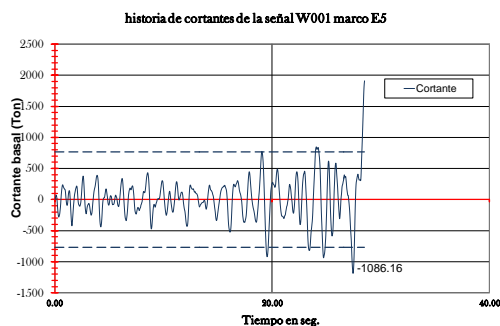
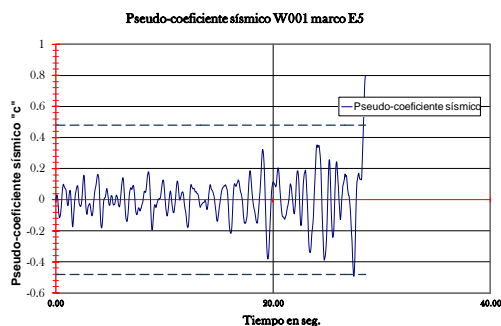
MARCO E5-B17

SEÑAL

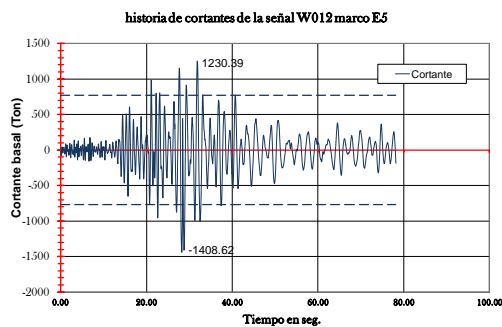
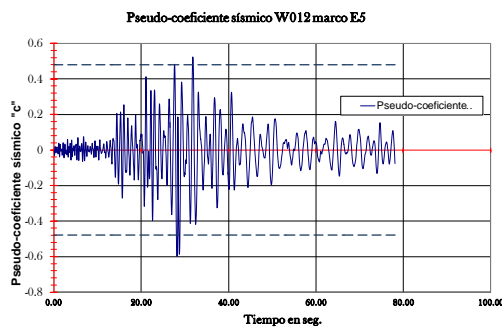
PSEUDO-COEFICIENTE SÍSMICO

CORTANTE BASAL

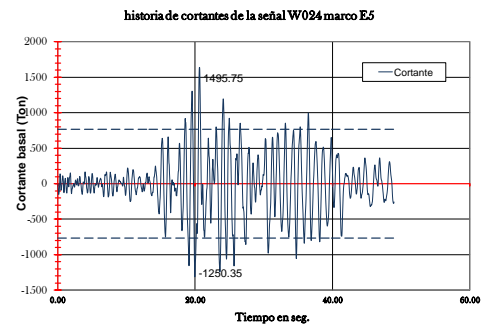
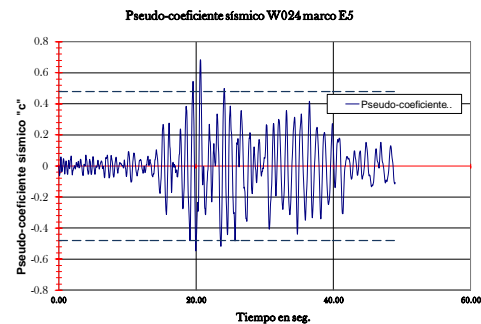
W001



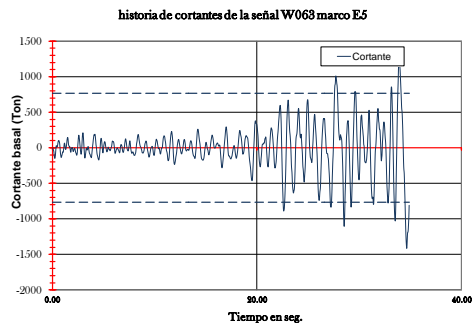
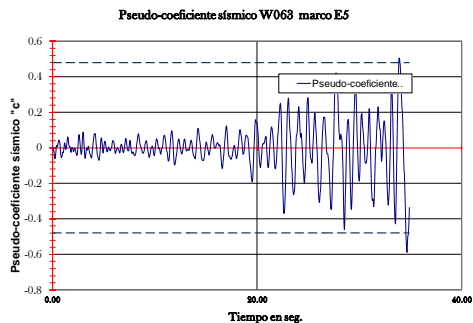
W012



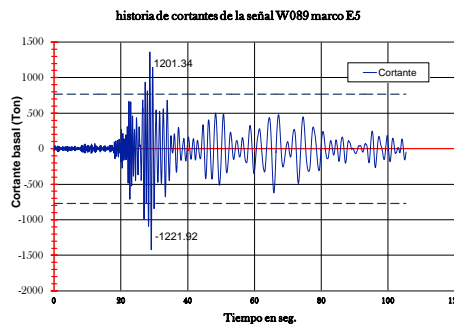
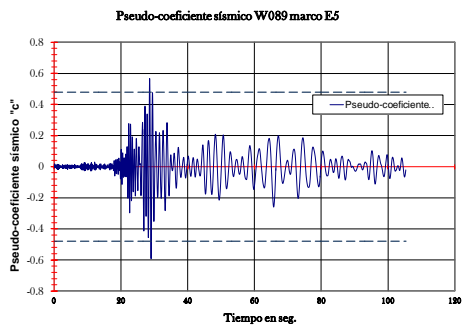
W024



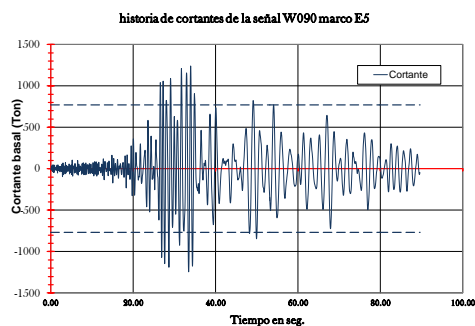
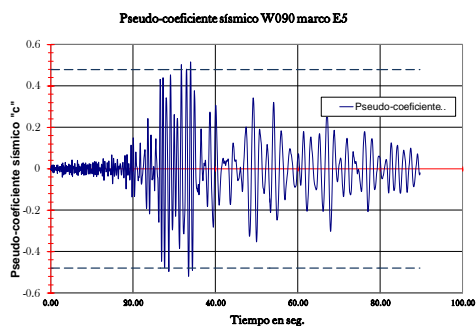
W063



W089



W090



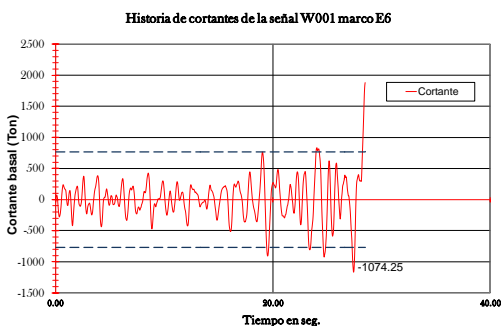
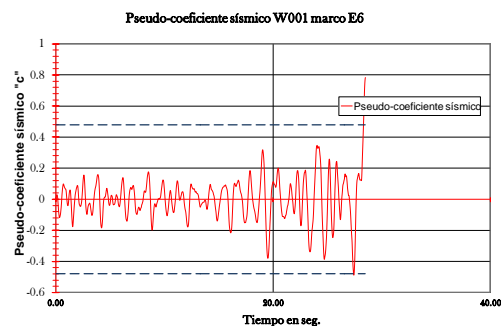
MARCO E6-B18

SEÑAL

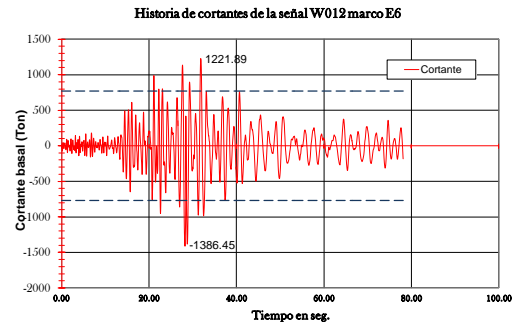
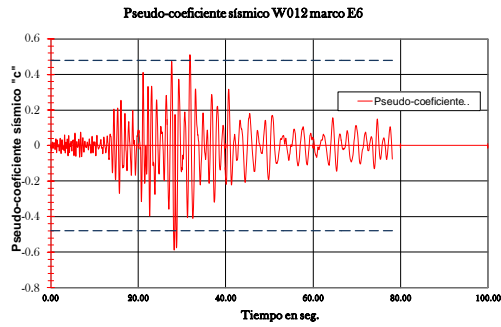
**PSEUDO-COEFICIENTE
SÍSMICO**

CORTANTE BASAL

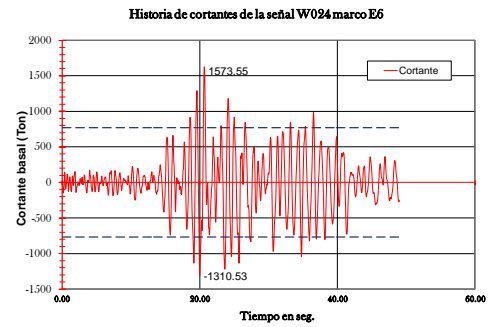
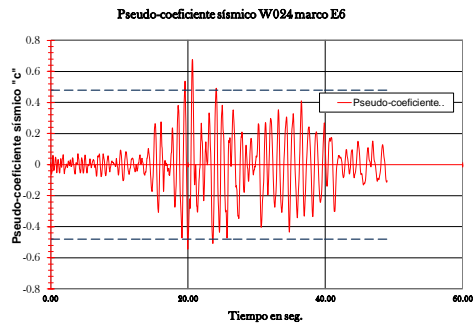
W001



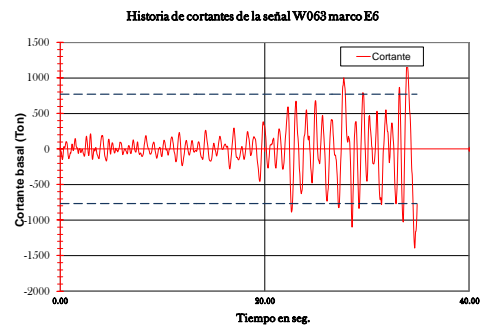
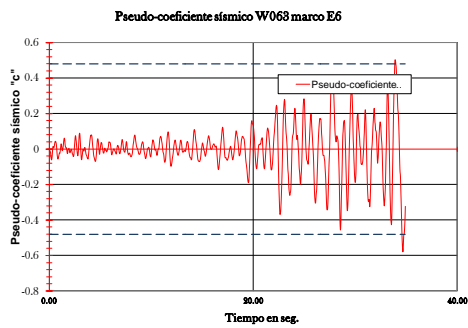
W012



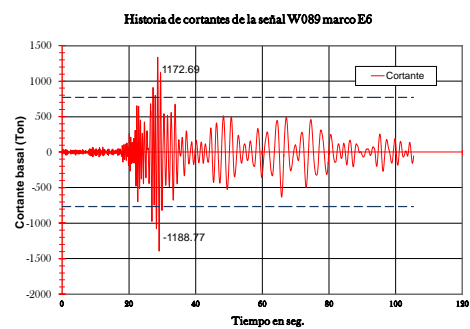
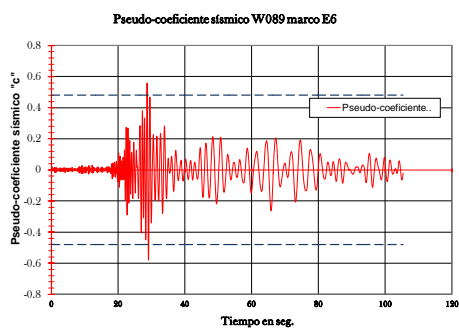
W024



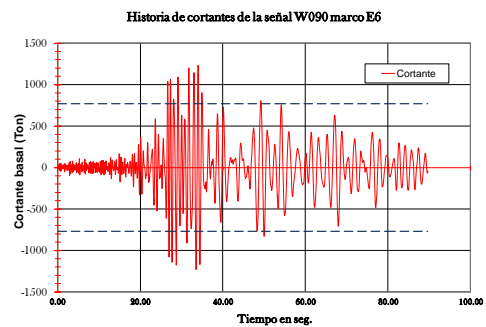
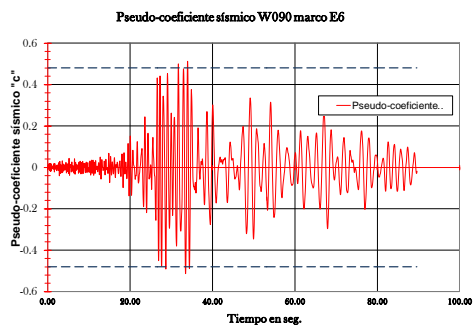
W063



W089



W090



Anexo 6

HISTORIAS DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES POR MARCO DESPLANTADOS EN SUELO COMPRESIBLE.

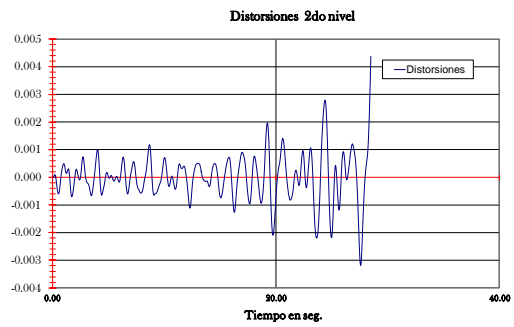
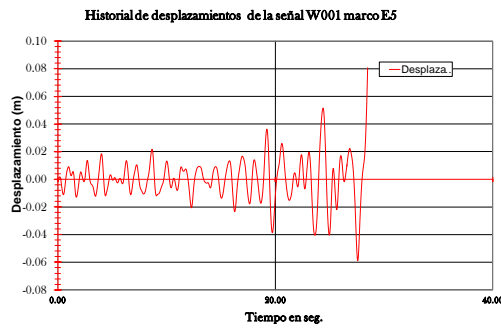
MARCO E5-B17

SEÑAL

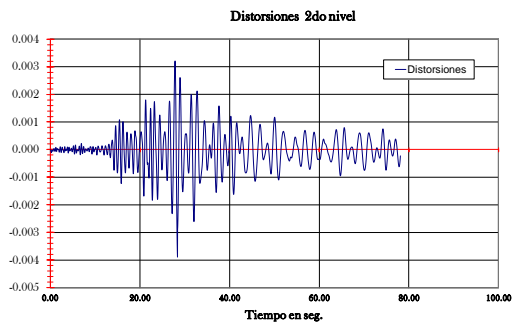
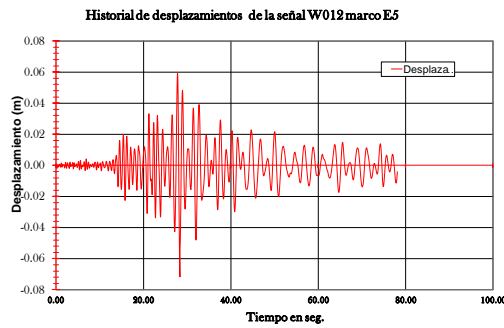
DESPLAZAMIENTOS

DISTORSIONES

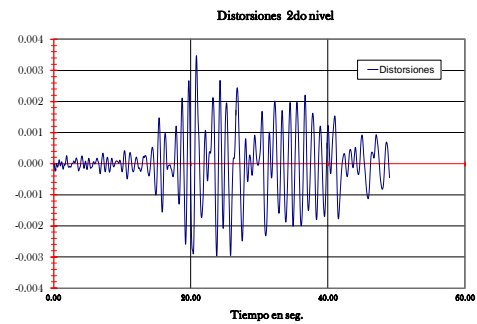
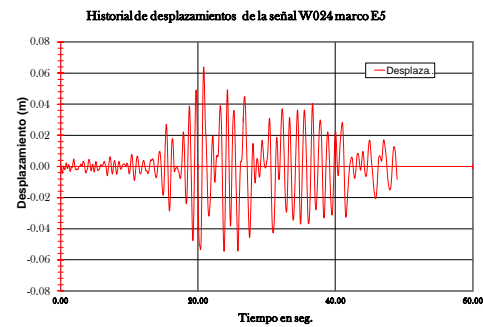
W001



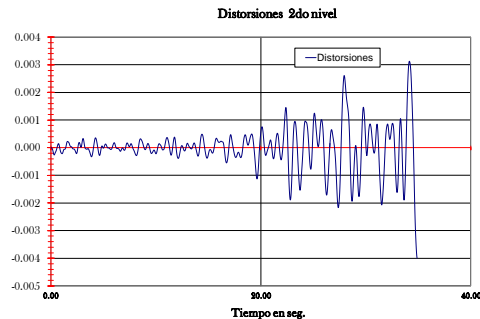
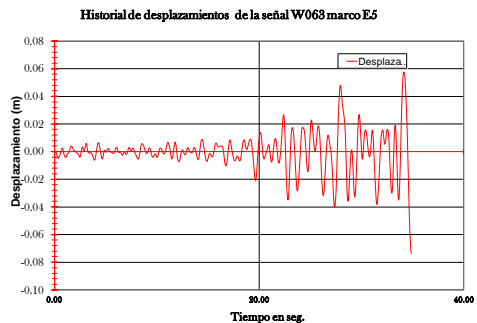
W012



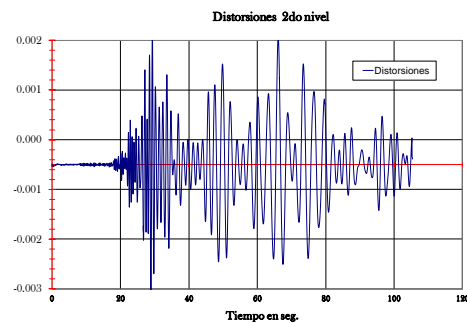
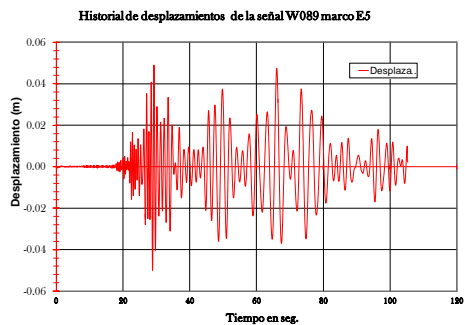
W024



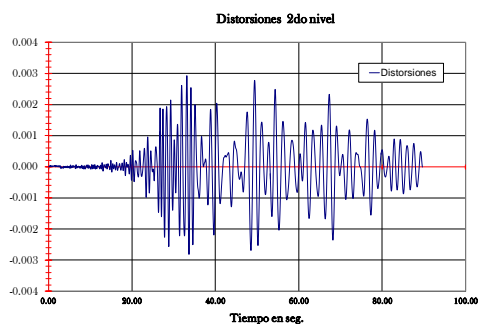
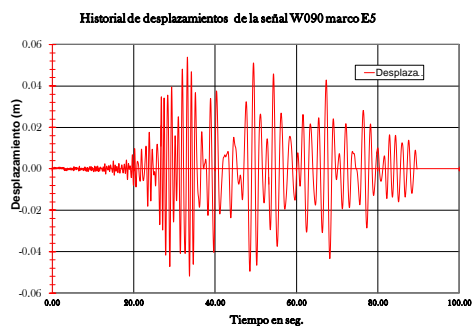
W063



W089



W090



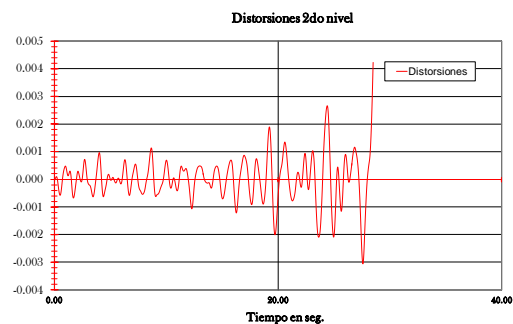
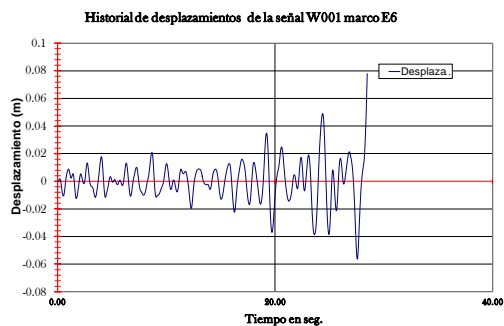
MARCO E6-B18

SEÑAL

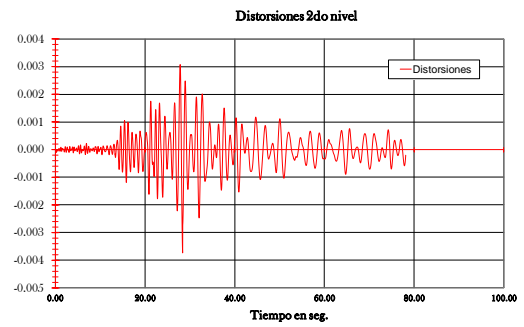
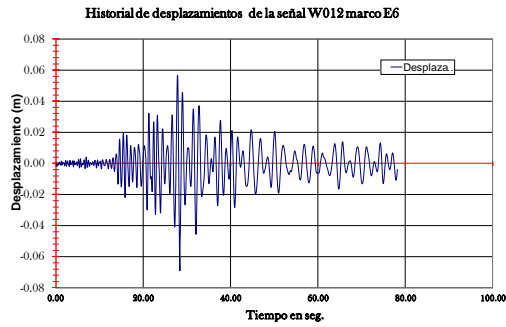
DESPLAZAMIENTOS

DISTORSIONES

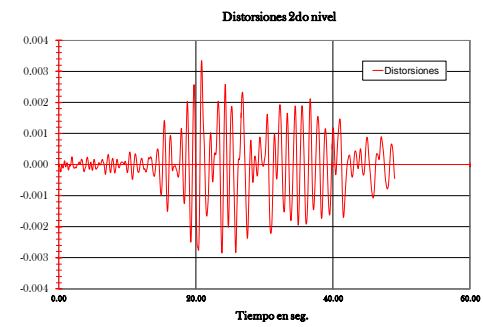
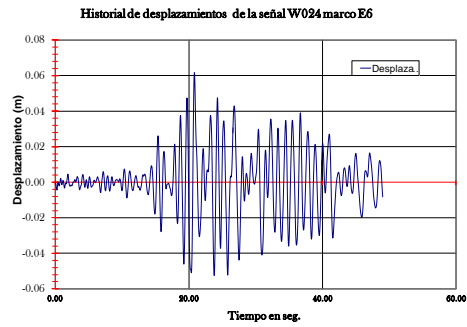
W001



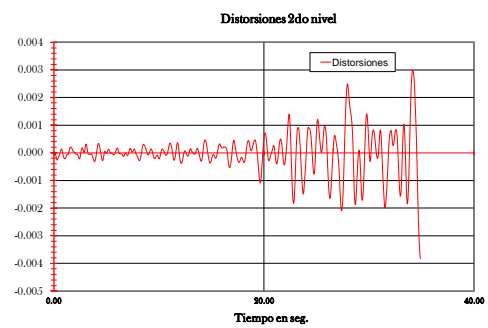
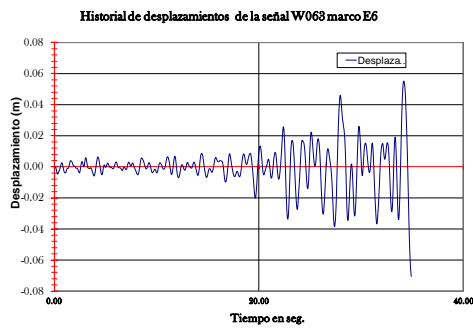
W012



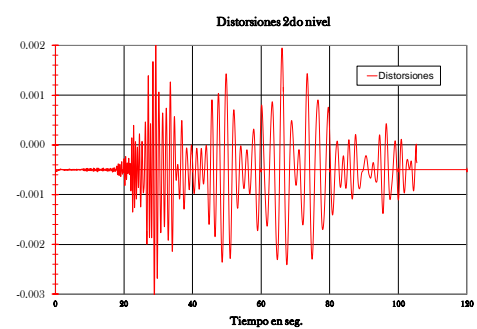
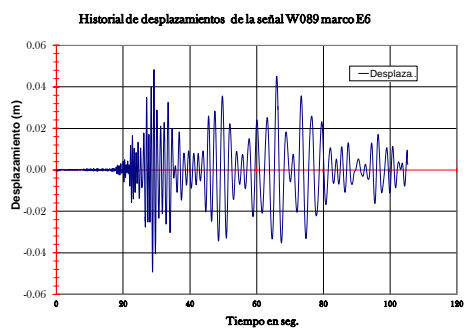
W024



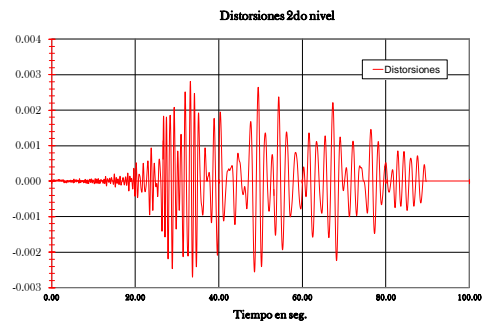
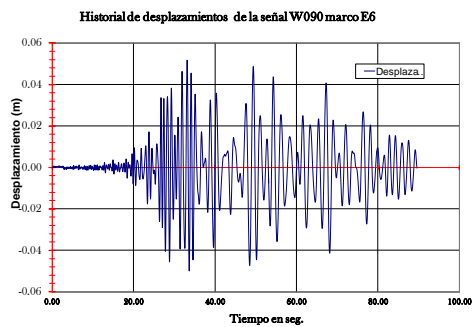
W063



W089



W090



Anexo 7

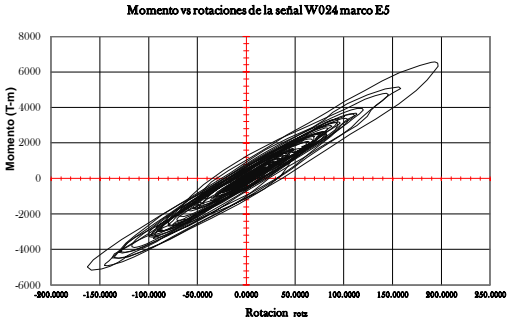
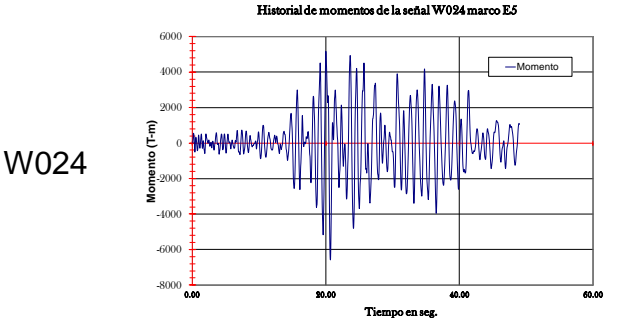
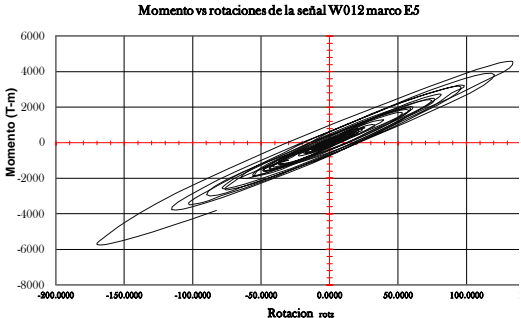
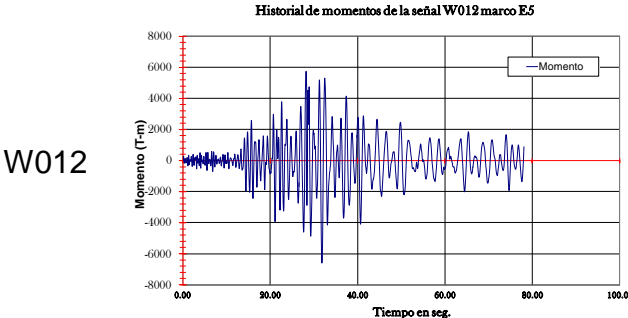
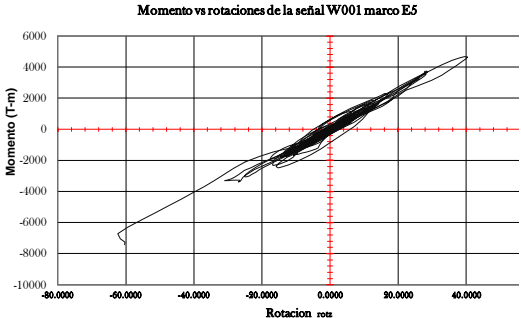
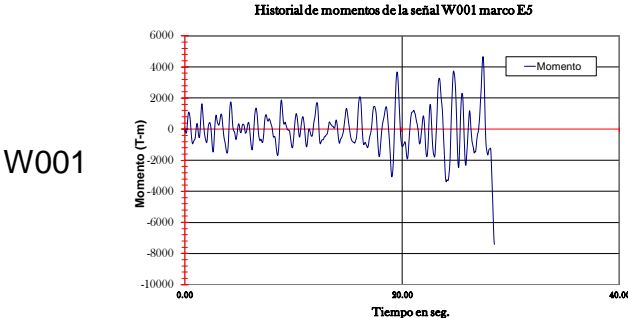
HISTORIAS DE MOMENTO EN NODO 3 Y GRÁFICA DE MOMENTO_Y vs ROTACIONES_Z DEL NODO 3, POR MARCO DESPLANTADOS EN SUELO COMPRESIBLE.

MARCO E5-B17

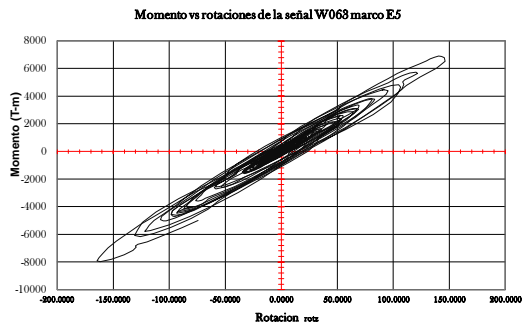
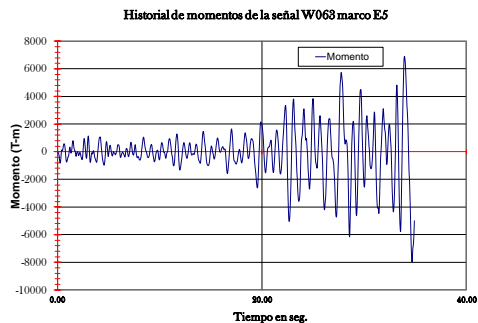
SEÑAL

MOMENTO_Y

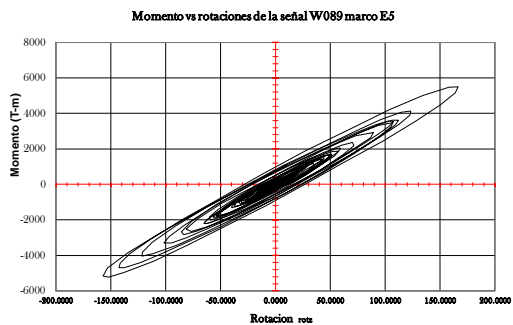
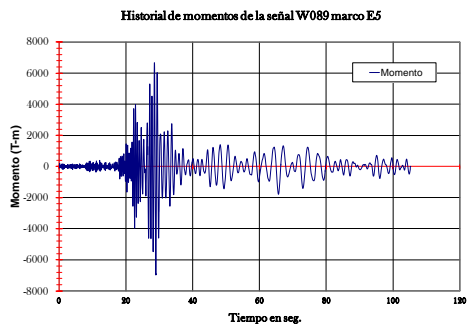
MOMENTO_Y vs ROT_Z



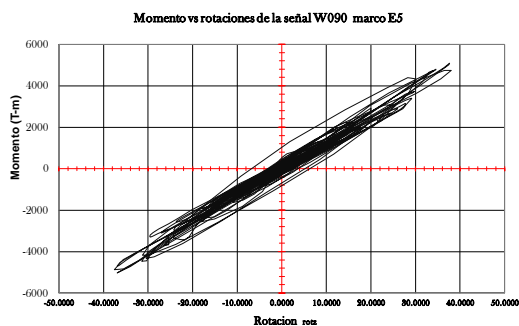
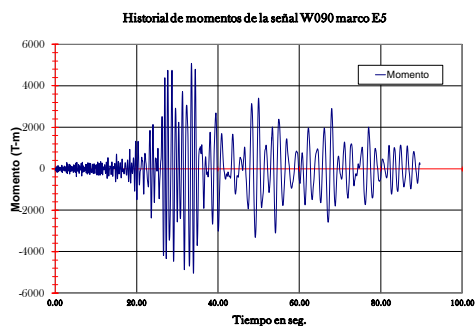
W063



W089



W090



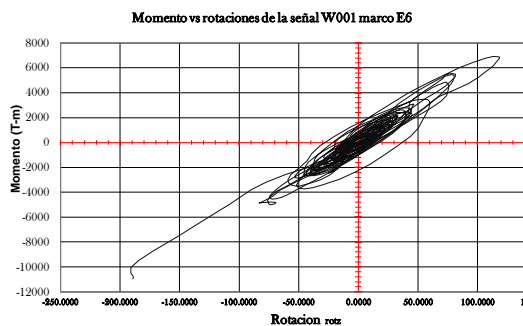
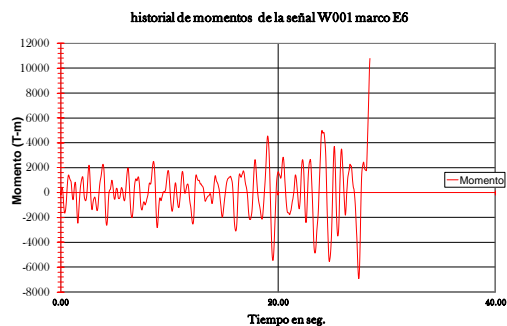
MARCO E6-B18

SEÑAL

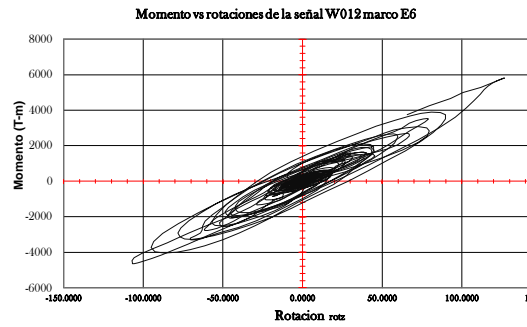
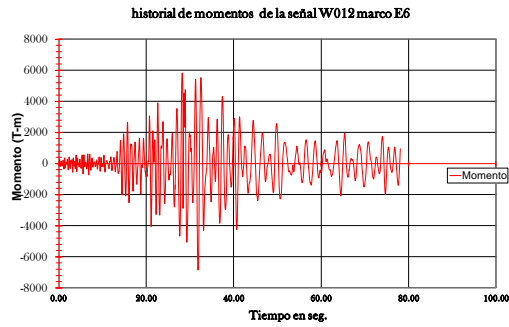
MOMENTO_Y

MOMENTO_Y vs ROT_Z

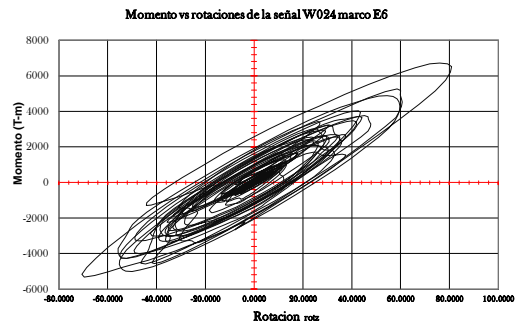
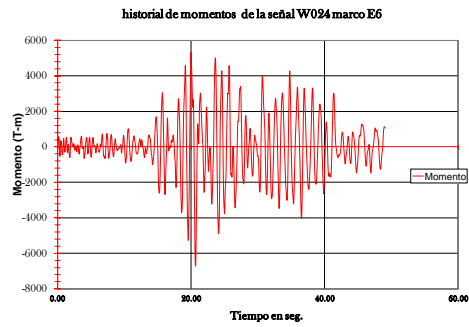
W001



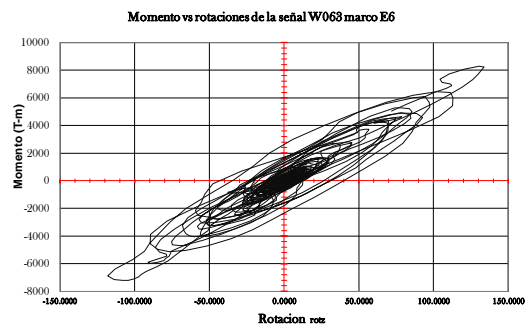
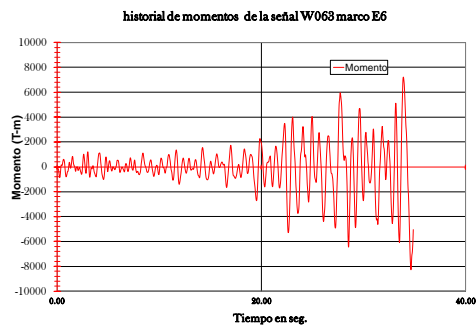
W012



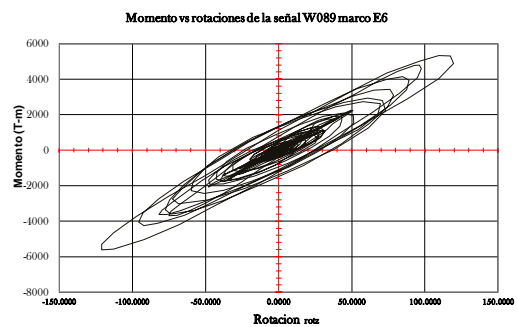
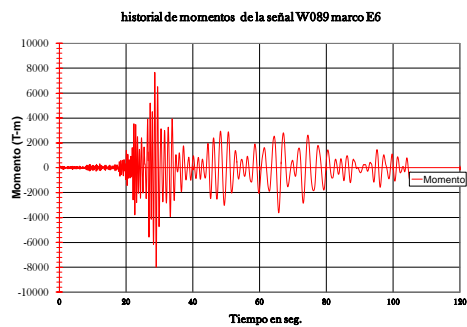
W024



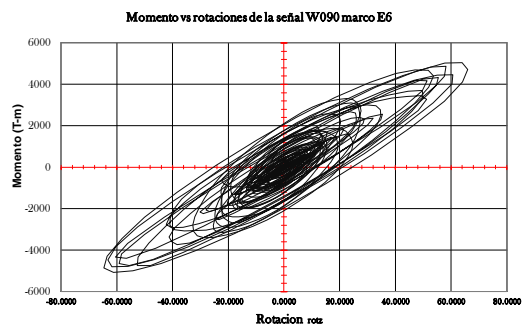
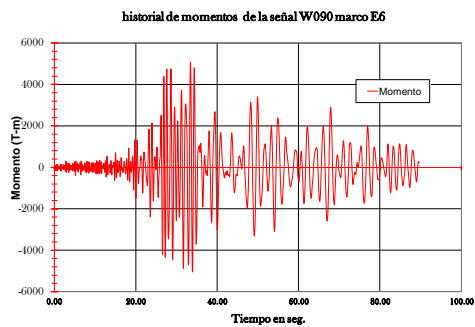
W063



W089



W090



Anexo 8

MODELO DEL SISTEMA COMPLETO

Una vez conocidos el movimiento de entrada y las funciones de impedancia (resortes y amortiguadores equivalentes del suelo), la estructura es modelada como una viga de cortante con N grados de libertad en traslación. Si se consideran los grados de libertad que corresponden a la traslación y el cabeceo de la base se establece un sistema de $N+2$ grados de libertad, ver figura 2.8.

Debido a que las funciones de impedancia dependen de la frecuencia de excitación y de que no existen modos clásicos de vibración, para determinar la respuesta del sistema es conveniente utilizar el método de la respuesta compleja en la frecuencia en conjunto mediante la síntesis de Fourier [CFESISMO, 2008].

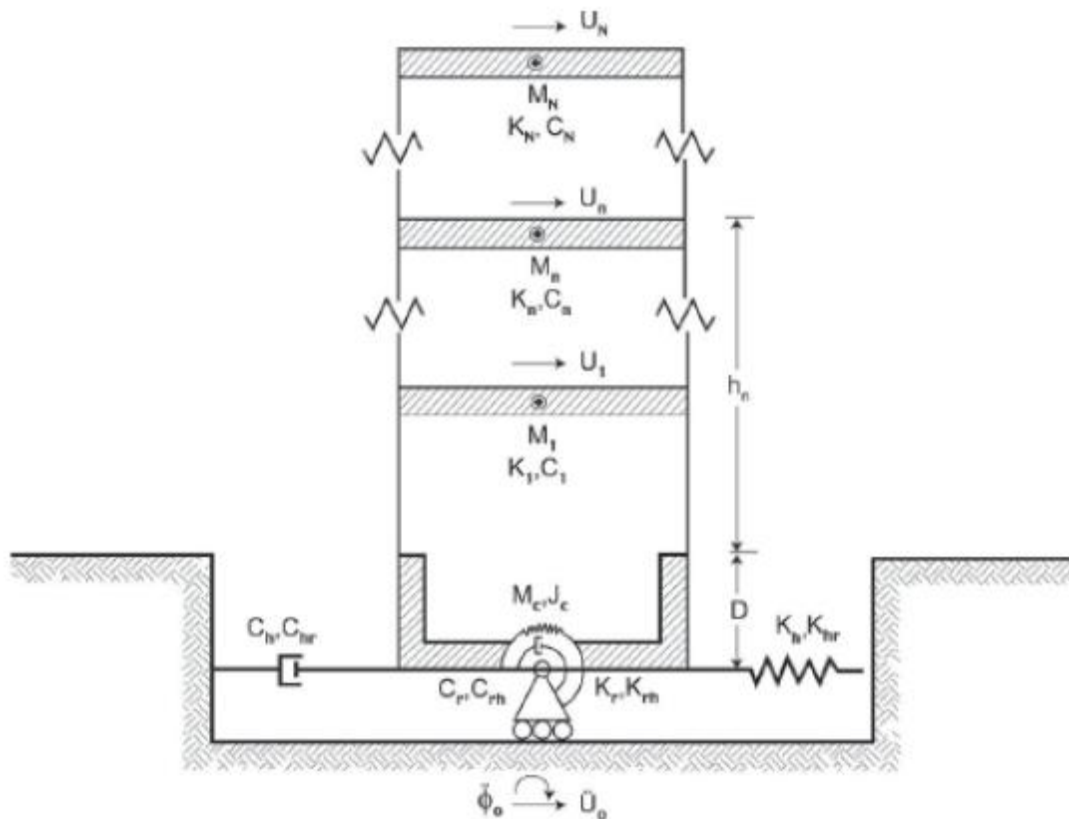


Figura Sistema suelo-estructura completo

Los grados de libertad del sistema suelo-estructura son: U_e , el vector de desplazamientos de la estructura relativos a su base; U_c , el desplazamiento de la base relativo al movimiento efectivo U_0 de traslación; y Φ_c , la rotación de la base

relativa al movimiento efectivo Φ_0 de rotación. De acuerdo con lo anterior, el vector de desplazamientos de la estructura es: $(U_0 + U_c)\{I\} + (\Phi_0 + \Phi_c)\{H\} + \{U_e\}$, siendo $\{I\} = \{1, 1, \dots, 1\}^T$, $\{H\} = \{(h_1 + D), (h_2 + D), \dots, (h_N + D)\}^T$. Las ecuaciones de movimiento del sistema pueden obtenerse a partir del equilibrio dinámico de fuerzas en la estructura, así como de fuerzas y momentos en la cimentación, esto es [Fernández y Avilés, 2008]:

$$[M_e]\{\ddot{U}_c\{I\} + \Phi_c\{H\} + \{\ddot{U}_e\}\} + [C_e]\{\dot{U}_e\} + [K_e]\{U_e\} = -[M_e]\{\ddot{U}_0\{I\} + \Phi_c\{H\}\} \quad (2.8)$$

$$M_c(\ddot{U}_c + E\Phi_c) + C_h\dot{U}_c + C_{hr}\Phi_c + K_h U_c + K_{hr}\Phi_c - V_0 = -M_c(\ddot{U}_c + E\Phi_c) \quad (2.9)$$

$$\int_c \Phi_c + C_r \Phi_c + C_{hr} \dot{U}_c + K_r \Phi_c + M_r E (\ddot{U}_c + E \Phi_c) - M_0 = -\int_c \Phi_0 - M_c E (\ddot{U}_0 + E \Phi_0) \quad (2.10)$$

Donde $[M_e]$, $[C_e]$, $[K_e]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura con base rígida; $\int_c = J_c - M_c E^2$ es el momento de inercia con respecto al centroide de la cimentación. Además $V_0 = \{I\}^T \{[C_e]\{\dot{U}_e\} + [K_e]\{U_e\}\}$ es el cortante en la base de la estructura y $M_0 = \{H\}^T \{[C_e]\{\dot{U}_e\} + [K_e]\{U_e\}\}$ el momento de volteo en la base de la cimentación.

Las matrices de masa y rigidez de la estructura tienen la siguiente forma:

$$[M_e] = \begin{bmatrix} M_1 & \dots & 0 \\ 0 & M_2 & 0 \\ 0 & \dots & M_N \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

$$[K_e] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & 0 \\ 0 & \dots & k_N \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

Donde M_1, M_2, \dots, M_N son las masas concentradas y k_1, k_2, \dots, k_N las rigideces de entrepiso. A diferencia de la matriz de rigidez, la matriz de amortiguamiento de la estructura no puede construirse a partir de los amortiguamientos de entrepiso, ya que estas cantidades no están bien establecidas [Fernández y Avilés, 2008]. Si el cortante y momento de volteo basales se expresan en términos de la ecuación 2.8 y sustituyen en las ecuaciones 2.9 y 2.10, respectivamente, se encuentra que las ecuaciones de movimiento del sistema tienen la siguiente forma matricial:

$$[M_s]\{\ddot{U}_s\} + [C_s]\{\dot{U}_s\} + [K_s]\{U_s\} = -U_0\{M_0\} - \Phi_0\{J_0\} \quad (2.13)$$

Donde $\{U_s\} = \{\{U_s\}^T, U_c, \Phi_c^T\}^T$ es el vector de desplazamientos del sistema, de orden $N+2$. Además, $\{M_0\}$, $\{J_0\}$ son vectores de carga definidos como:

$$\{M_0\} = \begin{Bmatrix} [M_e]\{I\} \\ \{I\}^T + [M_e]\{I\} \\ \{H\}^T + [M_e]\{I\} + M_c E \end{Bmatrix} + M_c \quad (2.14)$$

$$\{J_0\} = \begin{Bmatrix} [M_e]\{H\} \\ \{I\}^T + [M_e]\{H\} \\ \{H\}^T + [M_e]\{H\} + J_c \end{Bmatrix} + M_c E \quad (2.15)$$

mientras que $[M_s]$, $[C_s]$, $[K_s]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema, estructuradas de las siguientes formas:

$$[M_s] = \begin{Bmatrix} [M_e] & [M_e]\{I\} & [M_e]\{I\} \\ \{I\}^T [M_e] & \{I\}^T + [M_e]\{I\} + M_c & \{I\}^T + [M_e]\{H\} + M_c E \\ \{H\}^T [M_e] & \{I\}^T + [M_e]\{I\} + M_c E & \{H\}^T [M_e]\{H\} + J_c \end{Bmatrix} \quad (2.16)$$

$$[C_s] = \begin{Bmatrix} [C_e] & \{0\} & \{0\} \\ \{0\}^T & C_h & C_{hr} \\ \{0\}^T & C_{hr} & C_r \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

$$[K_s] = \begin{Bmatrix} [K_e] & \{0\} & \{0\} \\ \{0\}^T & K_h & K_{hr} \\ \{0\}^T & K_{hr} & K_r \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

Los términos C_m y K_m , con $m=h,r,hr$, representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo. Aplicando transformada de Fourier en ambos miembros de la ecuación (2.12), la ecuación matricial de movimiento del sistema se reduce a

$$[[K_s] + i\omega[C_s] - \omega^2[M_s]] + \{U_s(\omega)\}^* = \omega^2 U_g^*(\omega) \{Q_h(\omega)\{M_0\} + Q_r(\omega)\{J_0\}\} \quad (2.17)$$

Donde $\{U_s(\omega)^*\}$ y $U_g^*(\omega)$ representan respectivamente las transformadas de Fourier de la respuesta $\{U_s(t)^*\}$ y la excitación $U_g(\omega)$ del sistema. Al multiplicar el término de la izquierda por ω^2 se considera que la respuesta $\{U_s(\omega)^*\}$ esta dada en aceleración. Resolviendo la ecuación 2.18 se obtiene la respuesta en la frecuencia del sistema. Los renglones del vector $\{U_s(\omega)^*\}$ corresponden a la aceleración para cada uno de los grados de libertad del sistema. Para encontrar la respuesta en términos de desplazamiento, se utiliza la siguiente expresión que es la relación general que existe entre desplazamiento y aceleración para la respuesta en frecuencia [Fernández y Avilés, 2008].

$$Sa(\omega) = \omega^2 Sd(\omega) \quad (2.19)$$

Donde $Sa(\omega)$ es la aceleración $Sd(\omega)$ el desplazamiento.