



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL DE
PUENTES CON DIFERENTES TIPOS DE APOYO**

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. ANDREA ALCALÁ FERREIRA

ASESOR:
DR. MANUEL JARA DÍAZ

MORELIA, MICHOACÁN
Agosto 2017



AGRADECIMIENTOS

Quiero ofrecer unas palabras de agradecimiento a todas aquellas personas que estuvieron conmigo apoyándome, que me brindaron su ayuda y su sabio consejo.

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), que me ayudo a hacer todo esto posible gracias a la ayuda económica brindada y a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH), que es la institución en la cual pasé casi once años de mi vida.

De forma muy especial quiero agradecer a mi asesor de tesis el Dr. Manuel Jara Díaz, por su orientación a lo largo de este trabajo, por sus consejos y su tiempo. Durante todo este tiempo él ha compartido conmigo innumerables enseñanzas, no solo de la escuela sino también de la vida, enseñanzas que guardare conmigo para siempre. Muchas gracias por todo.

A mis profesores de posgrado, que gracias a su digna labor he logrado crecer como profesionista y como persona.

A mis excompañeros de posgrado, ya que gracias a ustedes me di cuenta de que el compañerismo es muy importante, todo en la vida es una competencia y hay que prepararse para ello, sólo los que luchan por lo que quieren lo consiguen.

A mis padres Ma Guadalupe Ferreira Pérez y J Luis Alcalá Esquivel, que me tuvieron paciencia todo este tiempo, que soportaron mis desvelos, escucharon mis angustias cuando las cosas se ponían difíciles y compartieron mi alegría hasta el último día. Muchas gracias en especial a ellos, porque, sin su educación, sus valores éticos y su alta moralidad, yo no sería la persona que soy, ustedes siempre serán mi ejemplo a seguir.

A mi hermano, a mis amigas y a mi familia que han estado ahí para mí en las buenas y en las malas, apoyándome sin condiciones.

CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS.....	6
ÍNDICE DE TABLAS	12
RESUMEN.....	13
ABSTRACT	14
INTRODUCCIÓN	15
CAPÍTULO 1. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS NO LINEAL.....	17
1.1 DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS DE ANÁLISIS NO LINEAL	18
1.2 PRINCIPALES VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISIS.....	25
1.3 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (ADI).....	27
CAPÍTULO 2. MEDIDAS DE INTENSIDAD Y DAÑO	31
2.1 MEDIDAS DE LA INTENSIDAD.	31
2.1.1 Medidas de intensidad basadas en valores pico.....	32
2.1.2 Medidas de intensidad basadas en la duración.....	33
2.1.3 Medidas de intensidad basadas en la frecuencia y la respuesta de la estructura	35
2.2 MEDIDAS DEL DAÑO	37
2.2.1 Índices de daño local	37
2.2.2 Índices de daño global	40
2.2.3. Índices de daño propuestos por Hose et al. (1997).....	41
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE PUENTES CON DISTINTA RIGIDEZ MEDIANTE EL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL	45
3.1 SELECCIÓN DE LA DEMANDA SISMICA	45
3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES Y MODELOS DE ESTUDIO	49
3.2.1 Descripción de la geometría de los puentes	49
3.2.2 Características de la superestructura.....	51
3.2.3 Geometría y armado de las pilas	51
3.2.4 Ciclos histeréticos usados en las pilas de los puentes y su ubicación	52

3.2.5 Modelos tipo espina en los análisis dinámicos incrementales.....	56
3.3 CURVAS DE CAPACIDAD DINÁMICA.....	58
3.3.1 Análisis de los resultados de los puentes regular e irregular	58
CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL PUENTE IRREGULAR BAJO DISTINTOS TIPOS DE APOYO	69
4.1 MODELOS DE ESTUDIO	73
4.2. ANÁLISIS TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL PUENTE MONOLÍTICO (M).....	78
4.3. ANÁLISIS TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL PUENTE CON APOYOS TIPO LRB (LRB)	83
4.3.1. Modelo con apoyos LRB y barras de plomo (LRBPB).....	90
4.3.2. Modelo con apoyos LRB y topes sísmicos (LRBTS)	95
4.4. ANÁLISIS TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (NEO).....	99
4.4.1 Modelo con apoyos de neopreno y barras de plomo (NPB)	105
4.4.2 Modelo con apoyos de neopreno, barras de plomo y efecto del choque con el estribo (NPBE)	110
4.4.3. Modelo con apoyos de neopreno, topes sísmicos y considerando el choque con el estribo (NTS)	114
4.5. ANÁLISIS TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL PUENTE CONSIDERANDO BALANCEO DE LA CIMENTACIÓN (BC).....	119
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	125
5.1. RESPUESTA DE LOS PUENTES UTILIZANDO EL REGISTRO DE CALETA DE CAMPOS	125
5.2. RESPUESTA DE LOS PUENTES UTILIZANDO EL REGISTRO DE MANZANILLO	127
5.3. RESPUESTA DE LOS PUENTES UTILIZANDO EL REGISTRO DE LA UNIÓN.....	128
5.4. COMPARACION DE LOS VALORES DE S_a DE LOS PUENTES CON REGISTROS DE PERIODO CORTO .	129
5.5. RESPUESTA DE LOS PUENTES UTILIZANDO EL REGISTRO DE SCT	131
CONCLUSIONES	133
REFERENCIAS	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. 1 Ejemplos de ciclos histeréticos (Kappos A. J. et. al, 2012).....	19
Figura 1. 2 Ejemplo de plasticidad concentrada en una columna y el modelo de discretización por fibras (Kappos A. J. et. al, 2012)	19
Figura 1. 3 Aplicación de una carga incremental al sistema y punto de control de los desplazamientos ...	20
Figura 1. 4 Curva de capacidad que resulta de un análisis incremental	20
Figura 1. 5 Demanda elástica e inelástica contra capacidad (Kappos A. J. et. al, 2012).....	21
Figura 1. 6 Espectros de demanda (Kappos A. J. et. al, 2012).....	21
Figura 1. 7 Idealización de la curva cortante basal contra desplazamientos (Kappos A. J. et. al, 2012).....	24
Figura 1. 8 Curva de capacidad adaptable	25
Figura 1. 9 Curva de capacidad dinámica (Vamvatsikos y Cornell, 2002).....	27
Figura 1. 10 Resultados de cuatro diferentes registros (Vamvatsikos y Cornell, 2002).....	28
Figura 1. 11 Resultados de los entrepisos del edificio (Vamvatsikos y Cornell, 2002).....	29
Figura 2. 1 Valores de PGA, PGV y PGD de dos registros diferentes (Chopra A. K., 1995).....	33
Figura 2. 2 Distribución de la energía de un sistema elastoplástico (Akiyama H, 1999).....	34
Figura 2. 3 Obtención de S_a ($T=0.5s, 1.0s$ y $2.0s$ $\zeta=2\%$) para el movimiento del terreno de El Centro (Chopra A. K., 1995).....	35
Figura 2. 4 Dispersión de los resultados con diferentes medidas de la intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2002).....	37
Figura 2. 5 Nivel de daño I (Hose et al. 1997)	41
Figura 2. 6 Nivel de daño II (Hose et al. 1997)	42
Figura 2. 7 Nivel de daño III (Hose et al. 1997)	42
Figura 2. 8 Nivel de daño IV (Hose et al. 1997).....	42
Figura 2. 9 Nivel de daño V (Hose et al. 1997)	43
Figura 2. 10 Ciclo histerético experimental de la columna circular (Hose et al. 1997).....	43

Figura 2. 11 Relación momento-curvatura para las pilas del puente regular e irregular.....	44
Figura 3. 1 Espectros compatibles con los espectros de diseño en roca y suelo blando	47
Figura 3. 2 Integrales de los registros de aceleración, velocidad y desplazamiento (M. D. Trifunac et al., 1975)	48
Figura 3. 3 Geometría del puente 1 (puente regular).....	49
Figura 3. 4 Geometría del puente 2 (puente irregular).....	50
Figura 3. 5 Mecanismo de falla de los estribos (Priestley, et al., 1996).....	50
Figura 3. 6 Geometría del tablero	51
Figura 3. 7 Sección transversal de las pilas del puente	52
Figura 3. 8 Ciclo histérico de Takeda (Carr, 2008)	53
Figura 3. 9 Ciclo histérico Pivot (SAP2000 v.19)	54
Figura 3. 10 Gráfica para la obtención de la articulación plástica de la JRA (1996).....	56
Figura 3. 11 Clasificación de los espectros de respuesta de los registros naturales	58
Figura 3. 12 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular e irregular (S_a vs φ).....	59
Figura 3. 13 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular e irregular ($\Delta_{m\acute{a}x}$ vs φ)	61
Figura 3. 14 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular e irregular (S_a vs μ_φ)	62
Figura 3. 15 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular con S_a y PGA como medidas de la intensidad	63
Figura 3. 16 Curvas de capacidad dinámicas del puente irregular con S_a y PGA como medida de la intensidad	64
Figura 3. 17 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular e irregular con la energía de entrada como medida de la intensidad	65
Figura 3. 18 Modificación del ciclo histérico (gráficas de Momento vs Rotación).....	66
Figura 3. 19 Curvas de capacidad dinámicas del puente irregular, considerando la degradación de la resistencia de las pilas	67
Figura 3. 20 Curvas de capacidad dinámicas de los puentes regular e irregular, considerando la degradación de la resistencia de las pilas	67

Figura 4. 1 Composición interna de los apoyos de neopreno (www.cymper.com)	70
Figura 4. 2 Composición interna de los apoyos LRB y su modelo de comportamiento histerético (www.sismica.cl)	70
Figura 4. 3 Ubicación de las barras de plomo (Jara, et al., 2006).....	71
Figura 4. 4 Representación del funcionamiento de los topes sísmicos	72
Figura 4. 5 Representación esquemática del balanceo de la cimentación (Priestley, et al., 1996)	72
Figura 4. 6 Modelo M	73
Figura 4. 7 Modelo LRB	74
Figura 4. 8 Modelo LRBTS	74
Figura 4. 9 Modelo LRBPB	75
Figura 4. 10 Modelo NEO	75
Figura 4. 11 Modelo NPB	76
Figura 4. 12 Modelo NTS	76
Figura 4. 13 Modelo NPBE	77
Figura 4. 14 Modelo BC	77
Figura 4. 15 Modelo de la zapata de las pilas 2 y 3	78
Figura 4. 16 Curvas dinámicas de capacidad del modelo M con Sa y PGA en la dirección transversal	79
Figura 4. 17 Curvas dinámicas de capacidad del modelo M con Sa y PGA en la dirección longitudinal	80
Figura 4. 18 Curvas IDA de las pilas del modelo M en la dirección transversal	81
Figura 4. 19 Configuración deformada del modelo M generada con el programa SAP2000	82
Figura 4. 20 Desplazamientos máximos del tablero del modelo M	82
Figura 4. 21 Vista en planta del modelo M en su máximo nivel de daño	83
Figura 4. 22 Desplazamientos relativos de las pilas para nivel de daño V del modelo M	83
Figura 4. 23 Comparación de las curvas dinámicas del modelo M y LRB en la dirección transversal	84
Figura 4. 24 Curvas dinámicas de capacidad modelo LRB en la dirección transversal	85
Figura 4. 25 Comparación de las curvas dinámicas del modelo M y LRB en la dirección longitudinal	87
Figura 4. 26 Curvas IDA de las pilas del modelo LRB en la dirección transversal	87

Figura 4. 27 Configuración deformada del modelo LRB generada con el programa SAP2000	88
Figura 4. 28 Distorsión angular de los apoyos LRB.....	89
Figura 4. 29 Desplazamientos máximos del tablero y vista en planta del modelo LRB en su máximo nivel de daño	90
Figura 4. 30 Desplazamientos relativos de las pilas para nivel de daño V con el modelo del LRB	90
Figura 4. 31 Comparación de las curvas dinámicas del modelo M y LRB con el modelo LRBPB en la dirección transversal	91
Figura 4. 32 Curvas IDA de las pilas del modelo LRBPB en la dirección transversal con los registros de Manzanillo y de la Unión	92
Figura 4. 33 Curvas IDA de las pilas del modelo LRBPB en la dirección transversal con los registros de SCT y de Caleta de Campos	92
Figura 4. 34 Distorsión angular de los apoyos del modelo LRBPB en la dirección transversal	93
Figura 4. 35 Comparación de los desplazamientos máximos del tablero de los modelos LRB, M y LRBPB	94
Figura 4. 36 Comparación de las distorsiones de las pilas de los modelos LRB, M y LRBPB	95
Figura 4. 37 Comparación de las curvas dinámicas del modelo LRB y LRBTs en la dirección transversal ..	95
Figura 4. 38 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo LRBTs en la dirección transversal.....	96
Figura 4. 39 Distorsión angular de los apoyos del modelo LRBTs en la dirección transversal.....	97
Figura 4. 40 Comparación de los desplazamientos máximos del tablero de los modelos M, LRB, LRBPB y LRBTs	98
Figura 4. 41 Comparación de las distorsiones máximas de las pilas de los modelos M, LRB, LRBPB y LRBTs	98
Figura 4. 42 Comparación de las curvas dinámicas del modelo M y NEO en la dirección transversal y longitudinal.....	99
Figura 4. 43 Cambio de los valores de $S_a(T)$ de los registros de la SCT, Unión, Manzanillo y Caleta de Campos	101
Figura 4. 44 Curvas IDA de las pilas del modelo NEO en la dirección longitudinal.....	102
Figura 4. 45 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo NEO en la dirección transversal	103
Figura 4. 46 Distorsión angular de los apoyos del modelo NEO en la dirección transversal.....	103
Figura 4. 47 Distorsión angular de los apoyos del modelo NEO en la dirección longitudinal.....	104

Figura 4. 48 Desplazamientos máximos del tablero del modelo NEO.....	105
Figura 4. 49 Comparación de las distorsiones máximas de las pilas de los modelos M y NEO	105
Figura 4. 50 Comparación de las curvas dinámicas del modelo NEO y NPB en la dirección transversal y longitudinal.....	106
Figura 4. 51 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo NPB en la dirección transversal	108
Figura 4. 52 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo NPB en la dirección longitudinal	108
Figura 4. 53 Distorsión angular de los apoyos del modelo NPB en la dirección transversal.....	109
Figura 4. 54 Distorsión angular de los apoyos del modelo NPB en la dirección longitudinal	109
Figura 4. 55 Comparación de los desplazamientos máximos del tablero de los modelos M, NEO y NPB	110
Figura 4. 56 Comparación de las distorsiones máximas de las pilas de los modelos M, NEO y NPB.....	110
Figura 4. 57 Comparación de las curvas dinámicas del modelo NPB y NPBE en la dirección longitudinal..	111
Figura 4. 58 Curvas IDA de las pilas del modelo NPBE en la dirección longitudinal	112
Figura 4. 59 Distorsión angular de los apoyos del modelo NPBE en la dirección longitudinal.....	113
Figura 4. 60 Comparación de las curvas dinámicas del modelo NPB y NTS en la dirección transversal y longitudinal.....	114
Figura 4. 61 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo NTS en la dirección transversal.....	116
Figura 4. 62 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo NTS en la dirección longitudinal.....	117
Figura 4. 63 Distorsión angular de los apoyos del modelo NTS en la dirección transversal.....	117
Figura 4. 64 Distorsión angular de los apoyos del modelo NTS en la dirección longitudinal	118
Figura 4. 65 Comparación de los desplazamientos máximos del tablero de los modelos NEO, NPB y NTS.....	118
Figura 4. 66 Comparación de las distorsiones máximas de las pilas de los modelos NEO, NPB y NTS.....	118
Figura 4. 67 Comparación de las curvas dinámicas del modelo M y BC en la dirección transversal y longitudinal.....	120
Figura 4. 68 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo BC en la dirección transversal	122

Figura 4. 69 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo BC en la dirección longitudinal.....	122
Figura 4. 70 Desplazamientos del modelo BC (SAP2000)	123
Figura 4. 71 Desplazamientos del tablero para nivel de daño III del modelo BC	123
Figura 4. 72 Desplazamientos relativos de las pilas para nivel de daño III con el modelo del BC.....	124
Figura 5. 1 Curvas dinámicas de capacidad para los diferentes modelos con el registro de Caleta de Campos (transversal y longitudinal).....	125
Figura 5. 2 Curvas dinámicas de capacidad para los diferentes modelos con el registro de Manzanillo (transversal y longitudinal).....	127
Figura 5. 3 Curvas dinámicas de capacidad para los diferentes modelos con el registro de la Unión (transversal y longitudinal)	128
Figura 5. 4 Valores de Sa para nivel de daño II con los registros de periodo corto en la dirección transversal	129
Figura 5. 5 Valores de Sa para nivel de daño V con los registros de periodo corto en la dirección transversal	130
Figura 5. 6 Valores de Sa para nivel de daño II con los registros de periodo corto en la dirección longitudinal	130
Figura 5. 7 Curvas dinámicas de capacidad para los diferentes modelos con el registro de la SCT (transversal y longitudinal)	131
Figura 5. 8 Valores de Sa para nivel de daño II con los registros de periodo corto en la dirección transversal	132

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1 Índices de daño (Hose et al. 1997).....	41
Tabla 2. 2 Relación momento-curvatura asociada a cada nivel de daño para las pilas del puente en estudio	44
Tabla 3. 1 Estaciones para los registros de aceleración en el tiempo.....	46
Tabla 3. 2 Duraciones efectivas de los acelerogramas	48
Tabla 3. 3 Longitud de articulación plástica	55
Tabla 3. 4 Periodos y factores de participación de masa del modelo tipo espina y con elementos finitos.....	57
Tabla 4. 1 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo M.....	80
Tabla 4. 2 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo LRB en la dirección transversal.....	85
Tabla 4. 3 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo LRB en la dirección longitudinal	87
Tabla 4. 4 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo LRBPB.....	93
Tabla 4. 5 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo LRBTS y su relación con el puente monolítico	97
Tabla 4. 6 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo NEO.....	100
Tabla 4. 7 Relación entre los valores de $Sa(T_{NEO})$ y $Sa(T_M)$, sacados del espectro de respuesta de los registros de la Unión, Manzanillo y Caleta de Campos.....	102
Tabla 4. 8 Valores de Sa asociados con el valor de distorsión $\gamma=4.0$ (falla del apoyo)	104
Tabla 4. 9 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo NPB.....	107
Tabla 4. 10 Relación entre los valores de Sa del modelo NPB y el modelo M.....	107
Tabla 4. 11 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo NPE y su relación con el modelo NPB.....	112
Tabla 4. 12 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo NTS	116
Tabla 4. 13 Relación de los valores de Sa del modelo NTS con los modelos M y NPB.....	116
Tabla 4. 14 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo BC	121
Tabla 4. 15 Relación entre los valores de Sa del modelo BC y el modelo M (Sa_{BC} / Sa_M)	121

RESUMEN

En este trabajo se evalúa el comportamiento de puentes continuos de sección cajón, cuando se utilizan distintos tipos de aisladores y disipadores de energía sísmica, considerando el efecto de los topes sísmicos transversales y el choque del tablero con los estribos cuando se cierran las juntas de dilatación. Para ello se llevó a cabo el análisis dinámico no lineal de ocho modelos diferentes cuando el sismo actúa en la dirección transversal y siete modelos con el sismo actuando en la dirección longitudinal.

Conforme con la filosofía de diseño por desempeño, es necesario conocer el comportamiento y nivel de daño de las estructuras para distintos niveles de intensidad sísmica. Por tal motivo, el estudio se realiza mediante un análisis dinámico incremental, con el que se evalúa la respuesta desde la etapa de comportamiento elástico, hasta la falla del sistema. El comportamiento no lineal debido al daño de los elementos se concentró en los extremos superior e inferior de las pilas. Adicionalmente se consideró el comportamiento no lineal de contacto debido a la interacción de la superestructura con los topes sísmicos y con los estribos. Con los análisis se obtuvieron curvas de capacidad dinámica para distintas medidas de intensidad y demanda.

Se identificaron cuatro niveles de daño: fluencia, pérdida de recubrimiento, propagación de la pérdida de recubrimiento y colapso. Se aplicaron distintos registros sísmicos naturales que fueron escalados para producir cada uno de los niveles de daño. Adicionalmente, se obtuvieron las deformaciones del tablero, las distorsiones de las pilas y por último las distorsiones de los apoyos.

Palabras clave: Análisis dinámico incremental, aisladores y disipadores, balanceo de la cimentación, topes sísmicos y choque con estribos, puentes irregulares

ABSTRACT

This thesis aims to assess the behavior of continuous box girder bridges, when different types of seismic isolation and energy dissipation systems are used, considering the effect of the transverse seismic shear keys and deck-abutment pounding interaction that occurs when the closing girder movement at an expansion joint is greater than the joint gap. The evaluation was developed by means of non-linear dynamic analyses of eight different models with the earthquake acting in the transverse direction and seven models with the earthquake acting in the longitudinal direction.

In accordance with the performance-based design philosophy, it is important to estimate the behavior and damage level of structures, for different seismic intensity levels. For this reason, the study is performed by incremental dynamic analyses, which evaluate the response that range from the stage of elastic behavior, up to the failure of the system. Non-linear behavior due to damage of the elements was concentrated on the upper and lower ends of the piers. In addition, it was considered the contact non-linear behavior due to the interaction of the superstructure with the seismic shear keys and abutments. The dynamic curves for increasing levels of seismic intensity and corresponding damage measures were obtained for different seismic records.

The occurrence of the following four damage limit states is identified: Cracking, onset of spalling, extended spalling and collapse. In addition, deformations of the deck, drift ratio of the piers and shear deformation of neoprene bearings were obtained.

INTRODUCCIÓN

Gracias al creciente interés en el análisis sísmico de las estructuras, el campo de la ingeniería sísmica ha ido extendiéndose cada vez más, teniendo como resultado la implementación en la práctica de nuevos métodos de análisis tales como los métodos estáticos no lineales; sin embargo, se sabe perfectamente que la naturaleza de los sismos no es tan sencilla como la aplicación de una fuerza estática, sobre todo en aquellas estructuras en las que se tienen numerosas fuentes de no linealidad, debido a eso es de interés conocer el comportamiento de dichas estructuras a través de métodos más precisos como lo son los métodos dinámicos y así poder validar los resultados obtenidos a través de los métodos estáticos.

El problema es que, al llevar a cabo el método dinámico paso a paso en el tiempo, solo se puede conocer un estado de daño, por lo que los investigadores Vamvatsikos y Cornell (2002) propusieron una metodología de análisis en la que una serie de análisis dinámicos se efectúan, para con ello conocer el daño a distintos niveles de intensidad dinámica y formar una curva que represente la respuesta dinámica de las estructuras desde su etapa elástica hasta llegar al mecanismo de colapso.

El objetivo principal de este trabajo es aplicar el modelo de análisis dinámico incremental a puentes equipados con dispositivos aisladores y disipadores de energía, y con ello conocer su comportamiento y eficacia dinámica para distintos niveles de intensidad sísmica. El trabajo se enfoca principalmente a puentes irregulares, en los que se concentra la demanda y el comportamiento inelástico en ciertas áreas del sistema.

Para cumplir con dicho objetivo, la tesis se dividió en cinco capítulos. El capítulo uno, PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS NO LINEAL, presenta una breve descripción de los métodos de análisis de puentes que existen en la actualidad, desde los más precisos (análisis no lineal en el tiempo) hasta aquellos que se han creado para ser utilizados en la práctica (análisis estático no lineal). Se comentan sus principales características, así como las ventajas y desventajas que implican su aplicación. El objetivo de este capítulo es conocer los distintos métodos de análisis que se han propuesto recientemente para analizar puentes con los modelos estáticos y dinámicos no lineales y aquí se describe el procedimiento de análisis dinámico no lineal incremental con el que se hicieron los análisis de los puentes.

En el segundo capítulo, MEDIDAS DE INTENSIDAD Y DAÑO, se describen las distintas alternativas que se utilizan comúnmente para definir la intensidad del sismo y el nivel

de deterioro de los elementos, y que se usan para elaborar las curvas de capacidad dinámica que representan la relación entre la intensidad y el nivel de daño. En este capítulo se presentan también los valores de curvatura que permiten establecer los niveles de daño que se utilizaron para evaluar físicamente el comportamiento de los modelos de estudio.

En el siguiente capítulo, ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE PUENTES CON DISTINTAS RIGIDECES MEDIANTE EL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL, se analizan las características de las curvas dinámicas de capacidad cuando se aplican a puentes continuos. Además, se estudian las propiedades dinámicas que tienen los puentes y que definen su respuesta sísmica. Después de evaluar los resultados que se obtienen con distintas medidas de la intensidad y la demanda, en este capítulo se definen los parámetros que se consideran más apropiados para representar la respuesta de los puentes. Posterior a ello, se describen los modelos iniciales de dos puentes continuos de sección cajón, conectados monolíticamente con las pilas, con distribución regular e irregular de la rigidez. Al finalizar se compara la respuesta de estos puentes a través de las curvas de capacidad dinámica.

Dentro del capítulo cuatro, EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL PUENTE IRREGULAR BAJO DISTINTOS TIPOS DE APOYOS, se hace la descripción de los aisladores y disipadores de energía que se implementaron en el modelo del puente irregular, en los cuales se utilizó el método dinámico incremental para elaborar sus respectivas curvas de capacidad. Los sistemas de protección sísmica que se consideran en este trabajo son: apoyos de neopreno, apoyos de neopreno con núcleo de plomo, barras disipadoras y reductoras de desplazamiento, y el balanceo de la cimentación. Con las distintas alternativas se analizó también la influencia de los topes sísmicos transversales, y el efecto del choque con los estribos al cerrarse la junta de dilatación que se coloca usualmente en los extremos de los puentes. Una vez hechos los análisis con las distintas alternativas, se comentaron los resultados de cada uno de los puentes (desplazamientos, curvaturas, rotaciones, distorsiones de las pilas, distorsiones de los apoyos, etc.) en ambas direcciones.

Por último, en el capítulo cinco, que se titula ANÁLISIS DE RESULTADOS, se hace una comparación del comportamiento de todos los puentes, la influencia de los distintos registros y las diferencias entre las respuestas transversales y longitudinales con cada uno de los registros que se utilizaron en el análisis dinámico incremental. Se espera que los resultados de este trabajo contribuyan a enriquecer el conocimiento que se tiene sobre el comportamiento de los puentes continuos, cuando se utilizan distintos sistemas de protección sísmica.

CAPÍTULO 1. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS NO LINEAL

Estimar la demanda sísmica en las estructuras requiere de ciertas consideraciones sobre su comportamiento inelástico. Por tal motivo, es necesario aplicar métodos de análisis que consideren el comportamiento no lineal de la estructura. Los métodos de análisis no lineal se dividen en dos grandes grupos: a) el análisis dinámico paso a paso o de la respuesta en el tiempo, que utiliza acelerogramas de temblores, reales o simulados, que sean representativos de la intensidad y características sísmicas del sitio y b) el análisis estático en donde a la estructura se le somete una carga estática incremental hasta que alcanza un valor de desplazamiento fijado previamente, y que se basa en el modo fundamental de vibrar de la estructura y en el uso del espectro de respuesta. En los métodos estáticos tradicionales, los modos superiores y la redistribución de las fuerzas de inercia no son consideradas. En los últimos años se han estudiado nuevos enfoques del análisis estático no lineal basado en el desplazamiento para obtener la estimación de la capacidad de las estructuras de concreto reforzado. Estos nuevos procedimientos pretenden mejorar la precisión de los resultados y ampliar la aplicabilidad del método a estructuras irregulares, en las que los modos superiores contribuyen de manera importante a la respuesta del sistema.

Existen una dificultad muy notable al momento de hacer un análisis no lineal completo de una estructura debido a las variantes que esto implica, desde los mismos códigos de diseño que se siguen que llegan a resultar inadecuados o insuficientes como el generar espectros artificiales compatibles, producir los acelerogramas sintéticos de los modelos sísmicos o la selección de los lugares correctos para la selección de registros reales, no obstante a pesar de que en el aspecto computacional la tecnología ha ido experimentando una notable mejora, no ha sido suficiente para trabajar ampliamente en el análisis no lineal, especialmente tratándose de un análisis discretizado en fibras o de inelasticidad distribuida, aunque se ha visto que cuando se trata de un análisis de plasticidad concentrada los modelos se pueden calibrar con mayor facilidad. Aun así, para el análisis se requieren modelos en tres dimensiones y con una cantidad muy elevada de elementos.

Esto toma una mayor importancia si tomamos en cuenta que el análisis en el tiempo requiere repetir los análisis una cantidad significativa de veces, no solo porque así se establece en los códigos para dar confiabilidad a los resultados, sino también porque no es un método orientado al diseño y se requiere de un proceso iterativo.

Otra dificultad para el análisis no lineal en el tiempo es que debido a la cantidad de elementos en el modelado se vuelve difícil el proceso para ir detectando y depurando los errores, que tienden a ser evidentes en los análisis incrementales.

Por otro lado, los análisis estáticos proveen de una cantidad importante y significativa de información de la estructura como la identificación de las regiones críticas, la detección de las zonas en donde se producen cambios de esfuerzos irregulares que pueden afectar la respuesta de la estructura, la obtención de la demanda para los elementos más frágiles y la predicción del comportamiento en la fluencia y al momento de la falla. Los métodos estáticos no lineales se aplican tanto para el diseño de estructuras nuevas como para la evaluación de estructuras existentes.

Debido a todo esto, los métodos para el análisis estático no lineal deben ser estudiados y mejorados, y de esta manera ser usados con mayor confianza, ya sea para su uso en vez de los métodos dinámicos o también ser usados como complemento de dichos métodos.

1.1 DESCRIPCIÓN DE LOS TIPOS DE ANÁLISIS NO LINEAL

➤ **Análisis no lineal en el tiempo (ANL)**

El análisis no lineal en puentes fue desarrollado debido a que la naturaleza de la respuesta sísmica no es lineal. Este análisis por definición es el modo más preciso de análisis ya que toma en cuenta la respuesta inelástica y los efectos dinámicos de la estructura, aunque no es sencillo de poner en práctica, y es tardado porque implica un importante tiempo de cómputo y análisis de los resultados, debido a esto, este tipo de análisis se considera como un método de revisión, mas no de diseño.

El procedimiento general que se sigue para el análisis no lineal en el tiempo es el siguiente:

1.- Seleccionar 7 registros sísmicos compatibles con el espectro de diseño del sitio, y tomar el promedio de las respuestas; como alternativa se acepta el uso de tres registros sísmicos, y tomar los valores máximos de los tres análisis.

2.- Definir las propiedades inelásticas del material con el que se va a trabajar, con el uso de los ciclos histeréticos (Figura 1. 1).

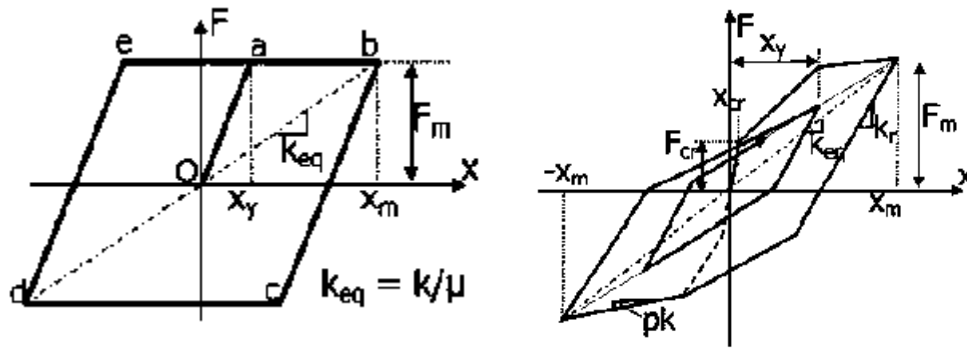


Figura 1. 1 Ejemplos de ciclos histeréticos (Kappos A. J. et. al, 2012)

- 3.- Definir un incremento de tiempo; un valor típico es $\Delta t = \frac{T}{10}$, además se debe tener en cuenta que $\Delta t \leq \frac{T}{\pi}$, donde T representa el periodo del modo de vibrar más significativo del puente.
- 4.- Definir el amortiguamiento que se considera apropiado para la estructura.
- 5.- Definir el tipo de enfoque con el que se trabajara, de plasticidad concentrada o de discretización por fibras (ver Figura 1. 2).

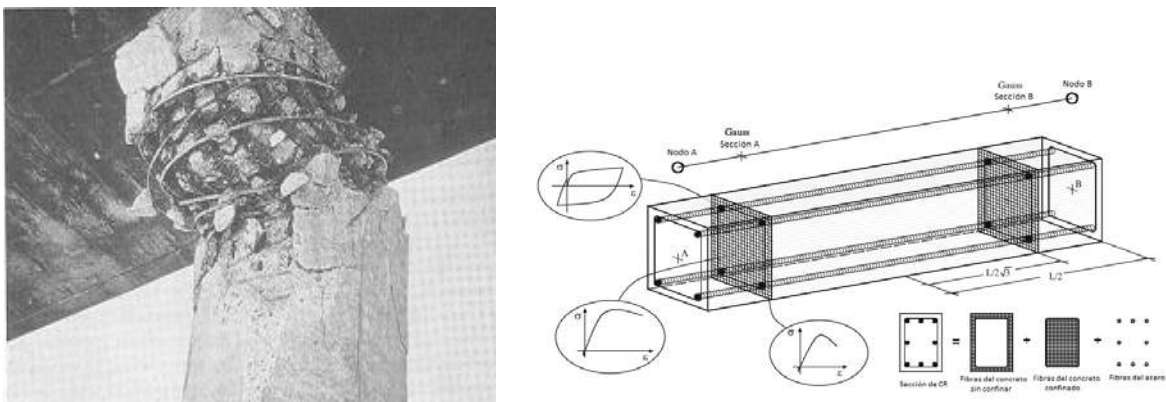


Figura 1. 2 Ejemplo de plasticidad concentrada en una columna y el modelo de discretización por fibras (Kappos A. J. et. al, 2012)

➤ **Análisis estáticos no lineales orientados a la práctica (AENL)**

Los análisis incrementales han sido considerados y usados a lo largo del tiempo como una herramienta para estimar la capacidad de las estructuras, llamados también con frecuencia como análisis de capacidad. Estos modelos se les conoce bajo el nombre genérico de análisis estático no lineal o análisis “pushover” en lengua inglesa. Los

análisis estáticos no lineales tienen variantes, pero se pueden describir de manera general con las siguientes etapas:

1.-Se aplica una carga gradual a la estructura (Figura 1. 3), empezando desde una muy pequeña, hasta la que produce el mecanismo de colapso. La carga aplicada puede basarse en fuerzas o en el control del desplazamiento.

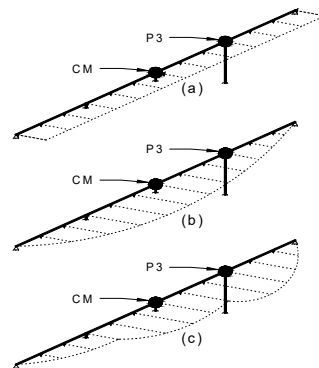


Figura 1. 3 Aplicación de una carga incremental al sistema y punto de control de los desplazamientos

2.-Se registra la deformación en un punto del sistema, generalmente donde el desplazamiento es máximo, o en el centro de masa del tablero (ver Figura 1. 3). En cada una de las etapas de interés se revisa la resistencia de los elementos del sistema y se actualiza la matriz de rigideces de acuerdo con el nivel de daño que se obtenga en cada etapa.

3.-Se construye la **curva de capacidad** (Figura 1. 4) que es la relación entre la fuerza cortante aplicada y el desplazamiento del sistema.

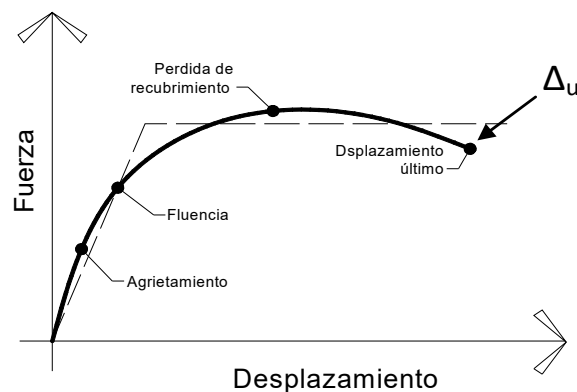


Figura 1. 4 Curva de capacidad que resulta de un análisis incremental

4. En estos métodos se estima tanto la demanda como la capacidad de la estructura, para obtener la demanda sísmica el sistema de varios grados de libertad se tienen que pasar a un sistema de un solo grado de libertad equivalente, y posteriormente se grafican distintas curvas de demanda que se representan mediante un espectro inelástico, que están relacionadas con la pseudo-aceleración en el eje vertical, el desplazamiento en el eje horizontal, y los periodos que se grafican de manera radial (Figura 1. 5).

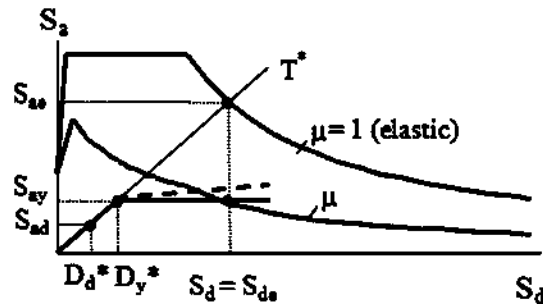
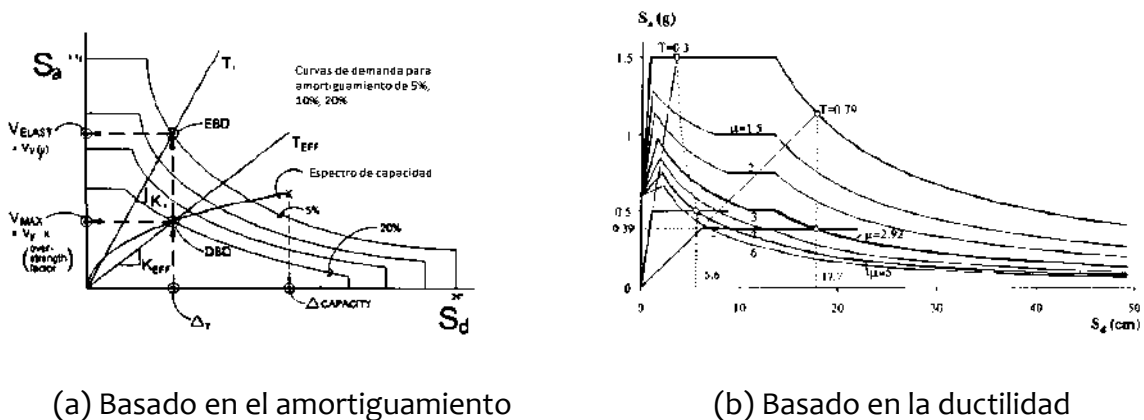


Figura 1. 5 Demanda elástica e inelástica contra capacidad (Kappos A. J. et. al, 2012)

Las curvas de demanda sísmica pueden ser definidas de dos formas, al relacionarlas con el amortiguamiento histerético (ver Figura 1. 6 a) o tomando en cuenta la ductilidad de la estructura (ver Figura 1. 6 b), al cruzar la curva de capacidad con la de demanda obtenemos el punto de comportamiento, el cual nos dará el valor de los esfuerzos a los que estará sometido el puente.



(a) Basado en el amortiguamiento

(b) Basado en la ductilidad

Figura 1. 6 Espectros de demanda (Kappos A. J. et. al, 2012)

5. Para definir el sistema de un solo grado de libertad equivalente se deberán usar las formulas siguientes (Kappos A. J. et. al, 2012):

$$F_i = p m_i \phi_i \quad m^* = \sum m_i \phi_i^2 \quad k^* = \frac{F_y^*}{D_y^*} \quad T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2}$$

Dónde:

m^* , k^* y T^* , son respectivamente la masa, la rigidez y el periodo equivalentes.

F_y^* y D_y^* son la fuerza y la deformación en el punto de fluencia.

F_i = Fuerza aplicada en un punto i.

p = Factor que controla la intensidad de la fuerza aplicada.

m_i = Masa tributaria concentrada del punto i.

ϕ_i = Desplazamiento en el punto i.

Γ = Factor de participación modal.

Para el cambio del sistema, las fuerzas y los desplazamientos se dividen entre Γ .

Este método de análisis sísmico es considerado ser un método más sencillo de aplicar y relativamente más fácil de entender y llevar a cabo el análisis de resultados en la práctica, además de que para poder aplicarlo no es necesario considerar las propiedades histeréticas de los elementos, además de que una ventaja muy importante es el uso de los espectros de respuesta en lugar de los registros sísmicos, sin embargo lo que hace sencillo al método al mismo tiempo representa una de sus principales limitaciones debido a que aquí se asume que la respuesta estará dada de acuerdo a un solo modo predominante el cual no cambia de manera significativa cuando la estructura está sujeta a diferentes intensidades de la carga sísmica pero esta hipótesis en el caso de puentes irregulares no se cumple y puede llevar a dar resultados poco confiables, por lo tanto se ha adaptado este método por diferentes autores a lo largo de los años para tomar en cuenta la influencia de los modos superiores, dichos métodos se conocen como procedimientos de análisis estáticos multimodales.

➤ **Análisis no lineal estático modal (AENLM)**

El análisis estático modal es una extensión del análisis estándar que se define originalmente para un solo modo de vibrar. De acuerdo con este procedimiento, el análisis se realiza para cada modo de vibrar independiente, para los cuales se definen los patrones de carga sísmica para la estructura que correspondan a la deformación debida del modo en cuestión, se grafican las curvas de capacidad para cada modo, haciendo su conversión de un sistema de varios grados de libertad a sistemas de un solo grado de libertad y se calcula la respuesta de la estructura en cada uno de los modos.

La respuesta máxima de la estructura debido a los “n” modos de vibración puede determinarse mediante el análisis estático no-lineal sujeto a una distribución de fuerzas laterales. La relación fuerza cortante basal y desplazamiento se idealiza como bilineal y se convierte a una relación de fuerza-deformación para el n-modo del sistema de un grado de libertad.

La demanda total es determinada al combinar las respuestas de cada modo de acuerdo a una regla de combinación modal apropiada.

La descripción del procedimiento multimodal se presenta a continuación:

1.-Calcular la frecuencia natural y los modos de vibrar elástica de la estructura. En los puentes, el número de modos a considerar es generalmente mayor que para el caso de edificios, y generalmente con el fin de contar con los modos suficientes, se toman en cuenta todos los modos de los cuales sus contribuciones de masas es al menos el 90% de la masa total para el caso de puentes complejos

2.-Se analiza la contribución de las fuerzas para cada modo significativo por medio de la gráfica cortante en la base contra desplazamiento con referencia a un punto de control. Este punto de control no es tan fácil de fijar ya que su posición en el puente puede ir cambiando a medida que la estructura va entrando a su etapa inelástica, generalmente el lugar más apropiado para fijar este punto de control en puentes es en el centro del tablero que es donde se presentan generalmente los máximos desplazamientos o cercanos a este.

3.- Se idealiza la relación fuerza cortante basal y desplazamiento como una curva bilineal (Figura 1. 7).

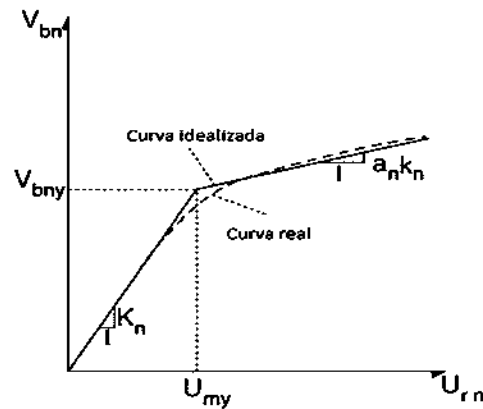


Figura 1. 7 Idealización de la curva cortante basal contra desplazamientos (Kappos A. J. et. al, 2012)

4.- Se estima la demanda de desplazamiento en el punto de control basado en el espectro de demanda inelástico, se convierte la curva anterior idealizada de múltiples grados de libertad a un diagrama de capacidad, el cortante en la base y el desplazamiento de convierten a pseudo-aceleración y desplazamientos del espectro de un grado de libertad equivalente.

5.- Una vez calculada la demanda de desplazamiento referidos a un sistema de un solo grado de libertad, lo que se hace es correlacionar estos desplazamientos a los del puente o estructura que se esté analizando, para esto la demanda de desplazamiento para el modo n se transforma en desplazamientos máximos en el punto de control.

6.- Determinar la respuesta total mediante la combinación de las respuestas modales máximas usando la regla de combinación apropiada, las respuestas del análisis multimodal estático no pueden ser sumadas con una combinación simple de las respuestas individuales para cada modo. (Kappos A. J. et. Al, 2012).

➤ Procedimiento adaptable multimodal estático no lineal

Este procedimiento está basado en el procedimiento anterior solo que en este se tiene un control ya sea sobre la aplicación de la carga, o el control de los desplazamientos; se denomina como adaptable debido a que toma en cuenta la forma que pueden tomar los modos de vibrar más significativos de la estructura, ya que, al variar la intensidad sísmica, las formas modales cambiar considerablemente de forma. Los pasos principales para este método son los siguientes:

1.- Con un análisis estático incremental se calcula la curva de capacidad de la estructura, esta curva se denomina como curva de capacidad adaptable (ver Figura 1. 8).

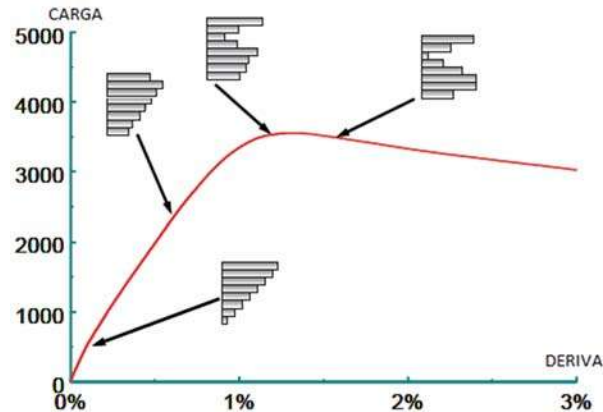


Figura 1. 8 Curva de capacidad adaptable

2.- Una vez calculada, se ajusta a una curva bilineal equivalente de un solo grado de libertad.

3.- Se determina la demanda sísmica con el espectro de respuesta, para cada modo y se calcula la respuesta máxima de la estructura.

Aquí la variación en el método radica en que ya no solo se usa una combinación de carga o de desplazamiento fijas, si no que se va ajustando la configuración de estos a lo largo de todo el análisis.

1.2 PRINCIPALES VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISIS.

➤ Análisis no lineal en el tiempo

Las ventajas que presenta este método es que al utilizar registros de aceleración del terreno en las direcciones que se desea llevar a cabo el análisis, son que se puede conocer la respuesta más aproximada de una estructura en específico, esta característica es muy importante en estructuras que requieran un determinado nivel de seguridad, como las centrales eléctricas o nucleares, en las cuales la falla del sistema representa pérdidas muy elevadas, ya sea económicas o de vidas humanas. En este método existe una ventaja muy importante de que al trabajar con registros reales o con registros compatibles con los espectros de diseño, no se tiene que escoger un determinado patrón de cargas.

Sin embargo, el método tiene fuertes desventajas como es la representación del comportamiento de los elementos de la estructura, ya que para ello se deben conocer las leyes constitutivas de todos los materiales que tiene la estructuras, en la actualidad esta representación se hace por medio de los ciclos histeréticos, pero debido a que no existe un ciclo único y entre ellos varían mucho de un criterio a otro, debido a esto, la experiencia del estructurista juega un papel muy importante en la selección apropiada de este, otro inconveniente de este método de análisis es el tiempo que se invierte para realizarlos y la alta demanda computacional, así como la interpretación de los resultados y la validación de los mismos. Otra desventaja de este método radica en la selección de los registros a usar de forma adecuada que realmente representen apropiadamente la demanda del sitio, así como el escalamiento de los mismos. Si en estos puntos no se pone especial cuidado, a pesar de ser el método más preciso, los resultados pueden llegar a ser muy diferentes de la realidad.

➤ **Análisis estáticos no lineales**

Los métodos estáticos no lineales presentan como ventaja la reducción en el tiempo de procesamiento de los modelos, variando de acuerdo con las consideraciones que se tomen, por ejemplo, si son adaptables o no, o si toman en cuenta múltiples modos de vibrar o un solo modo. Otra ventaja es que con los métodos estáticos no lineales se puede calcular tanto la demanda como la capacidad de la estructura y también que con ellos no es necesario el definir un ciclo histerético para el comportamiento de los elementos de la estructura, ya que están implícitos en la curva de comportamiento

La representación de las fuerzas sísmicas es una de las desventajas de este tipo de métodos, ya que para representar el comportamiento de las estructuras se tiene que aplicar una carga estática y a través de dicha carga llevarla al colapso; pero la selección del patrón de carga no es clara pues se asume que el comportamiento dinámico es igual a aquel producto de una carga estática incremental, otro inconveniente del método es que se tiene que pasar de una estructura de múltiples grados de libertad a una estructura de un solo grado de libertad que es un modelo más sencillo que deberá de representar el comportamiento de una estructura más compleja.

La selección del punto de control para la construcción de la curva de capacidad es otra desventaja debido a que las estructuras no se comportan de la misma forma llegando a tener configuraciones de desplazamientos muy variadas entre sí (en el caso de puentes).

Otra desventaja muy clara del método es que los resultados que se obtienen no dejan de ser una aproximación a los reales, pero gracias a que los investigadores se han ido

interesando cada vez más en el tema y haciendo diferentes consideraciones, los resultados presentan generalmente una buena aproximación, aunque también la aplicación se ha vuelto cada vez más complicada, pero aun así no al grado de un análisis dinámico completo.

Hubo otras desventajas importantes como la participación de los modos superiores, debido a la irregularidad en la rigidez de las estructuras; sin embargo, poco a poco se han ido mejorando los métodos de análisis estáticos no lineales para toma en cuenta.

1.3 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (ADI)

El análisis dinámico incremental es un método que se ha propuesto en los últimos años para evaluar la capacidad sísmica de una estructura (Vamvatsikos y Cornell, 2002), el cual involucra el comportamiento dinámico no lineal de un modelo estructural bajo distintos registros de aceleración del terreno, cada uno de ellos escalado a diferentes niveles de intensidad previamente designados para aplicarlos a la estructura desde el intervalo elástico, hasta el momento de la falla, o inestabilidad dinámica global (computacional); todo esto, para poder generar curvas de capacidad del sistema que permitan obtener curvas de fragilidad o evaluar el comportamiento de una estructura nueva o de una existente.

El resultado final de este proceso es una curva convencional de peligro sísmico que simboliza la respuesta de la estructura siendo una medida del daño contra la intensidad del sismo (ver figura 1.9).

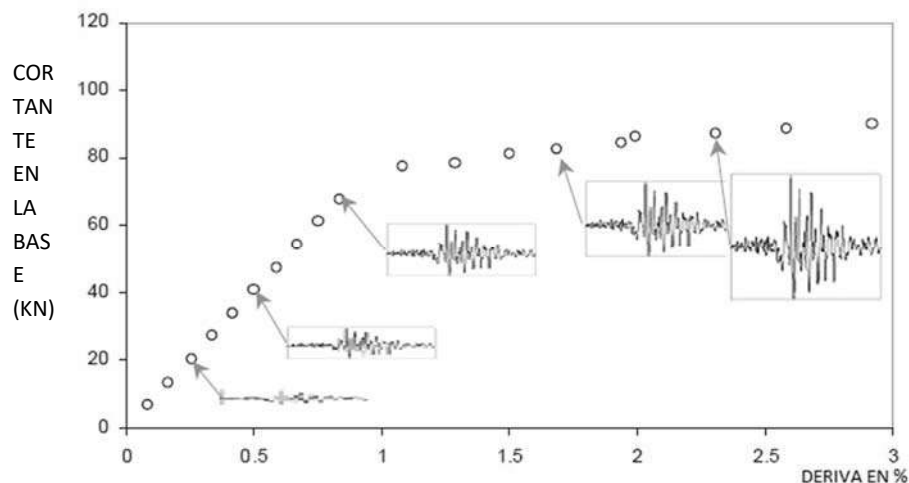


Figura 1.9 Curva de capacidad dinámica (Vamvatsikos y Cornell, 2002)

Una vez definido el modelo y seleccionado los registros de aceleración a usar, se necesita contar un programa rápido y automatizado que permita realizar el análisis dinámico requerido por el método. Esto conlleva el escalado apropiado de cada registro para abarcar completamente su respuesta estructural, desde el intervalo elástico a la fluencia y finalmente al colapso del sistema. El factor de escala (FS) es un valor no negativo entre cero e infinito $\lambda \in [0, +\infty)$ que sirve para escalar el acelerograma. Aunque aplicar el factor λ es una manera sencilla de escalar los acelerogramas, puede llegar a no ser conveniente para fines ingenieriles ya que no proporciona información real de la intensidad del sismo ni de los efectos para que se producen en la estructura.

De acuerdo con resultados de los modelos creados por Vamvatsikos y Cornell, Cuando se trabaja con análisis dinámicos incrementales. Con diferentes aceleraciones, los modelos no suelen presentar una respuesta en su comportamiento igual. La parte que más similitudes tienen las curvas en su comportamiento es en el intervalo elástico, la Figura 1. 10 muestra el comportamiento de un edificio sometido a cuatro registros diferentes.

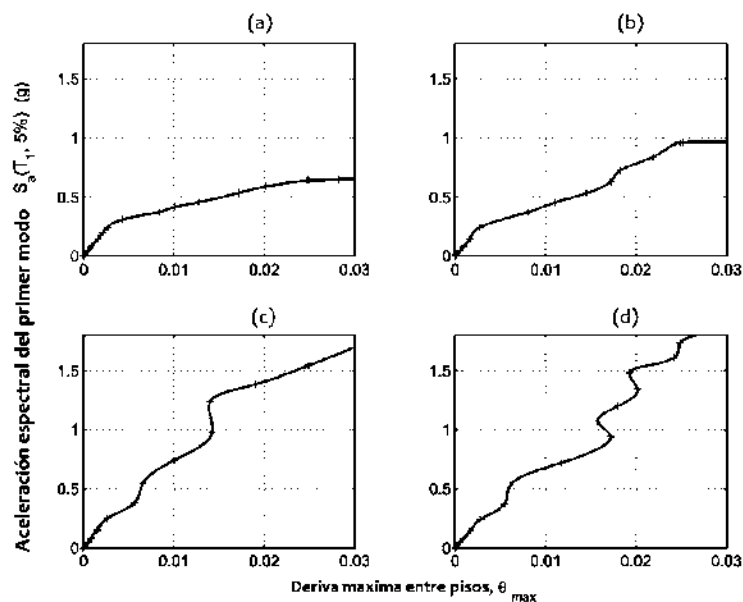


Figura 1. 10 Resultados de cuatro diferentes registros (Vamvatsikos y Cornell, 2002)

El inciso (a) muestra el caso en que esta va perdiendo rigidez a lo largo de todo el análisis, en la figura (b) y (c) se muestra en cambio que la estructura presente endurecimiento, en los incisos (c) y (d), se observa un comportamiento ondulante que se debe al cambio de las propiedades de la estructura conforme va incrementando la

intensidad del análisis, que pasa por el daño que va experimentando, de tal forma que, aunque la intensidad del sismo sea mayor la deformación global del elemento es poca.

Otra característica importante de este tipo de análisis es que a partir de él se obtiene información del comportamiento global y local de la estructura, esto es, tanto por niveles en el caso de los edificios (ver Figura 1. 11), o por pilas para el caso de puentes, como de todo en conjunto. Esta información se puede ser utilizada incluso para su aplicación en el diseño basado en el comportamiento.

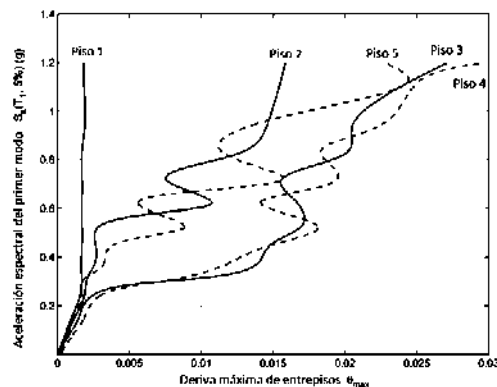


Figura 1. 11 Resultados de los entrepisos del edificio (Vamvatsikos y Cornell, 2002)

Este método de análisis es usado para observar el comportamiento sísmico de una estructura de manera más detallada al aplicarse diferentes niveles de excitación sísmica, la cual se obtiene mediante una fuerza estática incremental. Para lograr este objetivo se tienen que realizar análisis no lineales en el tiempo con registros de aceleraciones del terreno. El análisis dinámico incremental provee información importante del comportamiento sísmico y requiere de una evaluación probabilista para el desarrollo de sus correspondientes curvas de fragilidad.

Este tipo de análisis ha sido adoptado recientemente en Estados Unidos por algunas normas como la de la Agencia Federal para la Administración de las Emergencias (FEMA, 1997) para determinar el comportamiento sísmico, la capacidad al colapso y la fragilidad de los edificios, también se usan en el caso de puentes con conceptos similares para su aplicación. Sin embargo, en dicho caso aún se requiere de investigación analítica y experimental para establecer los aspectos más significativos durante el análisis, modelación y el apropiado criterio para la evaluación estructural de los mismos. (Tehrani y Mitchell, 2012).

A primera vista, la aplicación del método parece sencillo, sin embargo, para poder llevar a cabo el análisis hay algunas dificultades importantes, como la capacidad

computacional con la que se cuenta, la selección apropiada de los registros acelerométricos que representen adecuadamente las características dinámicas del sitio, la selección del tipo de modelo a utilizar (2D o 3D), se ha observado que generalmente los análisis en 2D llegan a sobreestimar la capacidad de las estructuras y en cuanto a los análisis en 3D estos han arrojado resultados más bajos de la capacidad de la estructura (Tehrani y Mitchell, 2012), entre otras consideraciones importantes.

CAPÍTULO 2. MEDIDAS DE INTENSIDAD Y DAÑO

El análisis multimodal se usa principalmente para estimar la capacidad de la estructura en términos de resistencia y ductilidad, mientras que, el principal uso del análisis dinámico incremental es estimar el daño que se produce para una intensidad dada. De aquí que, definir tanto la medida de la intensidad (MI) como la medida del daño (MD) es otro punto que debe estudiarse cuidadosamente.

2.1 MEDIDAS DE LA INTENSIDAD.

La medida de la intensidad es usada para caracterizar el “tamaño” o “fuerza” de un evento sísmico y poder anticipar a través de dicha medida el efecto o la respuesta que el evento sísmico puede ocasionar en una estructura. La fuerza de un terremoto debe ser caracterizada por dicha medida de la intensidad, algunos ejemplos son la aceleración pico (PGA), o la aceleración espectral asociada al periodo característico de una estructura en específico (S_a).

Actualmente existen un gran número de medidas de la intensidad debido a su importancia, pero en ocasiones para poder calcular estos índices se requiere un gran esfuerzo computacional que los hace inviables para su aplicación en la práctica.

De manera general se pueden clasificar estos índices de intensidad en tres grupos:

- Medidas de intensidad basadas en valores pico. Valores máximos absolutos de los acelerogramas.
- Medidas de intensidad basadas en la duración. Valores resultados de la integración de los acelerogramas.
- Medidas de intensidad basadas en la frecuencia y la respuesta de la estructura. Valores basados en la respuesta modal del sistema y los espectros elásticos de respuesta.

2.1.1 Medidas de intensidad basadas en valores pico

Las medidas basadas en la aceleración pico son valores ampliamente usados en la práctica para clasificar la severidad de los sismos. Los dos parámetros que se usan con mayor frecuencia son la aceleración pico y la velocidad pico del terreno.

- **La aceleración pico (PGA)** es el máximo valor registrado en un acelerograma, este valor también corresponde al valor espectral asociado a un periodo cero, y es uno de los más comúnmente usados en la literatura debido a que su obtención es muy sencilla. Una de las características más importantes de este parámetro es que nos da una idea de la intensidad en un evento sísmico y en el caso de estructuras con periodo corto es un buen indicador de la fuerza aplicada, pero hay información que no toma en cuenta, como el contenido de frecuencias del registro ni la historia y duración del evento, que se sabe son altamente responsables del daño que puede generar en las estructuras. Se ha visto inclusive que los valores de PGA altos no son necesariamente más destructivos que los PGA de valores bajos o intermedios, debido a que estos máximos solo ocurren en el registro durante un breve intervalo de tiempo.
- **La velocidad pico (PGV)** como en el caso de la aceleración pico, es el valor máximo registrado durante un sismo. Se ha observado que el valor de la velocidad pico da más información sobre el comportamiento de las estructuras que la aceleración pico, por lo que se considera un mejor indicador del daño que la aceleración pico. Las estructuras que mejor se ajustan a este valor son aquellas con periodos intermedios.
- Otra medida de la intensidad que se incluye en los índices basados en valores pico es **el desplazamiento pico (PGD)**, este valor se usa principalmente en los diseños basados en desplazamientos.

Las siguientes ecuaciones son las que definen las medidas de intensidad basadas en el tiempo:

$$PGA = \max |a(t)| \quad PGV = \max |v(t)| \quad PGD = \max |d(t)|$$

Donde $a(t)$, $v(t)$ y $d(t)$ son la aceleración, la velocidad y el desplazamiento del terreno en función del tiempo. En la siguiente figura se muestran dichos valores para dos registros diferentes. En (a) se muestra el registro medido en la estación de recepción

Rinaldi durante el sismo de Northridge, 1994 y en (b) el registro medido en la estación Taft, durante el sismo del condado de Kern, 1952.

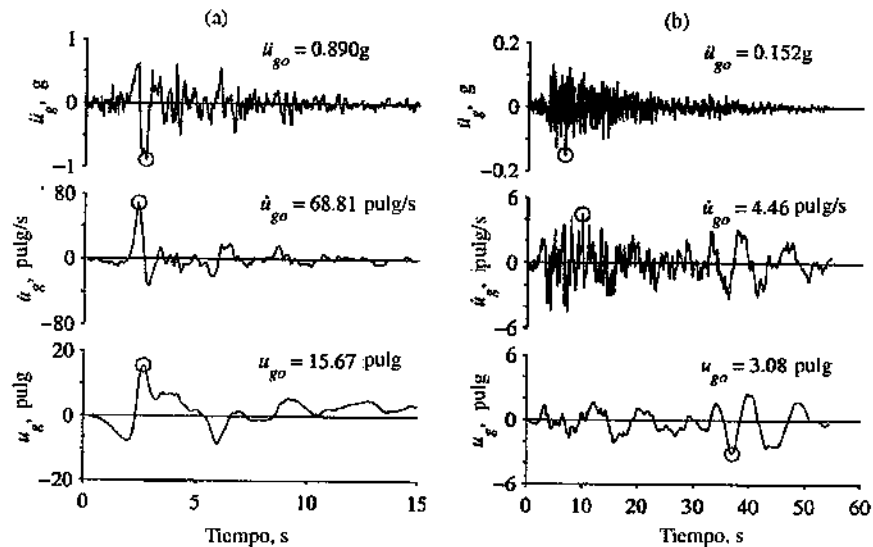


Figura 2. 1 Valores de PGA, PGV y PGD de dos registros diferentes (Chopra A. K., 1995)

2.1.2 Medidas de intensidad basadas en la duración

Como se mencionó anteriormente estos índices de daño se obtienen al integrar los acelerogramas en función del tiempo, algunas de ellas son la energía de entrada, la intensidad de Arias y la velocidad absoluta acumulada.

- **El input de Energía (Ei)** es una magnitud física representada mediante un valor escalar, una manera sencilla de obtener dicho valor es multiplicar ambos lados de la ecuación de equilibrio dinámico por un incremento diferencial de desplazamiento relativo dy (o lo que es lo mismo $\dot{y} dt$) e integrar durante el tiempo de duración del terremoto $(0, t)$:

$$Ei(t) = \int_0^t F_e \dot{y} dt$$

Además, de acuerdo con diversos investigadores se ha comprobado que el valor de la energía es un valor muy estable que solo depende del periodo fundamental de las estructuras y de la masa de las mismas (Akiyama, 1999), por lo que el problema está en averiguar cómo se distribuye dicha energía en los distintos componentes de las estructuras. El input de energía es igual a la suma de la energía por vibración

elástica (W_e), que a su vez se divide en la energía de deformación elástica (W_{es}) y energía cinética (W_{ek}), la energía de deformación plástica acumulada (W_p) y la energía por amortiguamiento (W_h). En la Figura 2. 2 se muestra la distribución de la energía de un sistema elastoplástico en la cual se observa cómo se va distribuyendo la energía en cada instante de tiempo desde el inicio del movimiento hasta el final del terremoto ($t = t_0$). También se observa que la energía de deformación por vibración elástica es mucho menor que la energía que toman los sistemas por deformación plástica y por amortiguamiento.

$$E_i = W_e + W_p + W_h \quad \text{y} \quad W_e = W_{es} + W_{ek}$$

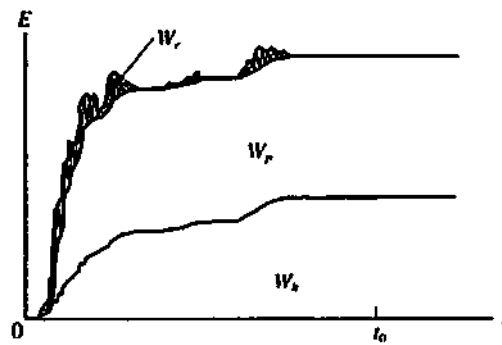


Figura 2. 2 Distribución de la energía de un sistema elastoplástico (Akiyama H, 1999)

- **La intensidad de Arias** representa el daño de un sismo específico mediante un valor escalar y se obtiene con la siguiente expresión:

$$IA = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a^2(t) dt$$

Dónde: $a(t)$ = aceleración del sismo, t = duración de sismo y g = aceleración de la gravedad.

Este valor puede servir como medida de la energía total o del daño potencial que puede presentar un registro sísmico para cualquier tipo de estructura.

- **La velocidad absoluta acumulada (CAV)** fue creada como un valor que predice el daño de un terremoto de manera conservadora. Se define como la integral del valor absoluto de la aceleración en toda la duración del registro:

$$CAV = \int_0^{t_0} |a(t)| dt$$

Este valor es considerado como la suma de las amplitudes de velocidad de todo el registro, es evidente por definición que este valor incrementa con el tiempo hasta

alcanzar su máximo en to. Por lo tanto, toma en cuenta el efecto acumulado del registro.

2.1.3 Medidas de intensidad basadas en la frecuencia y la respuesta de la estructura

En el tercer grupo están aquellas medidas que están basadas en la respuesta de osciladores elásticos sometidos a los registros de movimiento de tierra. La característica fundamental de este tipo de medida es que se consideran las propiedades dinámicas de las estructuras, como es el periodo fundamental.

- **La aceleración espectral asociada al periodo fundamental de una estructura (S_a)** ha sido por mucho tiempo una medida de la intensidad sísmica básica tanto para la elaboración de mapas de peligro sísmico como para la elaboración de muchos códigos de diseño en el país y en el mundo.

Con respecto a la aceleración pico, los valores del espectro elástico de respuesta han tomado la delantera por considerar el número de ciclos de los registros o contenido de frecuencias de los registros. El valor de S_a ha sido ampliamente usado debido a su eficiencia y suficiencia. Sin embargo, cuando se trata de estructuras reales, este índice de intensidad tiene dos deficiencias principales: ignora tanto la contribución de los modos superiores en la respuesta general como la elongación del periodo fundamental asociado con la acumulación del daño.

Para obtener este valor se necesita conocer el periodo fundamental de la estructura (eje de las abscisas) y con el espectro de respuesta elástico de pseudo-aceleración obtener el valor de S_a asociado en el eje de las ordenadas como se muestra en la siguiente figura.

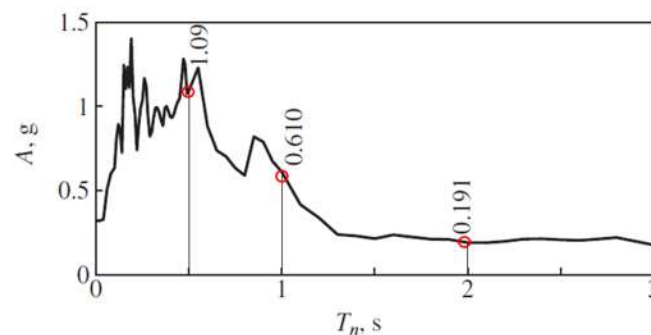


Figura 2. 3 Obtención de S_a ($T=0.5s, 1.0s$ y $2.0s$ ($\zeta=2\%$) para el movimiento del terreno de El Centro (Chopra A. K., 1995)

- **La Intensidad espectral** es un valor definido por Housner (1959) como:

$$I_H = \int_0^{T_n} Sv(T, \zeta) dT$$

Este valor está relacionado con la energía cinética almacenada en la estructura durante el evento sísmico, la intensidad espectral representa el área bajo el espectro de pseudo-velocidad. Las variables (T y ζ) son el periodo fundamental de la estructura y el amortiguamiento de la misma, respecto a la variable ζ , esta variable afecta de forma importante ya que está relacionada con la capacidad de disipar energía del sistema, además de que al cambiar el amortiguamiento también cambia el espectro de respuesta.

- **La intensidad espectral de aceleración (ASI)** de forma similar al anterior, se define como la integral del espectro de pseudo-aceleración en el intervalo de periodos de interés:

$$ASI = \int_0^{T_n} Sa(T, \zeta) dT$$

La selección de la medida de la intensidad correcta se debe hacer tomando en cuenta la dispersión de los resultados, siendo la menos apropiada aquella que presente una alta dispersión. Por ejemplo, en la figura 2.4.a se muestran los resultados de diversas curvas de capacidad dinámicas utilizando como medida de intensidad la aceleración máxima del terreno, y se ve claramente que los resultados tienen una alta dispersión, en cambio para la figura 2.4.b, al cambiar a la aceleración asociada con el periodo dominante de la estructura y amortiguamiento de 5% para los mismos registros, la dispersión que se observa es menor.

Otro parámetro importante que debe considerarse al seleccionar la intensidad sísmica es su relación con el daño que produce en una estructura, ya que, como se comentó anteriormente, el daño no está relacionado directamente con el valor de la aceleración pico, pues mayores valores de PGA no producen necesariamente mayores daños en los sistemas estructurales.

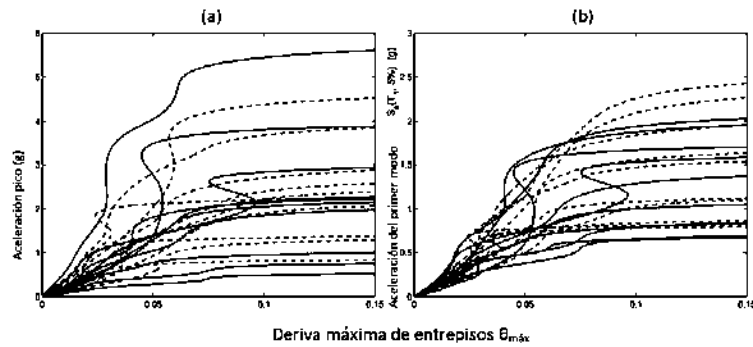


Figura 2. 4 Dispersión de los resultados con diferentes medidas de la intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2002)

2.2 MEDIDAS DEL DAÑO

La medida del daño es un valor escalar que puede ir desde cero que representa las condiciones iniciales de no daño e infinito, este valor representa la respuesta del modelo estructural debido a las cargas sísmicas impuestas, y que es conveniente que sea un valor que pueda ser observable y medible. Algunas posibles opciones para medir el daño de los modelos son: el cortante basal, la rotación de las articulaciones plásticas, la ductilidad pico de los entrepisos, y los índices de daño que han propuesto diversos autores.

Cuando las estructuras se someten a los efectos de un evento sísmico, el daño que se presenta en ellas es el resultado de la combinación de dos efectos, el daño en algunos de sus elementos causado por deformaciones excesivas y el daño por fatiga causado por el efecto de las cargas cíclicas. Debido a esto los índices de daño generalmente incluyen términos que toman en cuenta el desplazamiento de la estructura en general o de sus elementos, y/o términos que involucran el comportamiento por fatiga.

El daño de las estructuras puede ser evaluado de manera local como puede ser en las pilas de un puente, o de manera global como una medida máxima de la estructura.

2.2.1 Índices de daño local

Los índices de daño local dan información del daño de los elementos de manera independiente de los otros elementos de la estructura, o de las uniones entre ellos, y son valores que se basan en la ductilidad, en la energía que disipan, o en una combinación de ambos. Algunos de los índices locales toman en cuenta la degradación

de los elementos y otros de ellos no toman en cuenta la historia de carga del elemento, como es el caso de la deriva en los puentes, o las ductilidades en el caso de la historia de carga.

Algunos de los índices de daño local más conocidos son:

La deriva de las pilas de un puente. Para los puentes, la relación de desplazamiento y altura se obtiene para cada pila, ya que debido a las irregularidades en el terreno y la longitud de los claros que se deben librar, las alturas de las pilas son distintas, y el resultado de ello es que los desplazamientos tampoco son simétricos ya que entre mayor es la rigidez de la pila menor es su desplazamiento.

Ductilidad de desplazamiento (μ_δ). Representa el índice de daño más sencillo para cuantificar el daño estructural, se define como la división del máximo desplazamiento entre el desplazamiento de la estructura asociado al esfuerzo de fluencia:

$$D_L = \mu_\delta = \frac{\delta_m}{\delta_y}$$

Donde δ_y es el desplazamiento de fluencia y δ_m es el desplazamiento máximo. Este índice está basado únicamente en el mayor desplazamiento y no toma en cuenta los efectos de la carga cíclica en la estructura, pero a pesar de ello se usa como índice de daño debido a que es sencillo obtenerlo e interpretar los resultados.

Otro índice de daño es la **relación de daño por flexión (FRD)** propuesto por Banon et al (1981), mismo que fue desarrollado como una medida de la degradación de la rigidez, y se expresa por medio de la siguiente formula:

$$D_L = FDR = \frac{k_0}{k_m}$$

Donde k_0 representa la rigidez inicial del elemento considerado y k_m es la rigidez del mismo elemento después de terminado el primer y los subsecuentes ciclos de carga. Este índice muestra la degradación de los elementos considerados debido a grandes deformaciones. Se considera que este índice representa mejor el daño que el de ductilidad de desplazamiento debido a que toma en cuenta la degradación de rigidez y resistencia en los elementos.

Otro índice con los que suele trabajar para representar el daño es el de **ductilidad acumulada** (Banon et al. 1981), este índice a diferencia del anterior, toma en cuenta el

efecto de los repetidos ciclos de carga al sumar las ductilidades alcanzadas en cada uno de los ciclos. Este índice se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$D_L = \sum_{i=1}^N (\mu_{\delta,i} - 1)$$

Donde $\mu_{\delta,i}$ es la máxima ductilidad de desplazamiento en el ciclo i y N es el número de ciclos de carga. La principal característica de este tipo de índices de daño es que están ligados con el comportamiento histerético de las estructuras y que además toma en cuenta el daño por fatiga.

Como en el caso del índice anterior también existen índices en términos de la **energía global histerética acumulada**, donde podemos definir el daño como la relación entre la energía disipada en un determinado punto del ciclo de carga E_i y la capacidad para disipar energía \bar{E}_i (Chung Y. S. et al, 1987):

$$D_L = \frac{E_i}{\bar{E}_i}$$

O como es el caso del índice **de Park y Ang (1985)**. Este índice de daño se define como la combinación lineal del desplazamiento máximo de cada elemento y la energía disipada y se calcula con la fórmula:

$$De = \frac{\delta_{max}}{\delta u} + \frac{\beta}{F_y \delta u} \int dE$$

Los parámetros δ_{max} y δu son el desplazamiento máximo del ciclo considerado y el desplazamiento último del elemento después de N ciclos, F_y representa el esfuerzo de fluencia de la estructura y β es un parámetro que toma en cuenta la degradación estructural, el cual depende del claro de cortante ($\frac{l}{d}$), el valor de la fuerza axial normalizada actuando en la región (n_o), y del refuerzo tanto transversal como longitudinal (ρ_ω y P_t):

$$\beta = \left(-0.447 + 0.79 \frac{l}{d} + 0.24 n_o + 0.314 P_t \right) 0.7^{\rho_\omega}$$

Con base en más de 250 resultados experimentales y con el uso de regresión no lineal, los autores sugieren que β puede tomarse con los valores de 0.025 para estructuras de acero y de 0.05 para las estructuras de concreto.

Este modelo es sencillo de aplicar y ha sido ampliamente usado a lo largo de los años para representar la evolución del daño en las estructuras de concreto reforzado. Las principales limitaciones que se observan con este índice tienen que ver con el parámetro β y su calibración, para aplicarlo de forma adecuada en la estructura en estudio.

2.2.2 Índices de daño global

Los índices de daño global cuantifican el daño total de una estructura o para determinadas partes de la misma cuando se consideran varios elementos estructurales, por ejemplo, en el caso de los puentes, la deformación máxima que se puede presentar en el tablero está fuertemente relacionado con las características geométricas y de refuerzo de las pilas. Estos índices proveen un panorama general del comportamiento de la estructura basados en la distribución del daño.

Los índices de daño más comunes generalmente usan la energía como un promedio pesado (Park, Ang y Wen, 1985, Chung Y. S. et al, 1987, Kunnath et al, 1992), que se evalúa para el caso de una estructura completa compuesta de N elementos, o de una parte de ella también compuesta por N número de partes.

El índice de daño global está definido como:

$$D_G = \frac{\sum_{i=1}^N D_{Li} E_i}{\sum_{i=1}^N E_i}$$

Donde i es el índice de daño local evaluado en el elemento i y E_i es la energía disipada en el mismo elemento. La limitación de este índice es que en ocasiones existen daños que conducen a un mecanismo de colapso que afectan la estabilidad en general de la estructura y este efecto no se ve necesariamente reflejado al aplicar la fórmula anterior.

Otro índice de daño global es la **deriva máxima** que se define como la deformación relativa que sufre una estructura por la acción de una fuerza horizontal. Esta medida del daño se obtiene como la relación del desplazamiento máximo de la estructura y su altura.

En el caso de los puentes, como ya se ha mencionado antes, para adecuarse a las condiciones del terreno, las alturas de las pilas pueden variar significativamente y debido a esto se puede tomar la altura de la pila más grande o el promedio de todas

ellas, por ser un valor relativo, este no cambia y así, el objetivo principal de este índice es saber en qué proporción se está desplazando la estructura en estudio.

2.2.3. Índices de daño propuestos por Hose et al. (1997)

Como ya se mencionó anteriormente en este capítulo, para determinar el daño de los puentes, así como de cada pila, es necesario fijar niveles de daño a partir de los cuales el comportamiento presenta cambios que para fines ingenieriles son importantes, como lo son el agrietamiento, la fluencia, la pérdida de recubrimiento entre otros. Para fines de este trabajo se tomaron los niveles de daño propuestos en el proyecto de creación de la base de datos de columnas de concreto reforzado de la PEER (Hose et al. 1997). Los valores de ductilidad de curvatura y deformaciones asociadas a los niveles de daño que se muestran fueron obtenidos de forma experimental por Hose et al. 1997, en su trabajo: “Reubicación estratégica de articulaciones plásticas en columnas de puentes”; dichos valores se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 2. 1 Índices de daño (Hose et al. 1997)

NIVEL DE DAÑO	e ACERO	e CONCRETO	DUCTILIDAD DE CURVATURA	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE
I	<0.005	<0.0032	<0.771	< 5%
II	0.005	0.0032	0.771	5%
III	0.019	0.01	2.77	11.90%
IV	0.048	0.027	7	23.50%
V	0.063	0.036	9.26	12.50%

- I) **AGRIETAMIENTO.** Cuando las deformaciones del acero o del concreto en las pilas de los puentes llegan a los valores mostrados en la tabla anterior, se empiezan a formar pequeñas grietas en el concreto, a este nivel de daño no es necesario que se realice ninguna reparación debido a que no se ve afectado el desempeño de la columna.



Figura 2. 5 Nivel de daño I (Hose et al. 1997)

- II) **FLUENCIA.** Cuando el daño en la columna llega a este nivel, las grietas continúan propagándose a lo largo de la columna siendo cada vez más visibles, en este nivel de daño, el acero comienza a trabajar en su intervalo inelástico, se considera como daño menor de la columna.



Figura 2. 6 Nivel de daño II (Hose et al. 1997)

- III) **PÉRDIDA DE RECUBRIMIENTO.** Una vez que la columna alcanza este nivel de daño, se observan un número importante de grietas abiertas en la columna, el recubrimiento de concreto comienza a desprenderse, y a partir de este punto comienza a formarse el mecanismo de articulación plástica. Para este nivel, se considera que el daño es moderado.



Figura 2. 7 Nivel de daño III (Hose et al. 1997)

- IV) **PROPAGACION DE LA PÉRDIDA DEL RECUBRIMIENTO.** Pasando este nivel de daño, el recubrimiento en la zona de la articulación plástica se va perdiendo cada vez más e incrementa el número de grietas, así como su espesor a todo lo largo de la columna de concreto. A partir de este punto el daño de la pila es crítico y es necesario tomar medidas para su reparación.



Figura 2. 8 Nivel de daño IV (Hose et al. 1997)

- V) DEGRADACIÓN DE LA RESISTENCIA. Una vez alcanzado estos valores en las deformaciones del concreto o del acero, se produce la falla local o el colapso de la estructura, según sea el caso. En este nivel el acero de refuerzo longitudinal ya se ha pandeado, y las deformaciones en la columna son fácilmente observables e irreparables por lo que es necesario sustituir el elemento afectado.



Figura 2. 9 Nivel de daño V (Hose et al. 1997)

En la siguiente figura se muestra el ciclo histerético resultante de la columna y a partir de esta se determinaron las deformaciones correspondientes del acero y del concreto para cada nivel de daño. Este ciclo de histéresis corresponde a una columna circular con porcentaje de acero longitudinal de 2.7% y de refuerzo transversal de 0.9%, en la cual, la falla ocurrió debido a fatiga de pocos ciclos del acero longitudinal alcanzando una ductilidad de $\mu=8$.

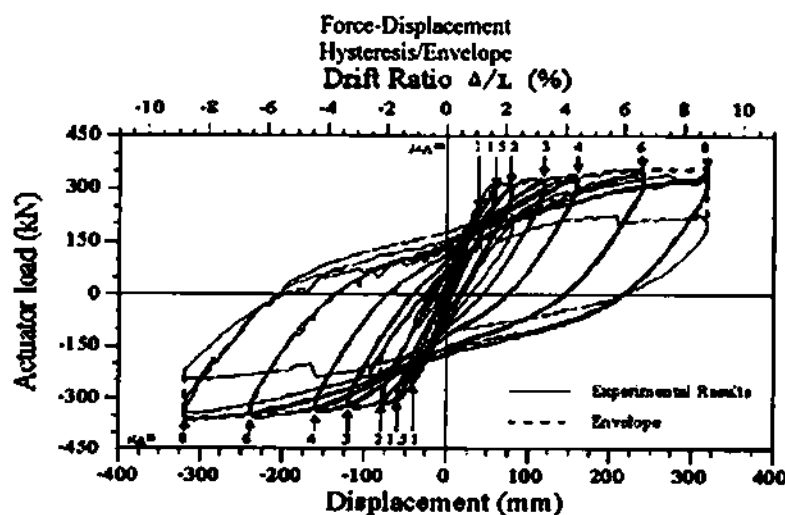


Figura 2. 10 Ciclo histerético experimental de la columna circular (Hose et al. 1997)

Una vez que se fijó la relación entre los estados límite y los valores de deformación del concreto y del acero, se obtuvo la relación momento curvatura de las pilas a través del programa de cálculo SAP2000, y el valor de curvatura correspondiente a cada nivel de deformación (daño) para cada una de las pilas. Dado que la sección de las tres pilas es la misma, los valores resultantes que se muestran a continuación se aplican a las tres secciones

Tabla 2. 2 Relación momento-curvatura asociada a cada nivel de daño para las pilas del puente en estudio

NIVEL DE DAÑO	CURVATURA (rad/m)	MOMENTO (t-m)
I	< 0.003032	< 578.3253
II	0.003032	578.3253
III	0.0112	725.9715
IV	0.0292	914.5359
V	0.0392	933.8462

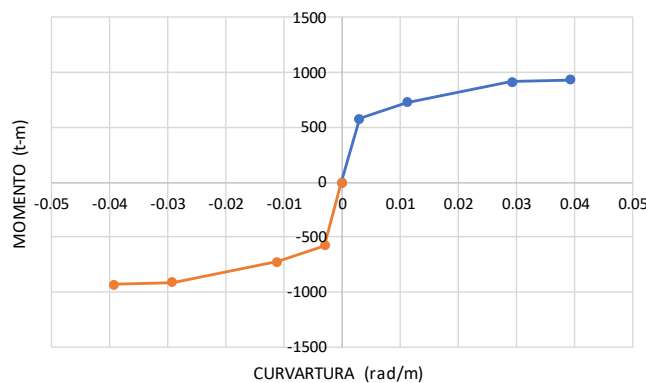


Figura 2. 11 Relación momento-curvatura para las pilas del puente regular e irregular

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE PUENTES CON DISTINTA RIGIDEZ MEDIANTE EL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

En este capítulo se observará el comportamiento de las curvas de capacidad dinámica obtenidas para dos puentes, el primero se caracteriza por tener geometría regular mientras que al segundo se le confirió irregularidad transversal por medio de la altura de las pilas, más adelante se describirá con detalle la geometría de ambos puentes. Estas curvas se hicieron a partir del análisis dinámico incremental utilizando diferentes medidas de intensidad y daño, al hacer esto se pretende evaluar el comportamiento de dichas curvas para los distintos tipos de medidas.

Para hacer los análisis se seleccionó como demanda sísmica, la proveniente tanto de registros reales como de acelerogramas artificiales, utilizando registros en suelo blando y en roca. Uno de los principales inconvenientes al trabajar con este método de análisis, es el tiempo de procesamiento, por lo que también en este capítulo se describe la reducción de los registros empleando la contribución más “significativa” de un acelerograma, propuesta por M. D. Trifunac et al. (1975).

3.1 SELECCIÓN DE LA DEMANDA SISMICA

Un factor muy importante en el análisis es la selección adecuada de la demanda sísmica, o, en otras palabras, las fuerzas que estarán actuando en las estructuras al estar sometidas a una acción sísmica. Si la demanda no está bien definida, los resultados derivados de dichos análisis no son representativos y en consecuencia la respuesta no es realista. Debido a esto se decidió utilizar acelerogramas con una gama amplia de contenido de frecuencias de tal forma que abarcara tanto condiciones de suelo blando como de terreno firme. Se seleccionaron registros medidos a una distancia máxima de 100km y a una profundidad comprendida entre 10km y 60km. Para estaciones ubicadas cerca de la costa del Pacífico Mexicano.

Los registros que se consideraron fueron aquellos con magnitud mayor o igual a 7.5, en cualquier escala, existentes en la Base Mexicana de Sismos Fuertes (1990) y en la base de datos de sismos Cosmos; es importante mencionar que la búsqueda de estos sismos se hizo tomando en cuenta todos los registros existentes en la República Mexicana.

Para reducir la cantidad de registros y tomar aquellos que más impactan en los puentes se limitó la selección a aquellos que respetaran las siguientes limitaciones:

1. Distancia hipocentral menor de 100km.
2. Profundidades máximas del hipocentro menores de 60km.
3. Para las estaciones que corresponden a la ciudad de México, se consideraron todas sin tomar en cuenta la distancia hipocentral.

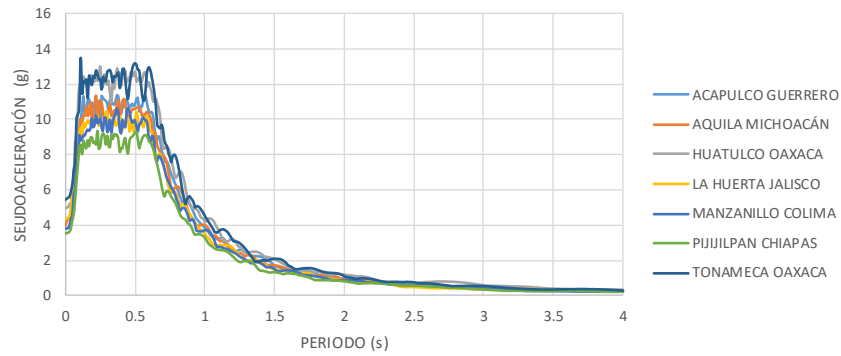
Como resultado de la búsqueda en las bases de datos en total se encontraron tres sismos y treinta registros que corresponden a las estaciones que se muestran a continuación en la Tabla 3. 1. Se observa que los registros tienen los siguientes límites de aceleración máxima y velocidad máxima: $0.013g \leq PGA \leq 0.395g$ y $0.037 \text{ m/s} \leq PGV \leq 0.578 \text{ m/s}$.

Tabla 3. 1 Estaciones para los registros de aceleración en el tiempo.

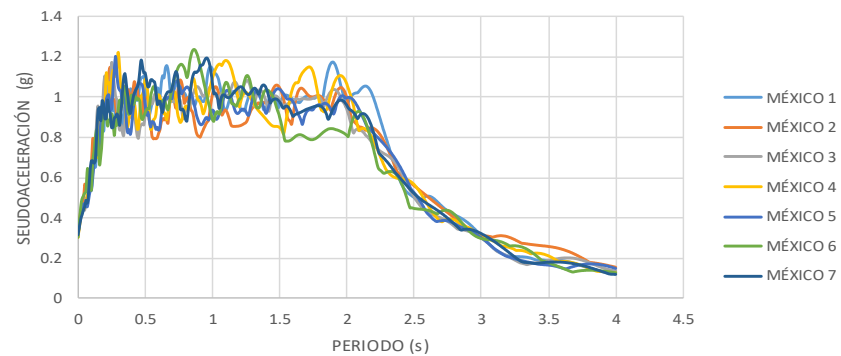
SISMO	19/09/1985	ESTACION	RADIO HIPOCENTRAL (Km)	TIPO DE SUELO	PGA (g)	PGV (m/s)
MAGNITUD	8.1 Ms	SCT B-1	425	ARCILLA	0.165	0.578
PROFUNDIDAD (Km)	15	SISMEX VIVEROS	422	ARCILLA	0.041	0.139
LAT N	18.081	TACUBAYA	421.6	SUELO DURO	0.033	0.107
LONG W	102.942	TLAHUAC BOMBAS	435	ARCILLA	0.109	0.450
		CALETA DE CAMPOS	19.8	ROCA	0.143	0.193
SISMO	21/09/1985	ESTACION	RADIO HIPOCENTRAL (Km)	TIPO DE SUELO	PGA (g)	PGV (m/s)
MAGNITUD	7.6 Ms	AEROPUERTO ZIHUATANEJO	46.35	ROCA	0.136	0.141
PROFUNDIDAD (Km)	15	CENTRAL DE ABASTOS FRIGORIFICO	293	ARCILLA	0.030	0.092
LAT N	18.021	IDEI PATIO	282	ROCA	0.013	0.037
LONG W	101.479	LA UNION	34.8	ROCA	0.078	0.083
SISMO	09/10/1995	ESTACION	RADIO HIPOCENTRAL (Km)	TIPO DE SUELO	PGA (g)	PGV (m/s)
MAGNITUD	7.5 Mc	TERMoeLECTRICA MANZ.COL. TERRENO SUB	50.57	CAMPO LIBRE	0.395	0.337
PROFUNDIDAD (Km)	15					
LAT N	18.74					
LONG W	104.67					

Al momento de registrar los acelerogramas naturales se pueden producir desviaciones con respecto a la línea base, por lo que es necesario corregirlos, y para ello se utilizó el programa SeismoSignal.

Además de los registros naturales también se usaron catorce acelerogramas sintéticos, siete de ellos compatibles con los espectros de respuesta para suelo firme en sitios localizados cerca de la costa, uno por cada estado desde Jalisco hasta Chiapas, y siete compatibles con espectros de respuesta para suelo blando con periodo mayor a 2 segundos, estos acelerogramas se obtuvieron con la ayuda del programa PRODISISv.4.1 de la CFE (2016). En la Figura 3. 1.a se muestran los espectros de respuesta compatibles con los espectros de diseño en roca y en la Figura 3. 1.b se muestran los espectros compatibles al espectro de diseño en suelo blando.



(a)



(b)

Figura 3. 1 Espectros compatibles con los espectros de diseño en roca y suelo blando

Debido a que en los registros sísmicos se observó una gran cantidad de valores de aceleración por su duración e intervalo de muestreo y que para el análisis dinámico incremental se deben hacer múltiples análisis a diferentes escalas de intensidad, el tiempo necesario de computo se extendió demasiado, por lo tanto, se decidió reducir el tamaño del acelerograma y considerar únicamente el intervalo de tiempo en que se producía la contribución más significativa en términos de energía. M. D. Trifunac y A.G. Brady en su trabajo observaron que, al integrar los registros de aceleración, velocidad y tiempo, la contribución más importante ocurría entre el 5% y el 95% (ver Figura 3. 2).

Una de las principales observaciones que hicieron los autores es que en el último 5% de la integral los valores se acercaban gradualmente a sus amplitudes finales, resultado de la llegada tardía de las ondas que viajaron a través de caminos dispersos sufriendo una atenuación más pronunciada y por lo tanto su contribución energética es menor, y para el caso del primer 5% se puede observar que la contribución de la energía de las gráficas también era muy pequeña, por esta razón los autores proponen considerar el 90% restante como la duración efectiva del registro.

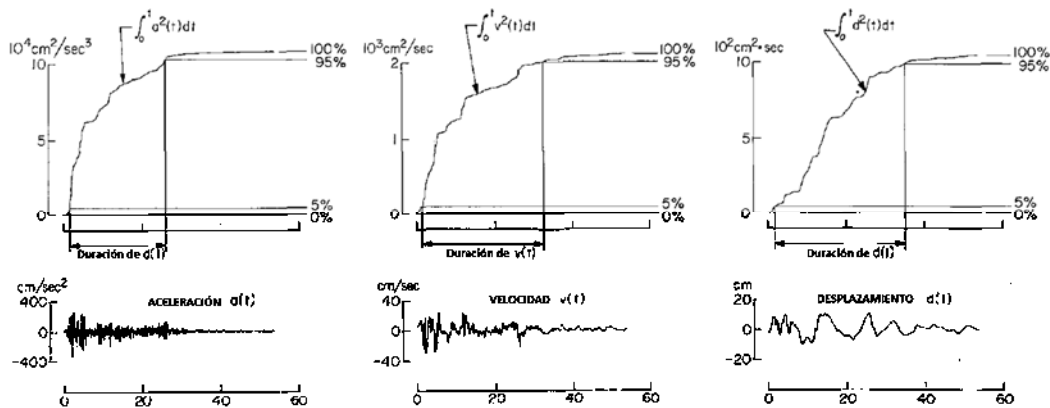


Figura 3. 2 Integrales de los registros de aceleración, velocidad y desplazamiento (M. D. Trifunac et al., 1975)

Con lo mencionado en el párrafo anterior y con ayuda del concepto de la intensidad de Arias se determinó la duración efectiva para cada uno de los registros, reales y artificiales. Las duraciones efectivas se muestran en la Tabla 3. 2, cabe aclarar que como todos los acelerogramas en suelo blando se determinaron con el espectro de la ciudad de México, la reducción en el tiempo fue la misma.

Tabla 3. 2 Duraciones efectivas de los acelerogramas

ACELEROGRAMAS REALES			
ESTACION	Duración total (s)	Duración con IA (s)	Reducción de tiempo en %
SCT B-1	78.97	39.04	51%
SISMEX VIVEROS	77.30	49.42	36%
TACUBAYA	104.95	64.11	39%
TLAHUAC BOMBAS	113.31	69.33	39%
CALETA DE CAMPOS	35.80	27.65	23%
AEROPUERTO ZIHUATANEJO	21.99	13.03	41%
CENTRAL DE ABASTOS FRIGORIFICO	89.90	77.25	14%
IDEI PATIO	24.10	21.92	9%
ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS			
SUELO FIRME	Duración total (s)	Duración con IA (s)	Reducción de tiempo en %
ACAPULCO, GUERRERO	136.20	47.42	65%
AQUILA, MICHOACÁN	136.00	45.54	67%
HUATULCO, OAXACA	135.39	43.27	68%
LA HUERTA, JALISCO	135.40	43.15	68%
MANZANILLO, COLIMA	134.80	45.03	67%
PIJIJAPAN, CHIAPAS	70.93	24.62	65%
TONAMECA, OAXACA	135.16	46.18	66%
SUELO BLANDO	Duración total (s)	Duración con IA (s)	Reducción de tiempo en %
MEXICO 1-7	50.00	39.98	20%

La reducción más significativa de tiempo para los registros naturales fue la que se dio en la estación SCT-B1 con un 51% del registro y para el caso de los acelerogramas sintéticos fue del 68%.

3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES Y MODELOS DE ESTUDIO

Para llevar a cabo los análisis dinámicos incrementales se decidió hacer puentes característicos de México, con el objetivo de observar el comportamiento de las curvas de capacidad dinámica ante los efectos de la demanda sísmica que se comentó en el apartado anterior. A continuación, se hará la descripción de la geometría de los modelos usados, de la configuración y propiedades del tablero, del armado y geometría de las pilas, así como del ciclo histerético usado para representar el comportamiento no lineal de ellas.

3.2.1 Descripción de la geometría de los puentes

Como primer modelo se elaboró un puente que consta de un tablero de 110 m de largo, con 4 claros simplemente apoyado en los estribos y conectados monolíticamente con las pilas. Los dos claros extremos miden 25 m de longitud y los claros centrales miden 30 m de longitud, como se muestra en la Figura 3. 3. Las pilas de este primer modelo son de 10 m cada una, por ese motivo de aquí en adelante se referirá a él como puente regular. Posteriormente se modificaron los apoyos de los estribos, limitando únicamente el desplazamiento vertical y el longitudinal del tablero, esto se hizo con el objetivo de provocar más daño en las pilas y de esta forma observar el comportamiento de las curvas de capacidad.

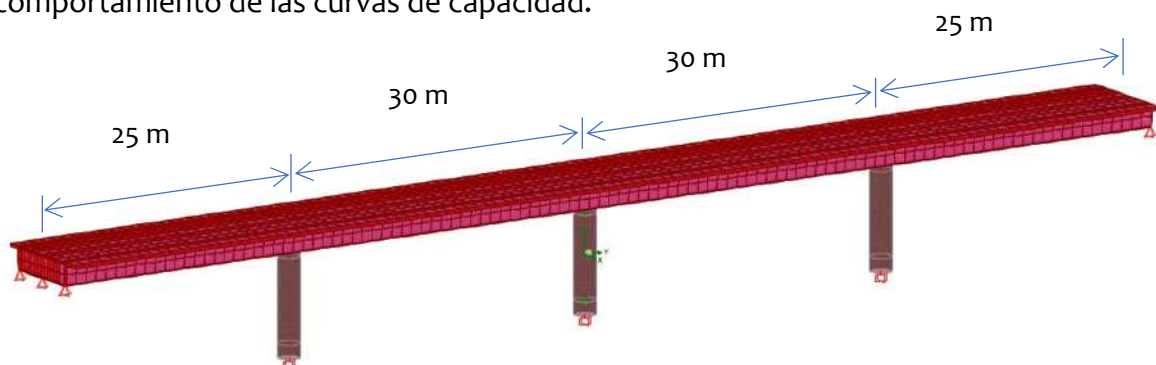


Figura 3. 3 Geometría del puente 1 (puente regular)

El segundo modelo es un puente que como el anterior, cuenta con tres pilas, la localización de las pilas es la misma pero la principal diferencia de este puente con el anterior es que la altura de las pilas varía, la primera pila de izquierda a derecha tiene una altura de 5 m, en el caso de la pila central es de 10 m y la pila en el extremo izquierdo tiene una altura de 20 m (ver Figura 3. 4). Este puente se nombrará de aquí en adelante como puente irregular debido a que, por la diferencia de altura de las pilas y de rigidez de las mismas, el comportamiento del puente cambia, así como la distribución del daño.

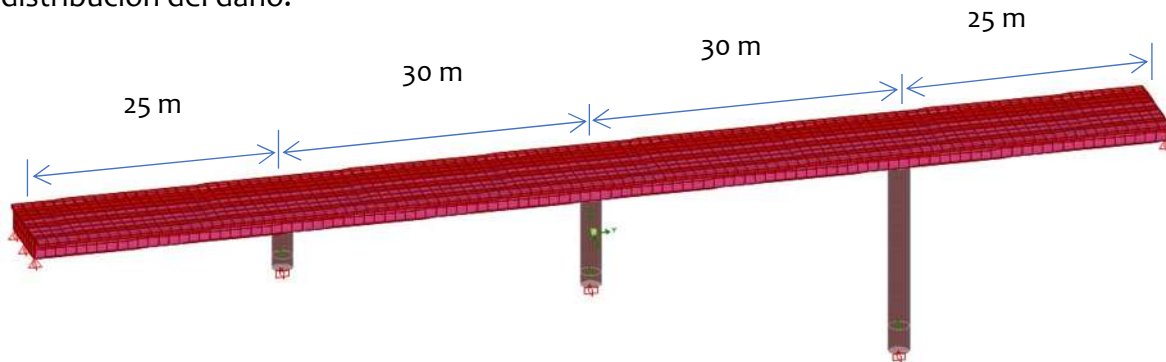


Figura 3. 4 Geometría del puente 2 (puente irregular)

La condición de apoyo en los estribos para los modelos del puente regular e irregular se consideraron como fijas, considerando que los estribos son lo suficientemente resistentes como para no presentar deslizamientos ni rotaciones tal como se muestra en la siguiente figura.

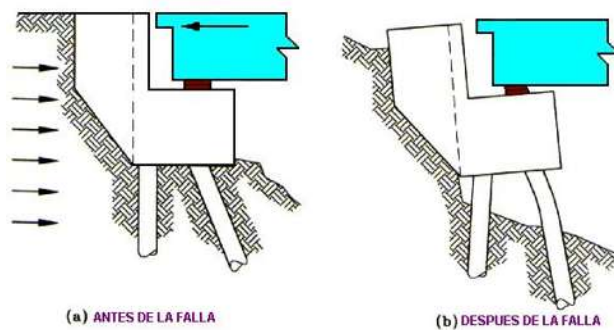


Figura 3. 5 Mecanismo de falla de los estribos (Priestley, et al., 1996)

3.2.2 Características de la superestructura

La superestructura consiste en una sección en cajón de concreto reforzado, con peralte de 1.8 m y 10 m de ancho, y con espesor de 30 cm en todas las paredes. Se tiene la misma sección transversal a lo largo de todo el tablero, la cual se muestra en la siguiente figura.

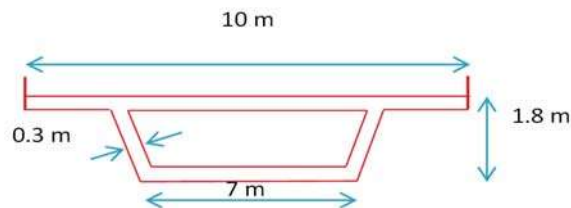


Figura 3. 6 Geometría del tablero

El tablero se modeló con 4420 secciones rectangulares tipo SHELL de 30 cm de espesor, y de éstas, 4290 formaron el cajón y las restantes fueron usadas como diafragmas transversales en los extremos de cada claro, es decir, la parte donde se apoya el tablero en las pilas.

Para conectar el cajón del puente con las pilas se colocó una barra rígida horizontal y 17 barras rígidas verticales con el objetivo de transmitir apropiadamente los esfuerzos desde el tablero hasta las pilas.

3.2.3 Geometría y armado de las pilas

Se proponen pilas de una sola columna de sección circular, que fue diseñada con ayuda del programa SAP 2000, aplicando las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto del Distrito Federal (2004).

Las columnas fueron diseñadas con base en un análisis modal espectral con el espectro de diseño obtenido con el programa PRODISISv.4.1 de la CFE (2016), para terreno firme con ubicación en Manzanillo, Colima. Se combinó la acción sísmica actuando en conjunto con la carga muerta, para lo cual se aplicó una carga debida al peso del asfalto considerando un espesor de 12 cm en todo el ancho del cajón para incluir, de manera aproximada el peso de los barandales, banquetas y parapetos. Se consideró que el puente está construido con concreto con una resistencia de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ en el tablero y en las pilas del puente. La sección definitiva que se adoptó para las columnas tiene las siguientes características:

Diámetro de 2 m con recubrimiento libre de 5 cm; para el refuerzo longitudinal se usaron 38 varillas del número 10 lo que corresponde a un porcentaje de acero $\rho = 0.95\%$ y estribos del número 4 a cada 32 cm, para dar un porcentaje volumétrico de acero $\rho_t = 0.084\%$ (ver figura 3.6). En el análisis con el SAP se utilizaron secciones tipo Caltrans para obtener posteriormente los diagramas momento – rotación de la sección confinada.

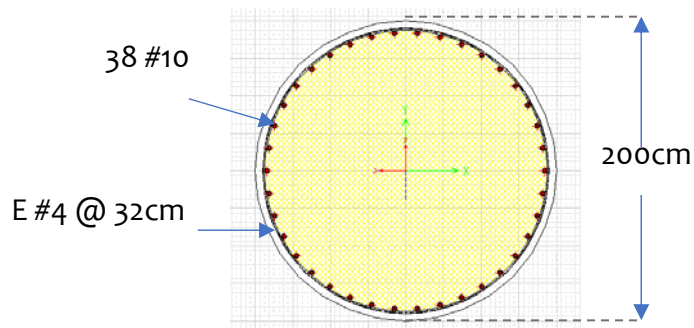


Figura 3. 7 Sección transversal de las pilas del puente

Las pilas y la sección del tablero que se consideraron en el modelo fueron divididas en secciones más pequeñas de 2.5 m debido a la forma en que trabaja el programa, es decir, concentrando la masa en los extremos de cada elemento, entonces, al dividir la pila de esta manera se consigue una mejor distribución de la masa, esto se recomienda para pilas con alturas significativas.

3.2.4 Ciclos histeréticos usados en las pilas de los puentes y su ubicación

- Ciclo histerético Takeda

Este ciclo histerético fue propuesto por Takeda en el año de 1970, con base en ensayos experimentales realizados en la Universidad de Illinois. Este ciclo se ha utilizado ampliamente en elementos de concreto reforzado, tanto para elementos a flexión (vigas), como para elementos a flexo compresión (columnas) y fue con el que se trabajó en los modelos iniciales de estos puentes por ser aplicable para articulaciones plásticas en vigas y columnas que presenten diferentes grados de adelgazamiento en el ciclo histerético (Priestley et. al, 1996). Como todos los ciclos histeréticos comienzan en cero, y la carga es cíclica, cuando ésta se va incrementando gradualmente, las pilas comienzan a agrietarse y se produce una pérdida gradual de la rigidez y resistencia iniciales.

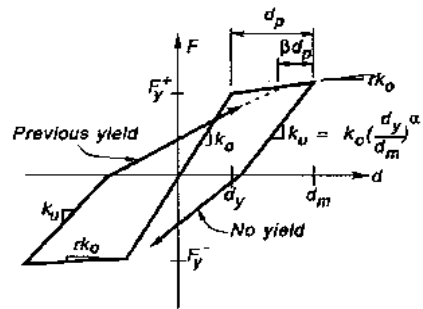


Figura 3. 8 Ciclo histerético de Takeda (Carr, 2008)

El ciclo histerético de Takeda está definido por:

$$k_u = k_o \cdot \mu^{-\alpha} \qquad \mu = \frac{d_y}{d_m}$$

Dónde:

- k_o = Rigidez efectiva al punto de fluencia
- μ = El grado de ductilidad
- d_y = Deformación máxima esperada
- d_m = Deformación al punto de fluencia
- k_u = La rigidez resultante en la descarga.

Este ciclo varía debido a los factores α (de 0 a 0.5) y β (de 0 a 0.6) que son la rigidez en la descarga y en la recarga respectivamente, cuando el valor de α se incrementa, disminuye la rigidez en la descarga y cuando aumenta el valor de β , se incrementa la rigidez en la recarga (Carr, 2008), al factor de Ramberg-Osgood (r), que controla la rigidez después del punto de fluencia, la rigidez inicial y la rigidez durante la descarga.

- Ciclo histerético Pivot

Para representar el comportamiento no lineal de las pilas de los puentes se decidió utilizar el ciclo histerético Pivot, este ciclo a diferencia del anterior cuenta con parámetros adicionales que controlan la degradación de la resistencia y la rigidez. De forma similar al ciclo histerético de Takeda, este ciclo ha sido ampliamente usado para elementos de concreto, y está basado en cuatro pivotes que son los puntos hacia los que están dirigidos la rama descarga y la recarga del ciclo, tanto en la parte positiva como en la negativa del ciclo. La información necesaria para construir el ciclo son las relaciones momento-rotación de los elementos de concreto.

Los parámetros que varían en el modelo son los siguientes:

α_1 y α_2 representan la pendiente de las rectas de descarga positiva y negativa del ciclo con respecto al valor de fluencia, que van desde el punto con máxima carga aplicada del ciclo hasta cero. β_1 y β_2 representan la pendiente de las rectas que van de cero hasta la máxima carga positiva o negativa con respecto al valor de fluencia del elemento, para B1 se sugieren valores de $0.0 < \beta_1 \leq 1.0$, lo mismo para en el caso de β . Para este ciclo, la rigidez en la descarga disminuye a medida que los desplazamientos van aumentando.

En la siguiente figura se muestra el ciclo, aquí podemos apreciar que P1 a P4 son las resistencias máximas que se van registrando en cada ciclo, de las cuales su ubicación queda definida por alfa y por el valor del esfuerzo de fluencia. PP2 y PP4 determinan el grado de “pinching” o estrechamiento del ciclo seguido de a carga en la dirección opuesta a cada cuadrante y las resistencias de los puntos PP4 y PP2 están dadas por el valor de beta y de la resistencia de fluencia

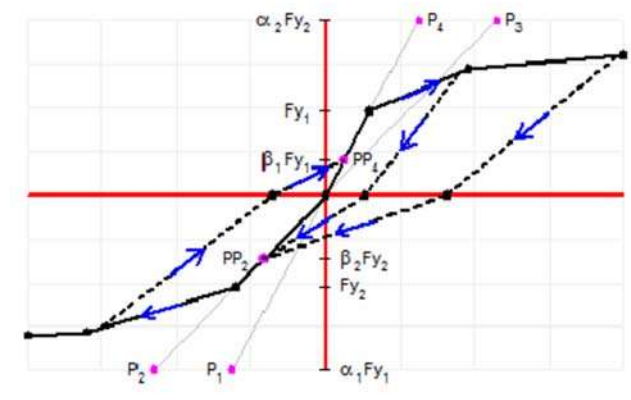


Figura 3. 9 Ciclo histérico Pivot (SAP2000 v.19)

En la figura también podemos ver que intervienen los puntos S1 y S2, dichos puntos van a dar la pauta para la degradación de la resistencia por lo que, al principio como el elemento no sufre daño, se toma con el valor de fluencia, pero una vez que se sobrepasa esta resistencia, se calcula y se obtiene una nueva curva esqueleto que estará definida por los desplazamientos máximos calculados en el análisis previo,

Debido a la degradación de resistencia y rigidez del ciclo, se decidió cambiar el ciclo Takeda usado al principio para trabajar de aquí en adelante con Pivot.

- Longitud de articulación plástica

La ubicación en la que se debe colocar en el modelo este ciclo también es importante si se quiere representar adecuadamente el comportamiento de las vigas o columnas, para ello se calculó en cada columna su longitud de articulación plástica, zona en donde la rotación se vuelve significativa, con el uso de la siguiente fórmula propuesta por Priestley en 1996:

$$L_p = 0.08 L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl}$$

Dónde d_{bl} es el diámetro de las varillas longitudinales y f_{ye} es el esfuerzo de fluencia de las varillas en MPa, las longitudes de articulación plástica calculadas se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 3. 3 Longitud de articulación plástica

PILA	ALTURA (m)	Lp (m)
IZQUIERDA	5	0.69
CENTRAL	10	1.09
DERECHA	20	1.89

Otras expresiones que se utilizan para calcular la longitud de articulación plástica son:

La fórmula siguiente para determinar la longitud de la articulación plástica (L_p) dada por la Federación Internacional de Concreto (FIB, 2004):

$$L_p = 0.08L + \frac{1}{60} d_b f_y$$

Dónde L_p es la longitud de la articulación plástica, L corresponde a la altura de la pila, d_b es el diámetro de las varillas longitudinales y f_y es el esfuerzo de fluencia de las varillas en MPa

O también con el procedimiento de la Japan Road Association (JRA 1996), que propone la articulación plástica en función del tipo de falla que se espera que ocurra en el elemento. Para ello emplea la relación $\frac{M}{VD}$ (figura 3.8), ya que para $\frac{M}{VD} < 0.1$ se considera que la pila fallara por cortante, lo cual sucede para el caso de las pilas que tienen una altura pequeña, cuando $0.1 < \frac{M}{VD} < 0.3$ la pila se supone que falla por flexión-cortante y cuando $\frac{M}{VD} > 0.3$ las pilas con alturas más altas que son en las que se presenta este caso, lo que hace esperar que el tipo de falla sea por flexión.

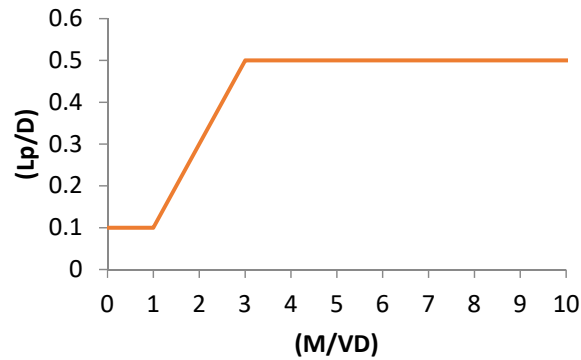


Figura 3. 10 Gráfica para la obtención de la articulación plástica de la JRA (1996)

En esta gráfica y para el tipo de pila, se utiliza la relación de $\frac{M}{VD}$ y se ingresa a la gráfica en la parte del eje horizontal y posteriormente se topa con la curva y se hace la proyección hasta el eje vertical, el valor que se lee en el eje se multiplica por el diámetro de la pila y de esa forma se obtiene la distancia de la articulación plástica.

3.2.5 Modelos tipo espina en los análisis dinámicos incrementales

Debido a que el puente modelado con los elementos finitos presenta un número muy elevados de grados de libertad, se propuso representar el cajón del puente con un modelo tipo espina, con el objetivo de agilizar y reducir el tiempo de análisis. Otra de las ventajas de trabajar con este tipo de modelos es que el peso o el contenido de información de los archivos se disminuye de manera importante por los que el manejo de los datos también se acelera. Antes de emplear este modelo se comparan las propiedades dinámicas del modelo con elementos Shell y las del modelo espina para que la respuesta sea comparable.

Para hacer los modelos espina se calcularon las inercias, el área y la constante de torsión del tablero y se propuso una sección de diez metros de ancho por dos metros de alto hecha con elementos tipo barra divididos a cada 2 metros de largo. A estos elementos que deben representar la sección cajón se le aplicaron factores para modificar el área, la inercia en ambas direcciones y la constante de torsión.



Como es de interés que el modelo espina se comporte de forma similar al de elementos finitos y que la respuesta de ambos modelos sea lo más parecida posible, en la siguiente tabla se compararon las propiedades dinámicas de ambos puentes.

Tabla 3. 4 Periodos y factores de participación de masa del modelo tipo espina y con elementos finitos

MODELO TIPO ESPINA							
Modo	Period	FACTORES DE PARTICIPACION DE MASA					
		UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.596	0.721	-	-	-	0.033	-
2	0.275	0.001	-	-	-	0.012	0.568
3	0.209	-	-	0.001	0.001	-	-
4	0.179	-	0.002	0.028	0.005	-	-
5	0.172	0.121	-	-	-	0.001	0.001
6	0.157	-	-	0.173	0.506	-	-
7	0.150	-	-	0.513	0.176	-	-
8	0.119	-	-	-	-	0.199	0.089
9	0.113	-	-	-	-	0.187	0.067
10	0.091	0.043	-	-	-	-	-
MODELO CON ELEMENTOS FINITOS							
Modo	Period	FACTORES DE PARTICIPACION DE MASA					
		UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.613	0.726	-	-	-	0.012	-
2	0.261	-	-	-	-	0.380	0.004
3	0.226	-	0.006	0.001	0.004	-	-
4	0.217	0.001	-	-	-	0.003	0.532
5	0.191	-	-	0.132	0.001	-	-
6	0.169	-	0.067	0.063	0.554	-	-
7	0.157	-	0.005	0.545	0.073	-	-
8	0.143	0.005	-	-	-	0.021	0.001
9	0.124	0.053	-	-	-	0.097	-
10	0.112	-	0.131	-	0.001	-	-

Al comparar dichas gráficas se observó que tanto el periodo fundamental como los demás periodos no presentaba diferencias muy significativas y que los factores de participación de masa de indican un comportamiento muy similar en ambas estructuras, por ello se decidió trabajar con el modelo tipo espina para los análisis preliminares de estos dos puentes, y más a delante se usará el modelo de elementos finitos para analizar la influencia de las distintas condiciones de apoyo en el modelo irregular.

3.3 CURVAS DE CAPACIDAD DINÁMICA

Como ya se mencionó en el capítulo 1, las curvas dinámicas de capacidad son sensibles tanto a la medida del daño como a la medida de intensidad que se adopten, por lo que en esta sección se discutirán los resultados de los análisis hechos con los modelos tipo espina del puente regular e irregular, los cuales ya fueron descritos en el capítulo 3.2.5. Con tal fin, se presentarán las curvas dinámicas de los puentes en las que se emplearon los 10 registros naturales presentados en la Tabla 3. 1 y adicionalmente, las curvas con los 5 registros generados de manera sintética, 3 de ellos creados a partir de espectros de diseño en suelo firme y 2 en suelo blando (Figura 3. 1).

3.3.1 Análisis de los resultados de los puentes regular e irregular

A continuación, se presentan las curvas dinámicas elaboradas con los registros naturales y artificiales para los puentes regular e irregular. En dichas curvas se estudia la influencia de las diferentes variables para representar el comportamiento del puente. Algunas de las variables son: los índices de daño, los de intensidad, el contenido de frecuencias de los registros, el ciclo histerético elegido para el comportamiento de las pilas, y el tipo de puente que se estudia (regular e irregular).

Es importante mencionar que, para llevar a cabo el análisis de la respuesta de los puentes con diferentes tipos de registros, los 10 registros naturales fueron clasificados de acuerdo con el periodo dominante, como se muestra en la siguiente figura.

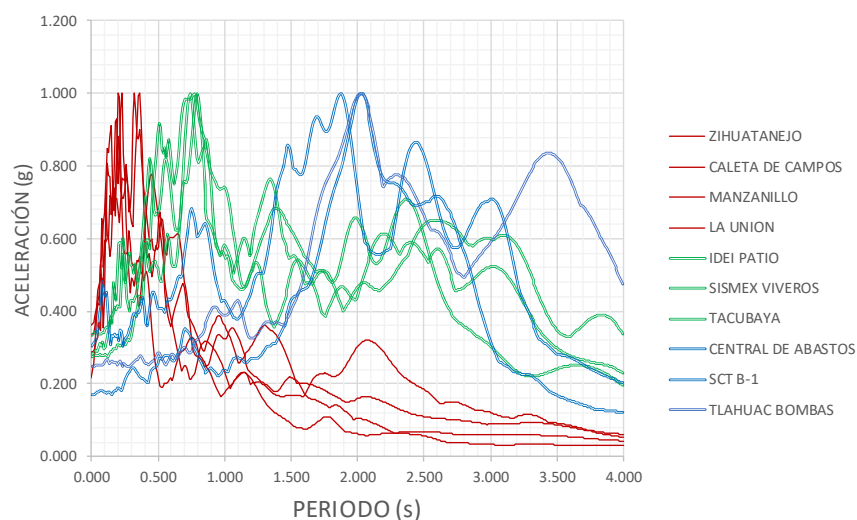


Figura 3. 11 Clasificación de los espectros de respuesta de los registros naturales

En esta figura se clasificaron los registros en 3 grupos principales, a los registros que tienen su respuesta espectral máxima en un periodo $T < 0.5s$ se les llamara registros de periodo corto, a los que presentan sus máximos valores de S_a entre los periodos $0.5s < T < 1.5s$ se les referirá como registros de periodo intermedio, y los que tienen su máximo valor de S_a en periodos $T > 1.5s$ se les hará referencia como registros de periodos largos.

Variación de las medidas de daño

Como primer punto de comparación se estudia el efecto que tiene el cambio de la medida de intensidad en las curvas de capacidad. Con esto en mente, se presenta en las siguientes figuras las curvas de capacidad dinámica de los puentes usando como medida de la intensidad los valores de la pseudo-aceleración correspondiente al periodo fundamental del puente en la dirección de análisis, y como medida del daño las curvaturas, los desplazamientos de las pilas más dañadas en cada puente y el valor de la ductilidad de curvatura de las pilas.

En la Figura 3. 12 se muestra el comportamiento del puente regular del lado izquierdo e irregular del lado derecho, en las que se muestra la curvatura de las pilas como medida de daño. En ella se diferencian 3 conjuntos principales de registros sísmicos, que son, los registros que tienen su respuesta espectral máxima en un periodo corto ($T < 0.5s$), que están representados por medio de líneas de puntos, en periodo intermedio ($0.5s < T < 1.5s$) por líneas continuas, y los que tienen su máximo valor de S_a en periodos largos ($T > 1.5s$), que están graficados con líneas discontinuas.

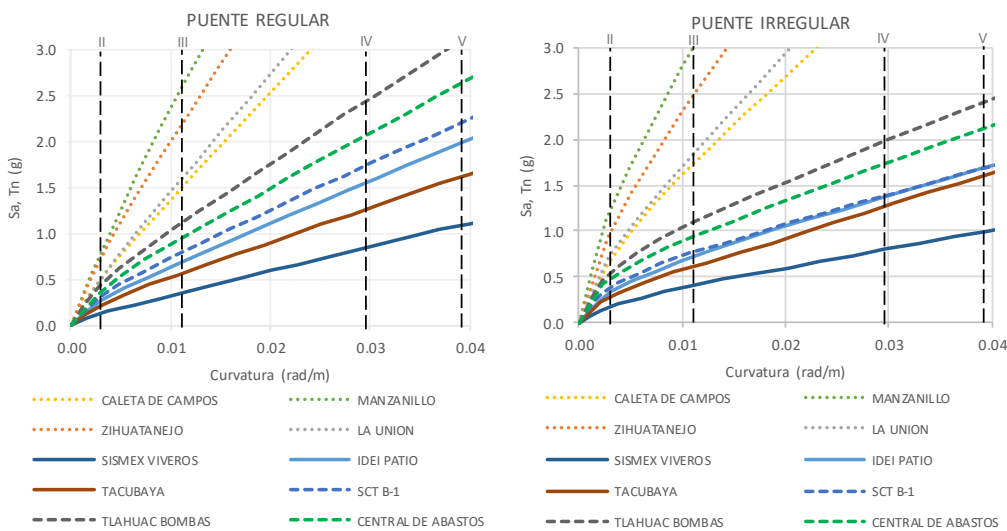


Figura 3. 12 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular e irregular (S_a vs ϕ)

Al considerar la curvatura como medida del daño, las formas de las curvas de capacidad dinámica muestran que la rigidez elástica en las pilas es alta, hasta niveles de daño en los que la pila más crítica del puente fluye y a medida que el daño va incrementándose, dicha rigidez se va perdiendo gradualmente hasta eventualmente llegar a la falla del elemento y por lo tanto del puente. En cuanto a la dispersión de los resultados, se observa que las curvas del puente irregular son las que más se aproximan entre si.

Ahora veremos la respuesta de los puentes al cambiar la medida de la intensidad por el valor del desplazamiento máximo del puente. Para esto, se presentan en seguida las curvas de capacidad graficadas con dicha medida de daño.

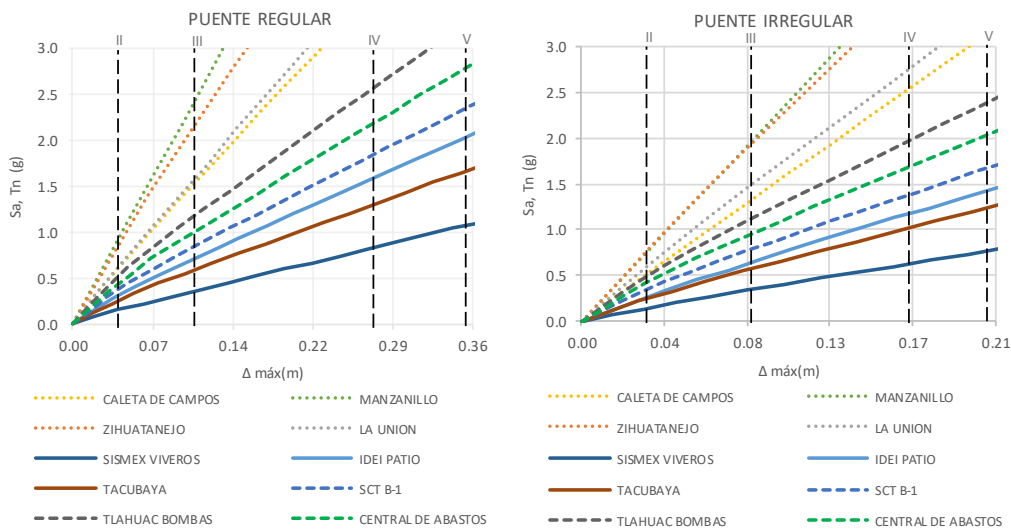


Figura 3. 12 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular e irregular (S_a vs Δ máx)

Aquí se observa que la forma de las curvas muestra una tendencia lineal muy marcada en todos los registros, si comparamos la respuesta de ambos puentes, vemos que los desplazamientos máximos alcanzados con el puente regular fueron mayores a los del puente irregular al momento de la falla. En las figuras anteriores no se ven grandes cambios ya que las demandas de desplazamientos parecen tener, aparentemente, la misma relación que en el caso de la curvatura, pero esto no es así. Para saber que es lo que está pasando con estos valores se presenta en la siguiente figura la relación entre desplazamientos de los puentes y la curvatura.

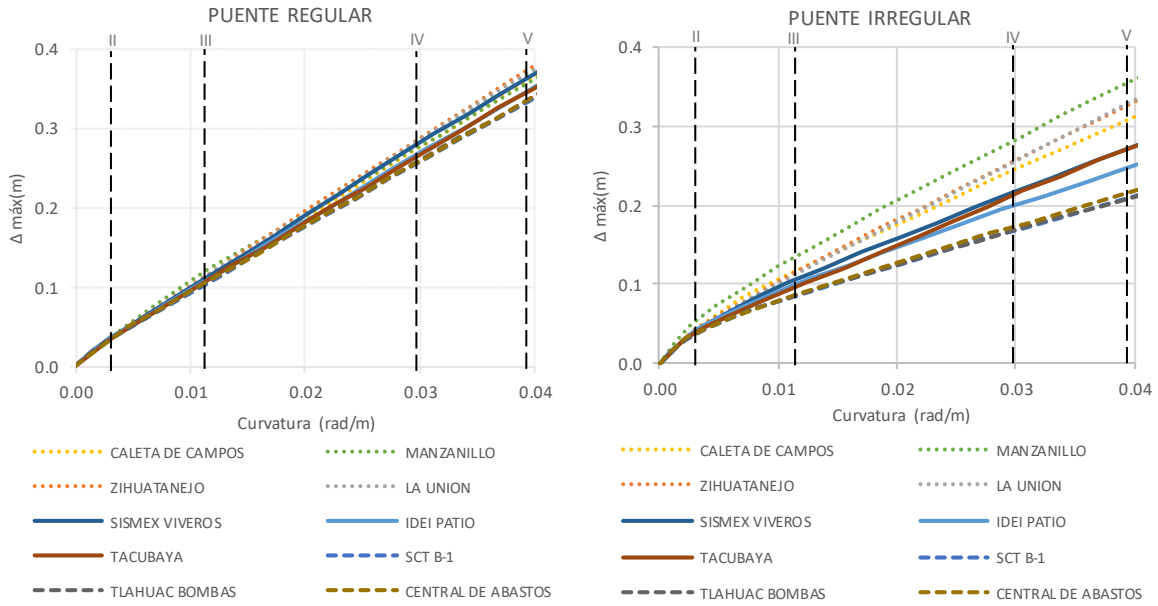


Figura 3. 13 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular e irregular ($\Delta_{m\acute{a}x}$ vs ϕ)

Al comparar ambos niveles de daño, se observa que los resultados de los desplazamientos del modelo regular son muy parecidos entre si para cada nivel de daño, las diferencias más grandes se dan para los niveles de daño más críticos. Por otra parte, en el caso del puente irregular, vemos que, al comprar la curvatura de la pila con los desplazamientos máximos del puente, se observa que las respuestas son muy diferentes entre sí para cada tipo de registro, con variación en los resultados desde los niveles de daño de fluencia.

En cuanto a las diferencias observadas al usar la ductilidad de curvatura como medida del daño, en la siguiente figura se muestra nuevamente el comportamiento de ambos puentes, pero ahora utilizando esta medida de daño.

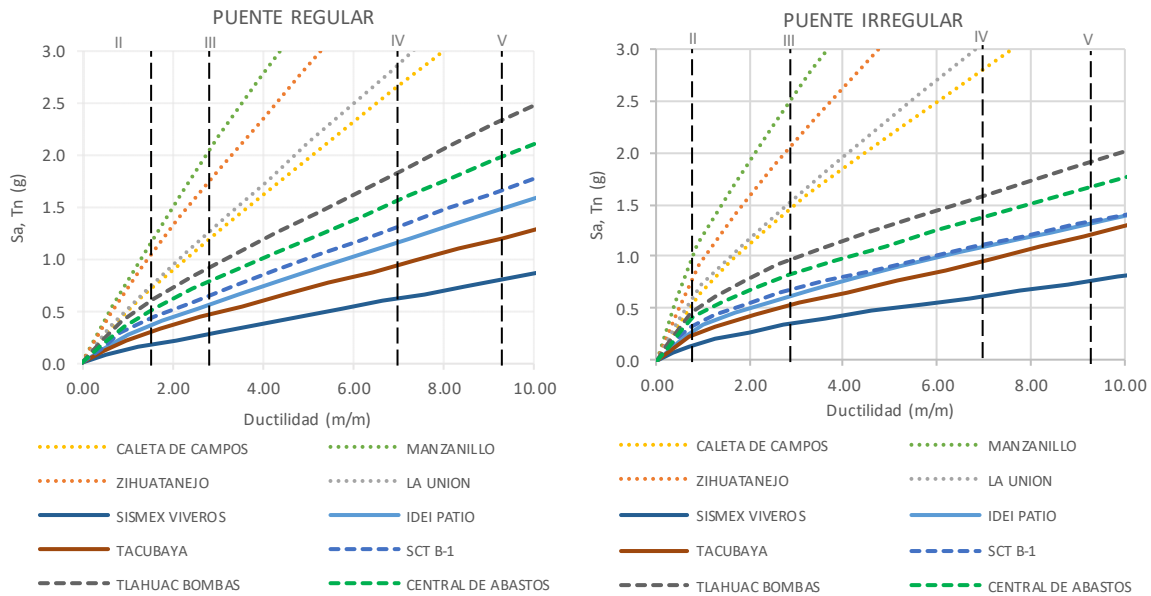


Figura 3. 14 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular e irregular (S_a vs μ_ϕ)

Al utilizar esta medida del daño, nos damos cuenta de que, al ser un valor derivado de la curvatura, estas muestras la misma tendencia que las de curvatura. Por supuesto que, con la ductilidad, se tiene una medida más clara de la capacidad para disipar energía del puente.

En todas estas figuras se observa que, a pesar de tratarse de dos puentes con geometrías muy diferentes entre sí, la respuesta parece guardar una determinada proporción al contar con registros con contenido de frecuencias parecidas. Dicho de otra manera, en ambas figuras se observa que las curvas de capacidad tienden a agruparse con el uso de registros similares y, aunque la demanda no es igual, en ambos puentes se observa que las demandas de curvatura más bajas son las obtenidas con registros cuyo contenido de frecuencias se concentra en la zona de periodos menores a 0.50s y que las más altas son las que se comprenden entre los periodos de 0.5 y 1.5s.

Variación de las medidas de intensidad

Una vez analizadas las diferencias que se tienen al trabajar con las medidas del daño, se estudiara el comportamiento de las curvas de capacidad al cambiar la medida de la intensidad. Para ello se presentan las gráficas de los dos modelos con los 10 registros naturales seleccionados para la demanda.

El primer caso que se estudia es el de la respuesta de los puentes con el valor de PGA y Sa como medidas de la intensidad; para ello se presentan a continuación las curvas correspondientes al puente regular con ambas medidas.

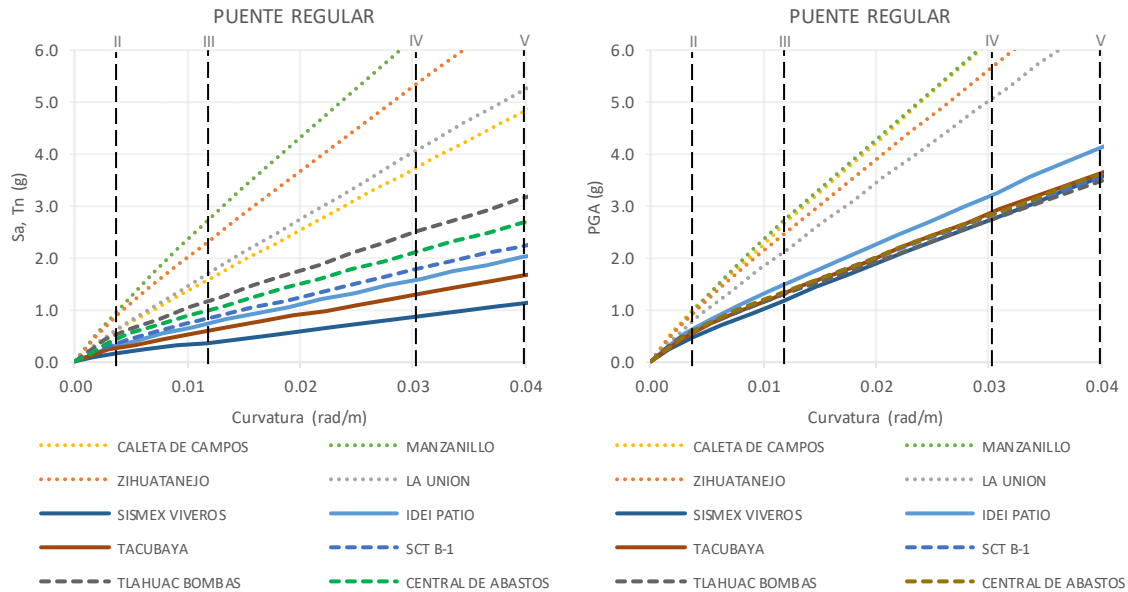


Figura 3. 15 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular con Sa y PGA como medidas de la intensidad

En la Figura 3. 15, se observan los resultados del análisis al considerar el valor de Sa (figura del lado izquierdo) y el valor de PGA (figura del lado derecho) como medida de la intensidad. Lo primero que notamos en estos dos conjuntos de curvas de comportamiento es que Sa refleja mejor la diferencia en la respuesta del puente para cada tipo de registro.

Los resultados con PGA como índice de la intensidad indican que todos los registros con contenidos de frecuencias bajas presentan demandas de curvaturas muy parecidas entre si y que también los resultados de los registros en suelo blando son todos muy semejantes. Esto se debe a que solo representa la aceleración máxima del terreno y no tiene en cuenta las propiedades dinámicas de los modelos y su impacto al combinarlos con los registros. Otra de las diferencias al manejar este valor de intensidad es que muestra que los puentes necesitan aceleraciones mucho más grandes para provocar en el puente los diferentes niveles de daño

En cambio, al considerar Sa como medida de la intensidad, esta nos dice que todos y cada uno de los modelos se comporta diferente, y distingue los distintos niveles de daño en cada caso.

En los estudios de los modelos que se presentan más adelante, se opta por usar el valor de S_a como medida de la intensidad debido a que, este valor toma en cuenta de alguna forma el contenido de frecuencias de los registros y del impacto que se tiene al trabajar con puentes con diferentes rigideces.

Ahora se presenta el caso del puente regular que se compara para las mismas medidas de la intensidad.

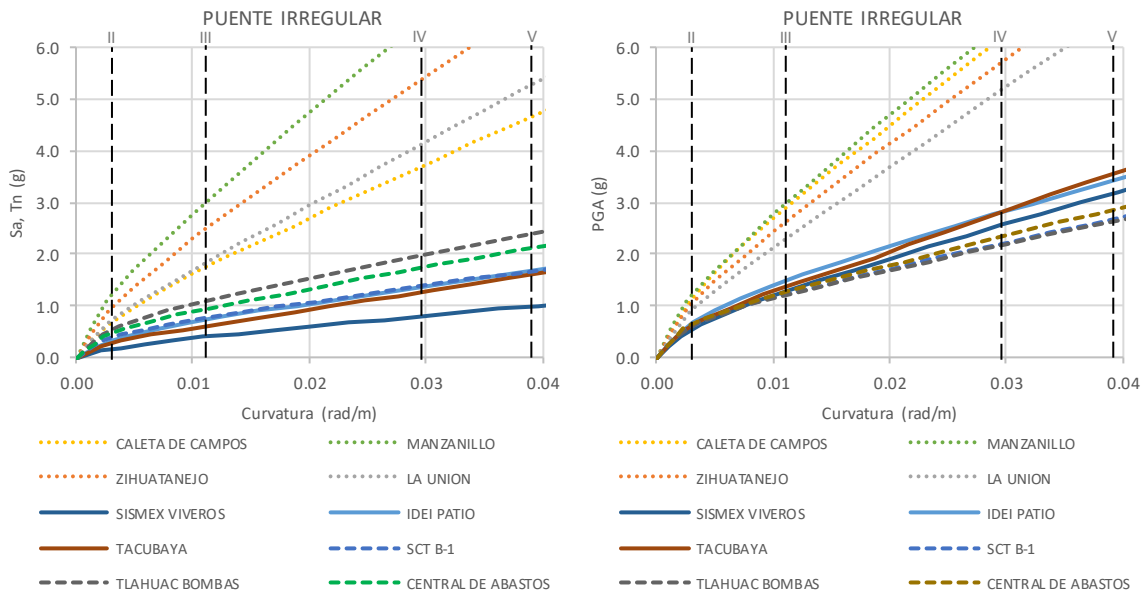


Figura 3. 16 Curvas de capacidad dinámicas del puente irregular con S_a y PGA como medida de la intensidad

En esta figura se presenta el comportamiento del puente irregular al usar estas dos medidas de la intensidad y vemos que, al igual que en el puente regular, las curvas con el valor de PGA como medida de intensidad se aproximan entre sí, y no se observan grandes diferencias en el nivel de daño.

En estos resultados con PGA y S_a de ambos puentes se observa un comportamiento muy peculiar con los registros de Tacubaya y Sismex Viveros, si comparamos la Figura 3. 15 y la Figura 3. 16 en ambas medidas de la intensidad, se observa que ambos puentes llegan al nivel V de daño en la misma intensidad, indicando que el comportamiento de su pila más dañada es el mismo a pesar de las evidentes diferencias entre ambas estructuras.

La última medida de daño que se compara es la energía de entrada, para ello en la siguiente figura se muestran las curvas dinámicas de capacidad con esta medida de la intensidad para el modelo regular y el irregular.

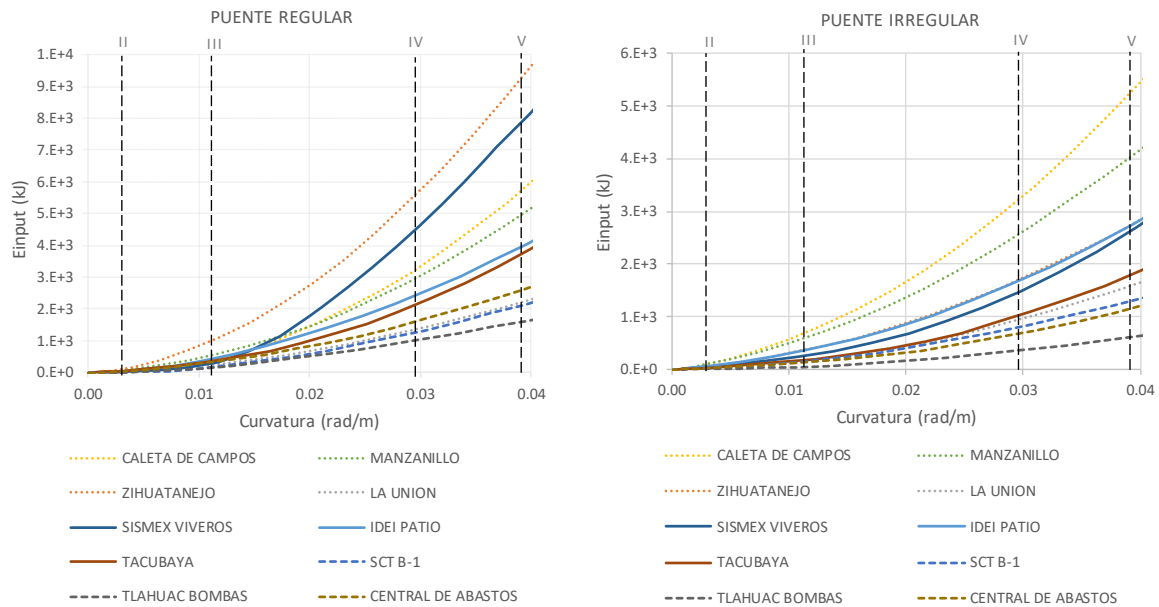


Figura 3. 17 Curvas de capacidad dinámicas del puente regular e irregular con la energía de entrada como medida de la intensidad

Al trabajar con esta medida de intensidad, la primera diferencia importante que se nota es la forma de las curvas, ya que estas, a diferencia de dos medidas anteriores, muestran un crecimiento de tipo exponencial a medida que aumenta el factor de escala. Además de la forma, estas curvas muestran que, los registros de periodo largo producen los mismos niveles de daño a pesar de que son los que menos energía de entrada aportan al sistema. Con el resto de los registros, a pesar de tener contenidos de frecuencias bajas, no se aprecia una tendencia clara, puesto que, en registros como el de la Unión, que es un registro de periodo corto, la energía necesaria para producir los distintos niveles de daño se asemeja mucho a la de los registros de periodos largos. Al comparar la respuesta del puente regular y del irregular se observa que, la mayor cantidad de energía que se requiere para producir cierto nivel de daño corresponde a la del puente regular.

Influencia del ciclo histerético

Al estudiar los resultados descritos en los dos incisos anteriores se vio que debido a la forma en la que se definió el ciclo histerético de las pilas, el comportamiento de las curvas de capacidad muestra una tendencia casi lineal en algunos casos, y en otros, se puede aproximar a un comportamiento bilineal con una reducida degradación de la rigidez del sistema. Así que, con el objetivo de obtener una respuesta más pegada a la realidad, se ampliaron los puntos que definen los ciclos histeréticos incorporándole un punto adicional que representa la disminución de la capacidad y pérdida de rigidez del elemento (ver Figura 3. 18). Una vez hecho esto, se observaron cambios importantes en las rigideces de las pilas y en las curvas de capacidad dinámicas.

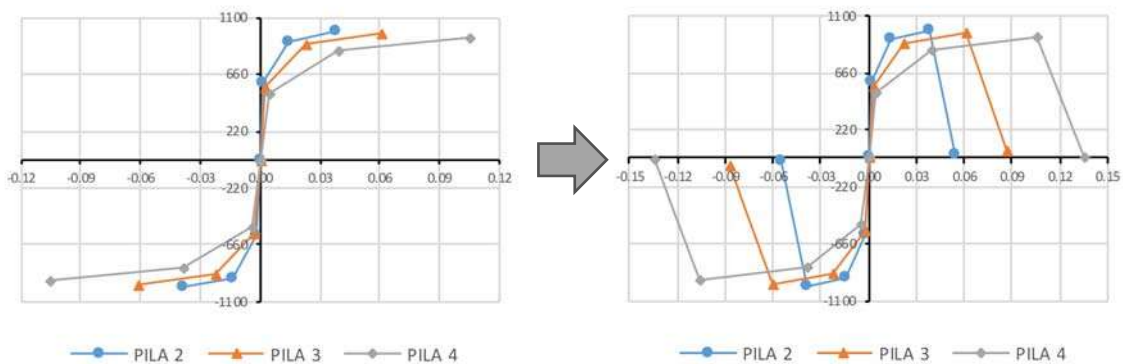


Figura 3. 18 Modificación del ciclo histerético (gráficas de Momento vs Rotación)

Se hicieron nuevamente los análisis de estos puentes para tres de los registros naturales, los cuales fueron los de Manzanillo (periodo corto), IDEI (periodo intermedio) y Central de Abastos (periodo largo). Al hacer este cambio en el ciclo histerético, las curvas de capacidad dinámica con el nuevo ciclo (líneas continuas), muestran una reducción muy notoria de la capacidad del modelo (Figura 3. 19.a). También se observa que, al hacer estos cambios en el ciclo histerético, las curvas dinámicas de capacidad con el uso de ciertos registros como los de periodo largo, muestran grandes recuperaciones del daño, presentando comportamientos serpenteantes resultado de los cambios en la rigidez de las pilas y de la redistribución de sus fuerzas internas, tal y como se observa en los resultados de otros autores (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Los cambios en las curvas, en los que parece que la estructura se recupera fueron definidos por Vamvatsikos y Cornell, como efectos de “resurrección” (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

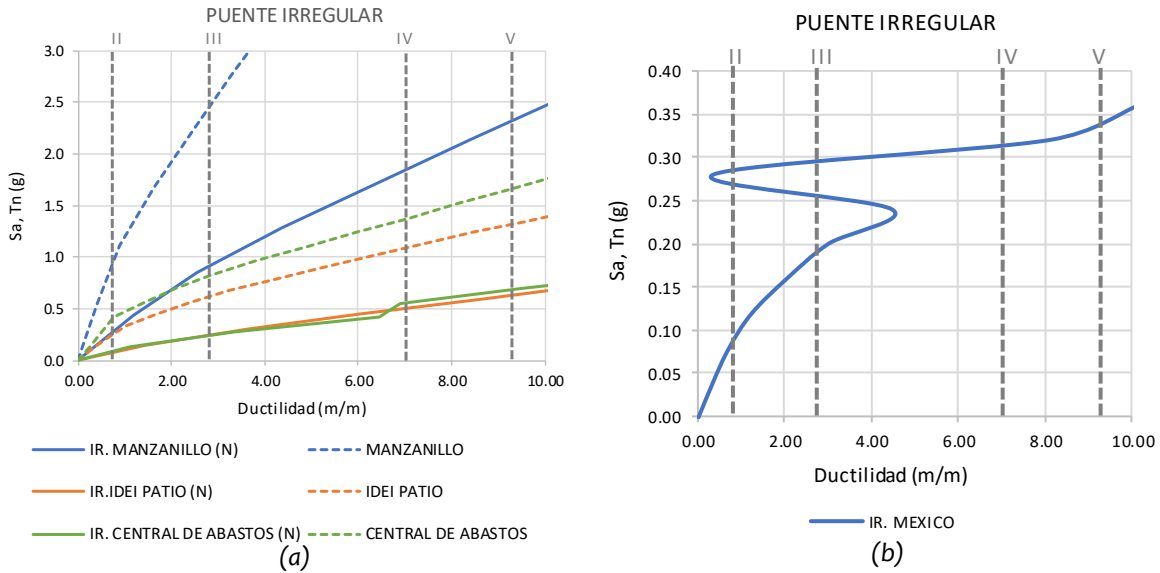


Figura 3. 19 Curvas de capacidad dinámicas del puente irregular, considerando la degradación de la resistencia de las pilas

Adicionalmente a los tres registros naturales mostrados en la figura anterior, se consideraron para el análisis de los modelos regular e irregular, cinco registros sintéticos, de los cuales tres son compatibles con los espectros de diseño de Acapulco, Guerrero, Pijijiapan, Chiapas y la Huerta, Jalisco; y dos con el espectro transparente regional para la ciudad de México. Las curvas de capacidad dinámica con el uso de estos registros se presentan a continuación.

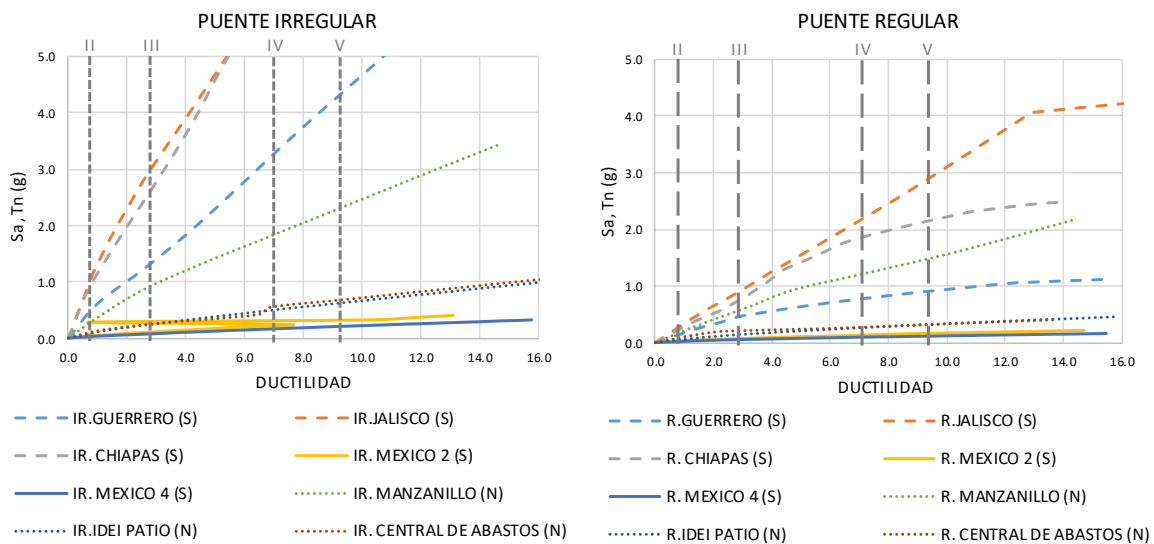


Figura 3. 20 Curvas de capacidad dinámicas de los puentes regular e irregular, considerando la degradación de la resistencia de las pilas

En la figura anterior observamos que, con este cambio, el puente regular presenta las demandas de ductilidad de curvatura más grandes para el mismo nivel de intensidad. También se observa que, al utilizar los registros sintéticos en roca, el comportamiento de los puentes es más favorable que con el caso de los registros naturales. Por otro lado, la respuesta de los modelos con los registros compatibles con el espectro transparente regional de la ciudad de México, mostro la peor respuesta de todos, con demandas muy altas de daño para niveles demasiado bajos de intensidad.

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL PUENTE IRREGULAR BAJO DISTINTOS TIPOS DE APOYO

A lo largo de los años se han tenido que implementar mecanismos de refuerzo y de control de desplazamientos ante la acción sísmica en los puentes, algunos de estos son los apoyos de neopreno, que proporcionan aislamiento y flexibilidad a la estructura, o los encamisados de las columnas con distintos materiales que aumentan su resistencia; sin embargo, el tipo de análisis con los que se evalúa en la práctica el comportamiento de estos sistemas de protección sísmica ha sido a través de los análisis estáticos no lineales y poco se sabe de su comportamiento dinámico hasta el colapso. Por lo que en este capítulo se llevaron a cabo los análisis dinámicos incrementales en el puente irregular, presentado en el capítulo anterior, pero con los diferentes tipos de apoyos que se presentan a continuación:

- Aisladores elastoméricos
- Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo
- Barras de plomo
- Topes sísmicos y efecto del choque con los estribos
- Balanceo de la cimentación

En seguida, se hace una breve descripción de los diferentes tipos de apoyos utilizados y posteriormente se presenta un pequeño croquis visto desde un corte transversal del puente, en el que se especifica el número de apoyos y su ubicación.

Aisladores elastoméricos. Los aisladores elastoméricos están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero (ver Figura 4. 1). Gracias a su composición, con este tipo de apoyo se logra obtener un gran desplazamiento horizontal y al mismo tiempo una alta rigidez vertical. Por elastómero se entiende materiales similares al caucho natural, entre los que generalmente se emplea el cloropreno, mejor conocido como neopreno, y su comportamiento histerético es considerado como lineal. Este tipo de aisladores pueden conferirle a la estructura un amortiguamiento hasta del 16% cuando se adicionan aditivos especiales durante su fabricación.

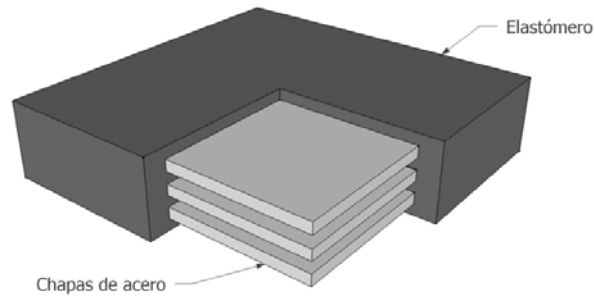


Figura 4. 1 Composición interna de los apoyos de neopreno (www.cymper.com)

Dentro de las principales funciones que desempeñan este tipo de apoyos es que permiten que la estructura presente movimiento en ambas direcciones a la vez, así como giro en sus tres direcciones: Además de que su capacidad de recentrado es alta; también cuentan con una gran capacidad ante cargas verticales y además resisten cargas horizontales de corta duración.

Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, pero adicionalmente cuentan con un núcleo de plomo que aumenta su capacidad de amortiguamiento. El amortiguamiento que se logra al incluir del núcleo de plomo es mayor al 20% llegando a alcanzar valores de hasta 30%. Tanto estos dispositivos como los apoyos de neopreno son fabricados a medida para cada proyecto, de acuerdo con la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida.

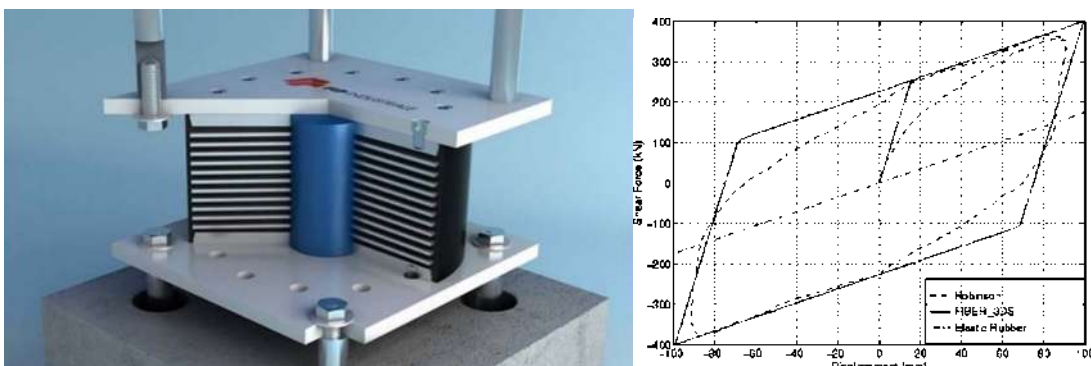


Figura 4. 2 Composición interna de los apoyos LRB y su modelo de comportamiento histerético (www.sismica.cl)

El núcleo de plomo con el que cuentan este tipo de apoyos presenta una rigidez inicial muy alta a cortante, que proporciona una rigidez adecuada bajo las cargas de servicio, y debido a que posee un valor bajo de fluencia por cortante y a su alta resistencia a la fatiga, permite que ante cargas altas (sismo) trabaje en su intervalo plástico, disipando energía. Este tipo de apoyos tienen un comportamiento histerético muy estable, similar a un sólido elastoplástico, como se muestra en la Figura 4. 2.

Barras de plomo. Las barras de plomo son un sistema de restricción de desplazamientos y de disipación de energía propuesto en la UMSNH (Jara, et al., 2006), que consiste en colocar barras de este material o de acero colocadas entre el diafragma transversal y el cabezal de las pilas y los estribos. Estas barras contribuyen a disipar la energía de los sismos y sirven también como reductores de desplazamiento. Se propone la combinación de las barras con apoyos de neopreno, para contribuir a la resistencia de las cargas verticales, brindarle flexibilidad horizontal y además proporcionar características de recentrado. Como se menciona, estas barras también contribuyen a limitar los desplazamientos excesivos y es una solución económica y efectiva en la disipación sísmica.

Al ser barras de plomo, tal como se describe en los apoyos LRB, se obtienen múltiples ventajas de su uso como disipador, estas son:

- Comportamiento histerético muy estable
- Se comporta como un sólido elastoplástico
- Esfuerzo de fluencia a cortante relativamente bajo
- Alta rigidez inicial (elástica)
- Gran resistencia a la fatiga

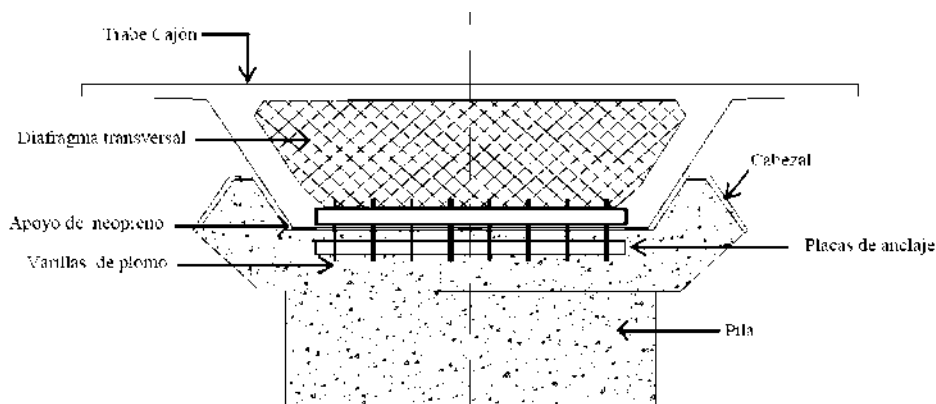


Figura 4. 3 Ubicación de las barras de plomo (Jara, et al., 2006)

Topes sísmicos y choque con los estribos. Los topes sísmicos son mecanismos de control de los desplazamientos transversales del puente, estos dispositivos trabajan como una ménsula (cortante) y controlan las distorsiones excesivas de los apoyos y el desalineamiento del puente. Este tipo de apoyos se caracteriza por la no linealidad de contacto (ver Figura 4. 4), en otras palabras, los topes trabajan hasta que el puente entra en contacto con ellos debido a los desplazamientos transversales del tablero, esto mismo sucede en la dirección longitudinal solo que el choque se produce en los estribos y en juntas intermedias.

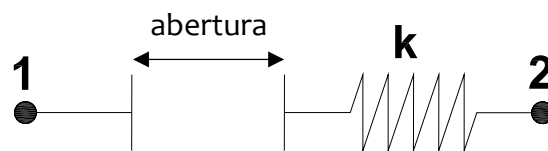


Figura 4. 4 Representación del funcionamiento de los topes sísmicos

El numero 1 corresponde al tablero y el 2 al tope, cuando la superestructura del puente hace contacto con el tope con rigidez k , este comienza a trabajar impidiendo los desplazamientos del tablero con respecto a los de las pilas. Al invertirse el movimiento el tope se despega del tablero y la rigidez se anula. La abertura es definida por el ingeniero encargado del diseño.

Balanceo de cimentación. Una alternativa para disminuir la demanda sísmica en estructuras es mediante la rotación de la cimentación. Las características de distribución de masa, geometría y tipo de cimentación de los puentes hacen atractiva esta alternativa para mejorar su respuesta sísmica, cuyo inconveniente es el incremento en los desplazamientos. Para asegurar la suficiente longitud de apoyo de la cimentación en el terreno, se recomienda colocar bloques de apoyo capaces de transmitir los elementos mecánicos adecuadamente al terreno, como se ilustra en la Figura 4. 5.

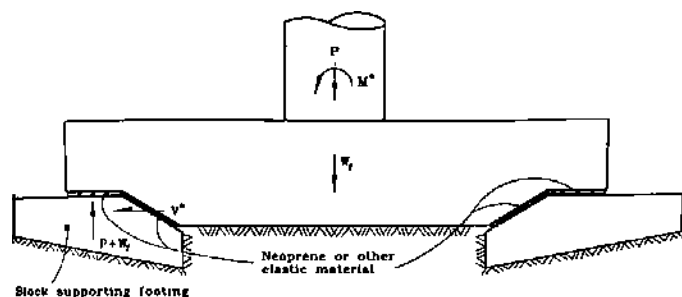


Figura 4. 5 Representación esquemática del balanceo de la cimentación (Priestley, et al., 1996)

La rotación puede permitirse en el nivel de desplante de la cimentación, o a cierta altura de la pila, como en el famoso caso del viaducto Rangitikei en Nueva Zelanda (Skinner, et al., 1993), que ha mostrado un buen comportamiento durante los eventos sísmicos a los que ha estado sujeto. El balanceo de la cimentación es similar al concepto en el que se basa el péndulo de fricción, con una respuesta rígido-plástica y una fuerza de recentrado que se origina en las cargas gravitacionales. El periodo de vibración del sistema se modifica con la rotación de la cimentación y se amplifica con la amplitud del movimiento.

4.1 MODELOS DE ESTUDIO

Con el objetivo de evaluar el comportamiento dinámico ante la presencia de diferentes tipos de apoyos, se tomó el puente monolítico como base de comparación, por lo que a dicho modelo se le colocaron diferentes apoyos; estos fueron: apoyos laminados con núcleo de plomo, apoyos de neopreno, barras de plomo, topes sísmicos y balanceo de la cimentación. A continuación, se presenta una breve descripción de dichos modelos.

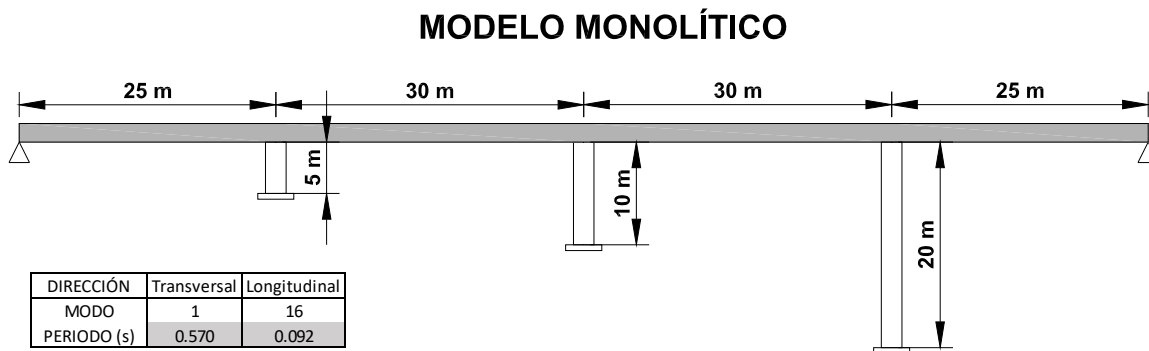


Figura 4. 6 Modelo M

Este modelo representa el puente prototipo a partir del cual se hacen las comparaciones con el resto de los modelos. El puente se sometió a registros incrementales en la dirección transversal y longitudinal del puente. La estructura cuenta con 3 pilas de diferentes alturas, de 5, 10 y 20 m, y la configuración del tablero es una sección cajón continua a lo largo del puente. Los estribos en este caso son considerados como fijos y la conexión entre las pilas y el tablero es monolítica.

MODELO CON APOYOS LRB

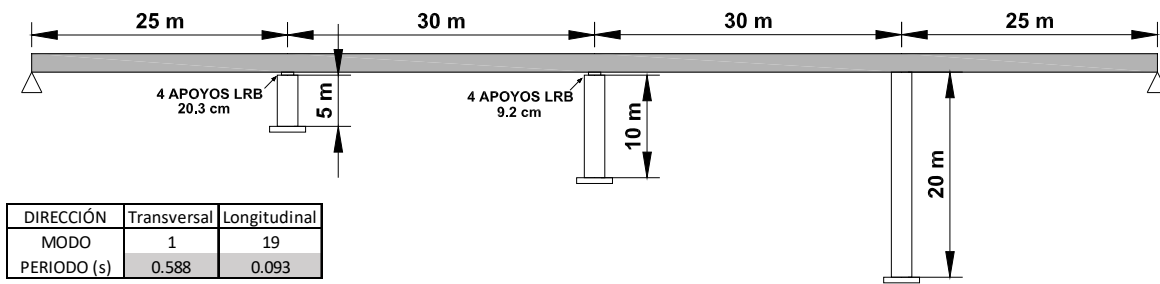


Figura 4. 7 Modelo LRB

Después de estudiar distintas alternativas para la mejor colocación de apoyos laminados con núcleo de plomo (LRB), se decidió colocar aisladores en las pilas 2 y 3, con el objetivo de disminuir la demanda en dichas pilas y reducir el daño en la pila con mayor rigidez. Se mantuvieron los estribos fijos, para de esta forma limitar los desplazamientos de las pilas y ayudar a reducir el daño en los elementos. La pila 4 se mantuvo monolítica debido a sus características geométricas que le brindan una flexibilidad muy alta. El espesor de los apoyos de neopreno en la pila 2 es de 20.5 cm, y el de la pila 3 de 9.2 cm. La diferencia de espesor se eligió para uniformizar las fuerzas en las pilas.

MODELO CON APOYOS LRB Y TOPES

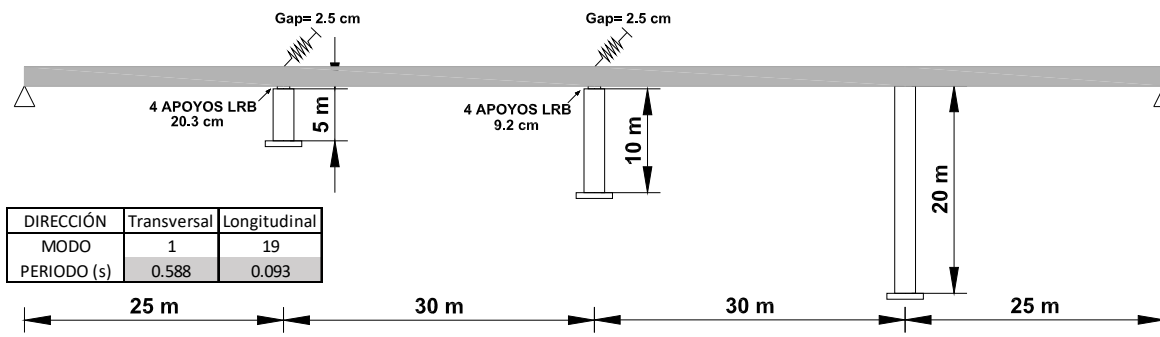


Figura 4. 8 Modelo LRBTS

En este modelo se incorporaron tanto los apoyos laminados con núcleo de plomo como topes sísmicos transversales en las mismas pilas que en el modelo anterior. Esto se hizo para controlar los desplazamientos del tablero con respecto al de las pilas, y disminuir el daño en el aislador, la distancia a la que están colocados los topes sísmicos de la pared vertical del cajón es de 2.5 cm. El espesor de los apoyos se mantiene igual que en el puente anterior.

MODELO CON APOYOS LRB Y BARRAS DE PLOMO DE 1"

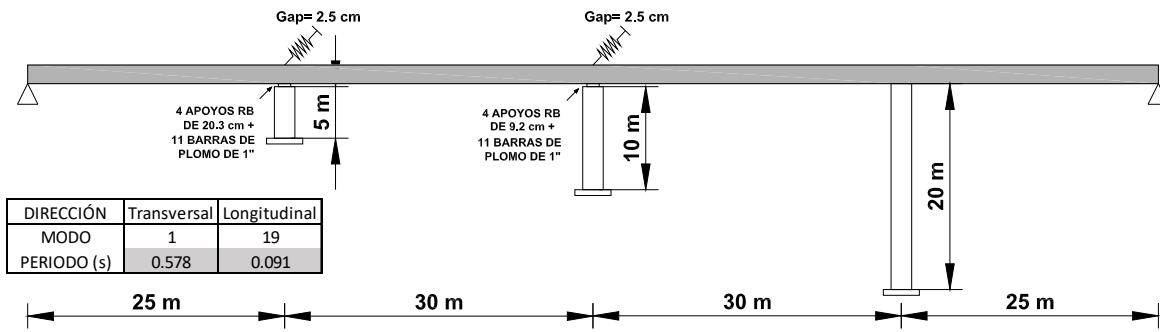


Figura 4. 9 Modelo LRBPB

En este modelo se utilizaron también apoyos laminados con núcleo de plomo, pero a diferencia de los casos anteriores, se agregaron barras de plomo con el objetivo de disipar energía resultado de la acción sísmica. Con ello se busca mejorar la respuesta de la estructura y observar que ocurre con el puente en caso de incorporar este sistema de protección y como afecta el tipo de registro al que se está sometiendo. En la conexión entre el tablero y las pilas 2 y 3, que son las cuentan con los apoyos LRB, se colocaron 11 barras de plomo con un diámetro de 1”.

MODELO CON APOYOS DE NEOPRENO

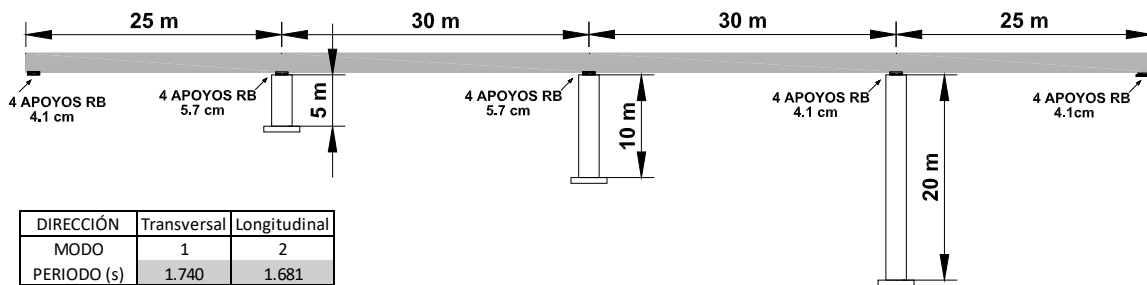


Figura 4. 10 Modelo NEO

En este modelo se colocaron en la conexión de las pilas con el tablero y el estribo con el tablero apoyos laminados, cuatro en cada pila y cuatro en cada estribo. Los espesores de los estribos son los siguientes: en los estribos y en la pila de mayor longitud se colocaron apoyos de 4.1 cm de altura y en las dos pilas restantes se colocaron apoyos de 5.7 cm de altura. Las dimensiones en planta de todos los apoyos son de 30 x 30 cm. No se colocaron topes ni ningún otro tipo de restricción transversal ni longitudinal

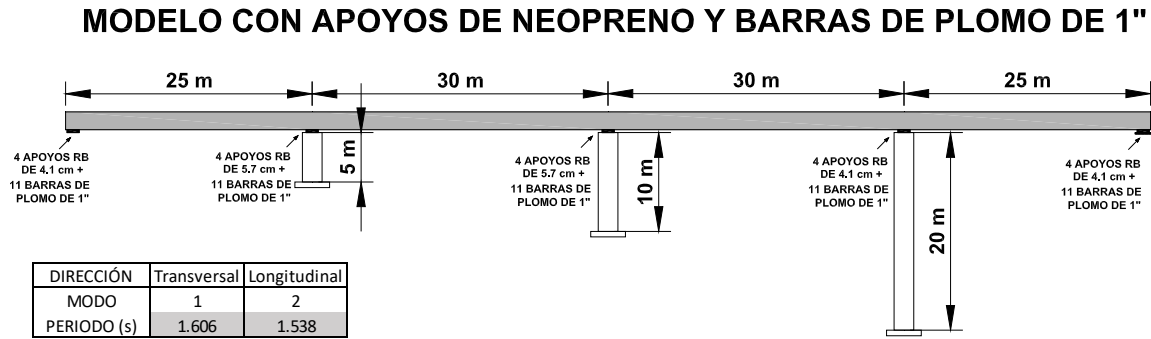


Figura 4. 11 Modelo NPB

Para este modelo, los apoyos de neopreno del modelo anterior se mantuvieron iguales y además se le colocaron 11 barras de plomo de 1” en todas las conexiones (pilas y estribo). En este caso el tablero se desplaza libremente tanto en la dirección transversal como longitudinal pues no se colocaron topes.

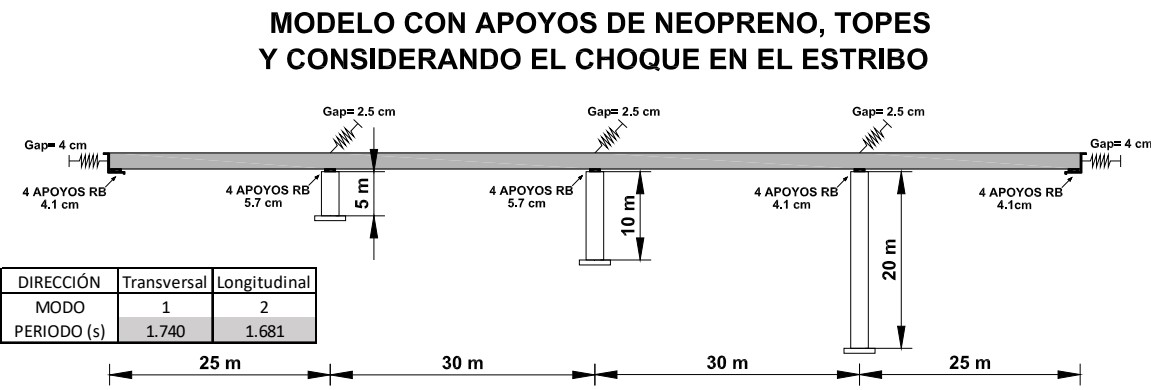


Figura 4. 12 Modelo NTS

En este modelo se consideraron nuevamente los apoyos de neopreno, pero ahora se le colocaron topes sísmicos con una separación entre el tope y el cajón de 2.5 cm, estos fueron colocados tanto en las pilas como en los estribos para el análisis transversal y para el análisis longitudinal. Se consideró el choque que se produce entre el tablero y el estribo con una separación entre ellos de 4 cm. Se supone que el suelo es firme y no ocurre deslizamiento o giro del estribo.

MODELO CON APOYOS DE NEOPRENO, BARRAS DE PLOMO, TOPES Y CONSIDERANDO EL CHOQUE EN EL ESTRIBO

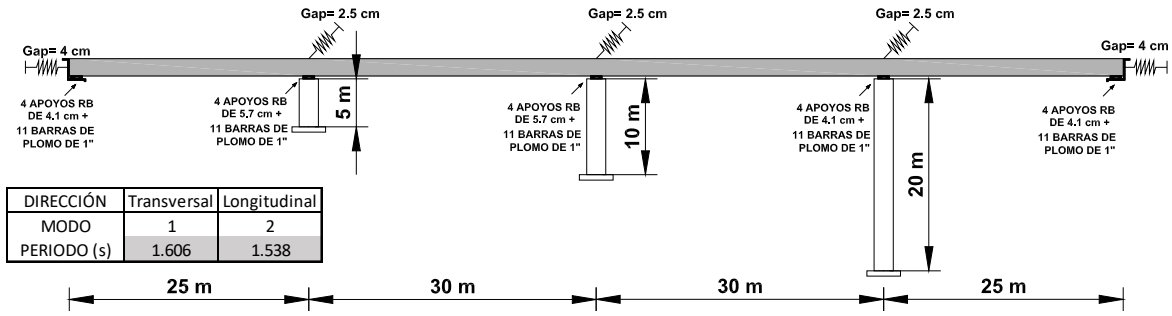


Figura 4. 13 Modelo NPBE

A este modelo se consideraron de nuevo los apoyos de neopreno y las barras de plomo tanto en las pilas como en los estribos, los efectos de los topes sísmicos y el choque en los estribos del puente. Las alturas de los apoyos de neopreno, el número de éstos, las barras de plomo y las distancias de los topes sísmicos, se consideraron iguales a los modelos descritos anteriormente. Nuevamente se considera que el suelo es firme y no ocurre deslizamiento o giro del estribo.

MODELO CON BALANCEO DE LA CIMENTACIÓN

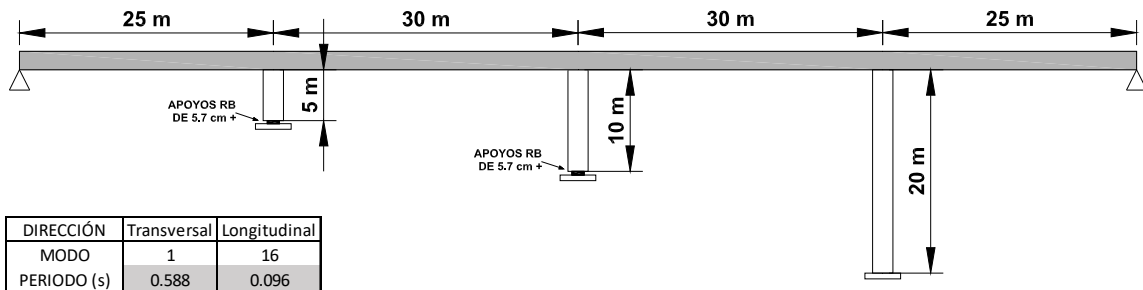


Figura 4. 14 Modelo BC

Por último, en este modelo se colocaron 8 apoyos de neopreno de 50 x 50 cm alrededor de la zapata de cimentación de las pilas 2 y 3 del puente, y en el centro de la zapata se colocó un apoyo fijo para que parte de la fuerza axial descargue directamente sobre el terreno y no sobre los apoyos. Las zapatas fueron modeladas como una parrilla con elementos tipo barra, a los cuales se le modificaron sus propiedades de inercia y área para que el comportamiento sea lo más cercano posible al de la condición real del puente (ver Figura 4. 15).

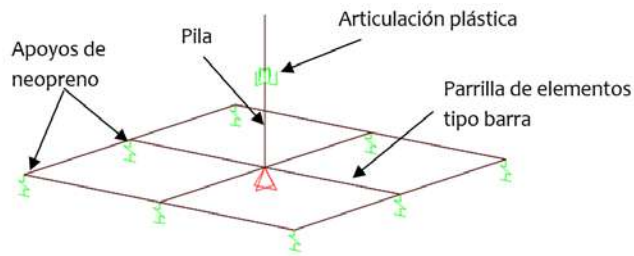


Figura 4. 15 Modelo de la zapata de las pilas 2 y 3

Al colocar los apoyos de neopreno, se permite que la pila gire con el objetivo de evitar la formación de la articulación plástica en la base de las pilas, aumentando la capacidad de la estructura.

4.2. ANÁLISIS TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL PUENTE MONOLÍTICO (M)

En las siguientes figuras, se muestran las curvas dinámicas de capacidad obtenidas a partir del análisis dinámico incremental del puente irregular en la dirección transversa. En la figura del lado izquierdo se graficó la curvatura contra la pseudoaceleración espectral (S_a) y en la del lado derecho se graficó el valor de la aceleración máxima (PGA) contra la curvatura; ambas con los registros de la Unión, Manzanillo, Caleta de Campos, y adicionalmente se trabajó con el registro de la SCT que, a diferencia de los anteriores, no es un registro en suelo firme.

En las gráficas siguientes se muestra el comportamiento de la pila 2, que fue la que sufrió mayor daño, con cada uno de los registros considerados. En ambas gráficas se puede observar que el comportamiento más desfavorable se produce con el registro de la SCT, seguido por el de la Unión, Caleta de Campos y por último la curva correspondiente al registro de Manzanillo. Para este mismo caso se graficaron las curvas dinámicas del puente, pero ahora utilizando los valores de S_a asociados con el periodo fundamental del puente en la dirección considerada. Al hacer esto, se observó que dichas curvas diferían entre sí, lo cual se puede ver con claridad en la Figura 4. 16.

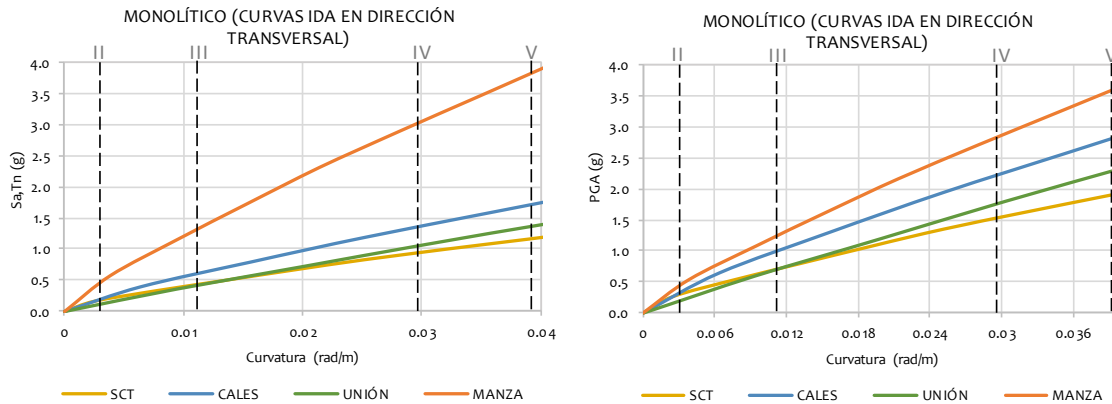


Figura 4. 16 Curvas dinámicas de capacidad del modelo M con Sa y PGA en la dirección transversal

Las curvas en las que se utilizó Sa muestran un comportamiento más desfavorable que aquellas en las que se utilizó el valor de PGA como medida de la intensidad. Una muestra de esto es que, en la curva de Caleta de Campos, para llegar al nivel de daño III (que es la pérdida del recubrimiento) se requiere un valor de Sa aproximadamente igual 0.65g, en cambio, para este mismo nivel de daño se requiere un PGA de 1g. Por otro lado, también es importante tener en cuenta que no siempre se obtienen resultados menos favorables con el uso de Sa, tal es el caso de Manzanillo, ya que sus valores de Sa asociados con el periodo dominante en la dirección transversal son ligeramente menores que los obtenidos al utilizar los valores de PGA.

Estas diferencias se deben a que el valor de PGA es únicamente un dato tomado de todo el registro, que únicamente depende del factor de escala con el que se esté trabajando y no toma en cuenta ni el contenido de frecuencias ni el efecto que produce en la estructura, y aunque da información de la intensidad del registro, no brinda más detalles de la demanda y por lo tanto los resultados se vuelven poco fiables, debido a esto en adelante se trabajará únicamente con los valores de Sa como medida de la intensidad.

De las curvas anteriores se aprecia que existe una variación muy grande en los resultados, incluso en aquellas curvas obtenidas al utilizar registros con características similares, un ejemplo de esto es si tomamos un valor dado de intensidad de Sa igual a 1g, para este valor en las diferentes curvas podemos ver que se producen daños muy diferentes, la curva correspondiente a Manzanillo apenas ha pasado su límite de fluencia, en cambio en los registros de la Unión y de la SCT este mismo valor de intensidad comienzan a producir la pérdida del recubrimiento, y esto a pesar de que son ambos registros de características muy diferente entre si.

A continuación, se presentan las curvas dinámicas obtenidas en la dirección longitudinal del puente, estas curvas se obtuvieron hasta el valor de intensidad en el que se alcanza la falla en la dirección transversal, debido a que esta resultó la dirección más desfavorable.

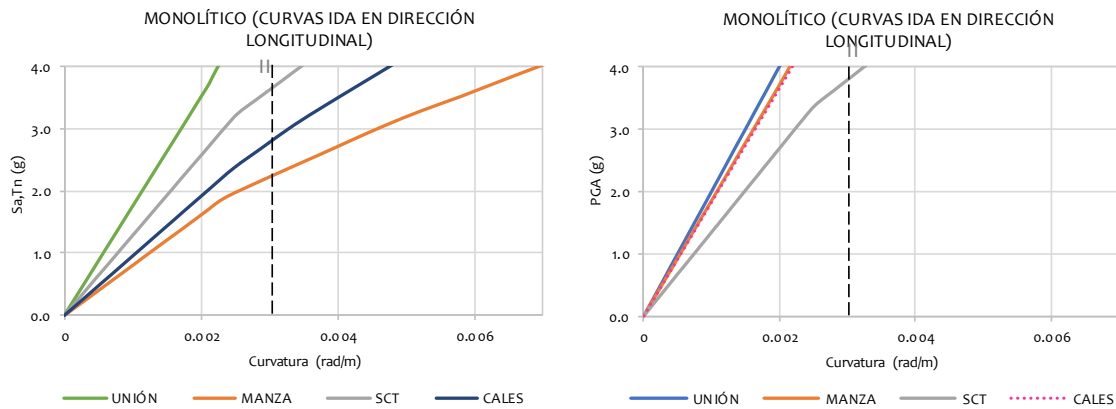


Figura 4. 17 Curvas dinámicas de capacidad del modelo M con Sa y PGA en la dirección longitudinal

Aquí se observa que, para valores de intensidad sísmica altos, por ejemplo, 3g, un valor que va más allá de la falla en la dirección transversal del puente, la rotación en las pilas es tan pequeña que ni siquiera sobrepasa la curvatura de fluencia con los registros de la Unión y la SCT. En estas dos gráficas también se aprecia que, a pesar de que los registros corresponden a zonas cercanas a la costa, las intensidades necesarias para producir distintos niveles de daño son muy distintas, tal es el caso del registro de Manzanillo que produce daño mucho mayor que en los demás casos, tanto transversal como longitudinalmente, provocando daño a niveles de intensidad más bajos. En la siguiente tabla se muestran los valores de Sa (g) que se registraron para cada uno de los niveles de daño en ambas direcciones, remarcando con un ovalo en color rojo, aquel registro que representa la condición más desfavorable para el puente.

Tabla 4. 1 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo M

Sa(g)	Dirección transversal				Dirección longitudinal	
	II	III	IV	V	Sa(g)	II
CALES	0.2	0.6	1.35	1.7		2.8
MANZANILLO	0.47	1.3	3	3.8		2.2
LA UNIÓN	0.12	0.45	1.05	1.35		4.6
SCT	0.2	0.45	0.95	1.15		3.6

Se observa que el registro más desfavorable en los primeros niveles de daño no permanece constante, y que, al pasar a valores de daño más altos, los valores de intensidad se van alejando cada vez más uno de otro, por otra parte, en el caso del análisis longitudinal solo se registraron los valores correspondientes al nivel de daño II ya que como se dijo anteriormente, las rotaciones no son muy altas para las intensidades esperadas en los puentes y que está por demás decir que, el puente ya ha fallado en la dirección transversal mucho antes que en la longitudinal. Si consideramos que los valores espectrales pico, alcanzan valores de $1g$, resulta que la Unión llega a producir niveles de daño IV y hasta V; Cales sólo provocaría pérdida de recubrimiento y Manzanillo sólo alcanzaría la fluencia. El sismo de frecuencias bajas y movimiento cuasi-armónico (SCT) puede provocar el colapso del puente. En dirección longitudinal no se presentaría daño alguno.

En este puente también se debe mencionar que es lo que está pasando con el resto de las pilas, por lo que a continuación se muestra una gráfica con las curvas correspondientes a cada una de ellas. La línea horizontal discontinua representa la intensidad a la que la primera articulación plástica sobrepasó el nivel de daño V, que es la condición de daño irreparable, y con la ayuda de ella se identifica el daño del resto de las articulaciones plásticas de cada una de las pilas (superior e inferior).

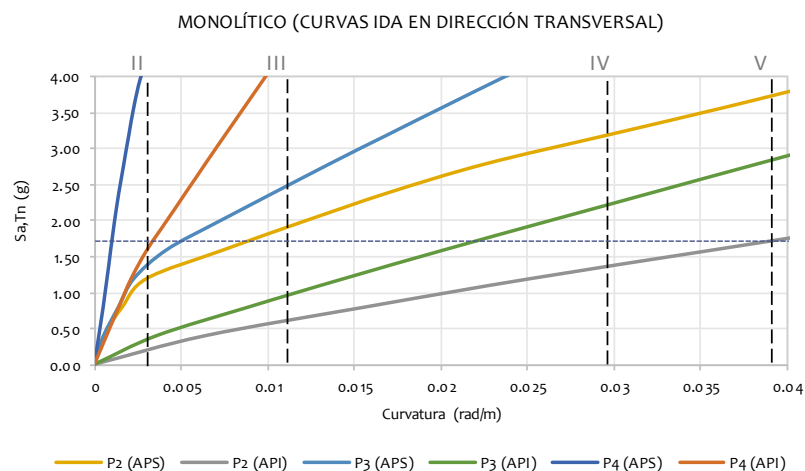


Figura 4. 18 Curvas IDA de las pilas del modelo M en la dirección transversal

En esta figura se ve que la pila con mayor daño es la pila 2, tanto en la parte inferior como en la superior, cuando la articulación plástica inferior de esta pila sobrepasa el nivel V, la parte superior de esta pila comienza a acercarse al nivel IV de daño correspondiente a la propagación de la pérdida de recubrimiento a lo largo de toda la columna. La pila central a este nivel de intensidad ($1.7g$) ya ha pasado el nivel de

fluencia en ambas articulaciones y se acerca al nivel de daño III, en cuanto a la pila 4, ésta apenas ha sobrepasado el límite de fluencia en la base, manteniéndose en el intervalo lineal en la parte superior. De la figura anterior se observa que la propagación del daño de la estructura está relacionada con su distribución de la rigidez, esto es que la pila más flexible fue la que menos daño experimentó, la pila central de rigidez intermedia sufrió daño moderado y la pila más corta, que es la más rígida, fue la de mayor daño, esta pila es también la que falla provocando el colapso de la estructura.

En la siguiente figura se muestra el puente en suposición final al momento en que se alcanza el nivel V, en una vista en diagonal del puente, aquí se ve la deformación que experimentan las pilas y el tablero en conjunto al momento de la falla.

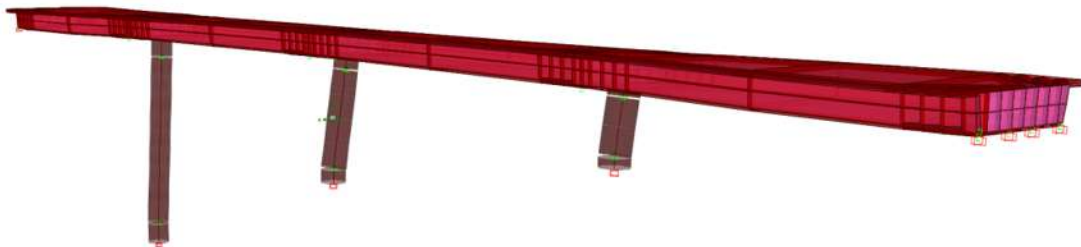


Figura 4.19 Configuración deformada del modelo M generada con el programa SAP2000

También es importante saber lo que le pasa al tablero del puente, por lo que en la siguiente figura se muestran los desplazamientos medidos en su parte superior. Se observa que el tablero presenta una forma semi-parabólica al momento en que la falla tiene lugar, en la que los desplazamientos de mayor magnitud son los correspondientes a los de la pila central, los desplazamientos registrados de las pilas 2 y 4 son muy cercanos entre sí. Sin embargo, los correspondientes a la pila 4 son ligeramente mayores que los de la pila 2.

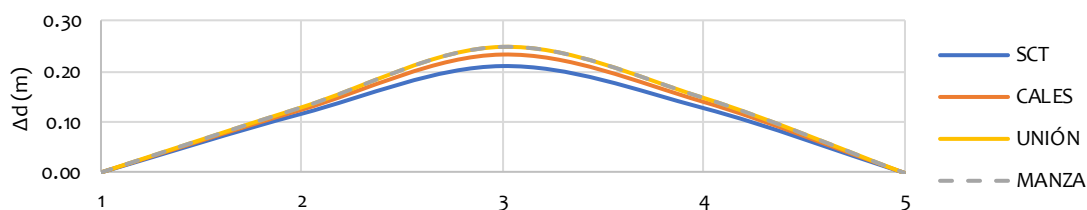


Figura 4.20 Desplazamientos máximos del tablero del modelo M

Se aprecia que los desplazamientos del tablero son muy parecidos en todos los casos, la diferencia de valores es de 3 a 5 cm, y la diferencia más grande se genera en el centro del puente, que es donde los desplazamientos de mayor magnitud tienen lugar. La siguiente figura corresponde al tablero deformado del puente visto en planta, esta figura fue obtenida del modelo de estudio una vez que se llevaron a cabo los análisis no lineales

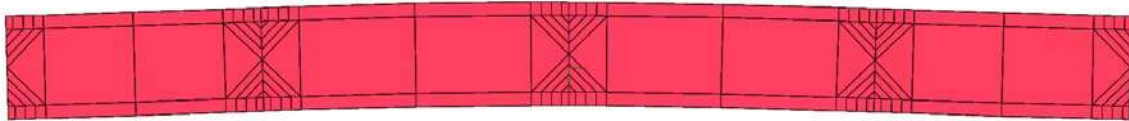


Figura 4. 21 Vista en planta del modelo M en su máximo nivel de daño

Por último, se graficaron los desplazamientos relativos de cada una de las pilas (ver Figura 4. 22) se observa que la pila con el valor más alto de deriva es la pila corta seguida de la pila central, estos valores son ligeramente parecidos, por otra parte, la pila la más alta es la que mostro los valores de deriva más bajos. Las respuestas de las pilas con todos los registros dan resultados muy parecidos en este para este puente.

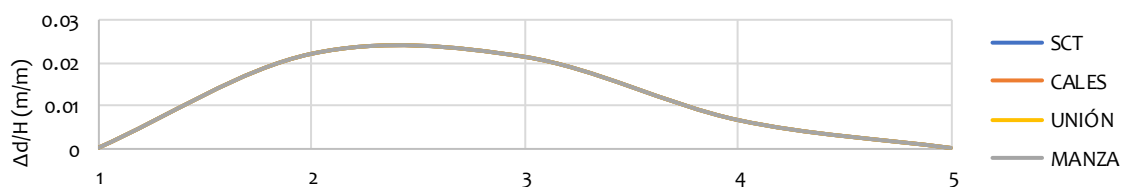


Figura 4. 22 Desplazamientos relativos de las pilas para nivel de daño V del modelo M

4.3. ANÁLISIS TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL PUENTE CON APOYOS TIPO LRB (LRB)

Ahora se presentan los resultados del puente con apoyos laminados de neopreno con núcleo de plomo (LRB). Este modelo a su vez se dividió en tres modelos diferentes para los cuales se consideraron las siguientes variantes:

1. Modelo con apoyos LRB (dirección longitudinal y transversal)
2. Modelo con apoyos LRB y topes sísmicos (dirección transversal)
3. Modelo con apoyos LRB y barras de plomo (dirección transversal)

A continuación, se presentan las curvas de comportamiento de los puentes con apoyos LRB comparadas con las curvas del modelo original, ambas analizadas en la dirección transversal. Las líneas continuas representan la respuesta del modelo con apoyos LRB y las líneas discontinuas son las correspondientes al modelo monolítico.

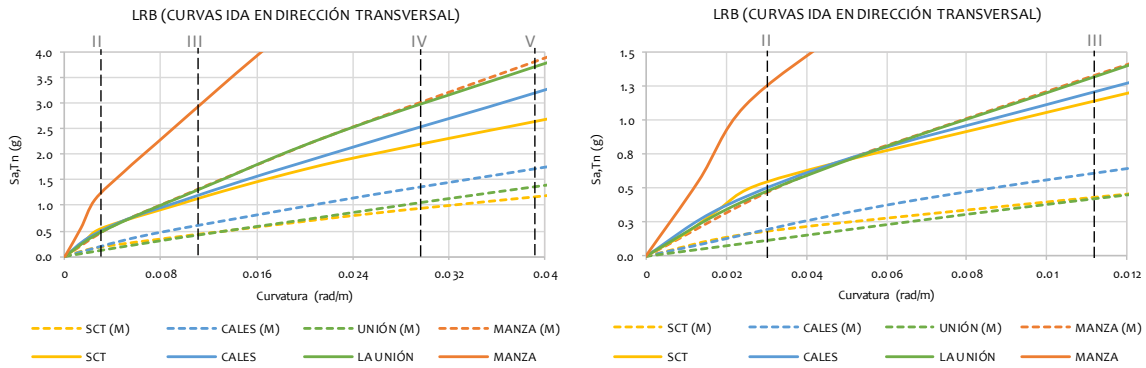


Figura 4. 23 Comparación de las curvas dinámicas del modelo M y LRB en la dirección transversal

En estas graficas se observa que al colocar apoyos LRB al puente, éste mejora de forma muy importante su respuesta sísmica, incluso para el registro de la SCT. Al colocar los apoyos LRB, la fuerza cortante que toma la pila 2 se reduce a casi una tercera parte de la fuerza cortante en la misma pila del puente monolítico. Este tipo de apoyos también ayudan a mejorar la distribución de la rigidez del puente en general, haciendo esto se consigue que las pilas más flexibles, como la pila 4 del puente en estudio, contribuyan a resistir la fuerza de inercia transversal y con ello se reduce el daño de las pilas más críticas.

Como ya se mencionó en el capítulo 3, a la pila de mayor longitud no se le colocaron apoyos LRB debido a que su rigidez ya es muy baja, en comparación del resto de las pilas, y lo que se pretende con estos apoyos, además de disminuir el daño, es de homogeneizar las rigideces de todos los apoyos.

En las figuras siguientes se muestran solamente las pilas con apoyos LRB (pilas cortas), en ellas se ve que, para los registros de la Unión, Caleta de Campos y SCT, la intensidad necesaria para producir los niveles de daño I y II es muy semejante, pero para alcanzar niveles de daño más severo, el registro de la SCT requiere un menor incremento de la intensidad. Por otra parte, la respuesta de este modelo considerando el registro de Manzanillo es mucho más favorable que con el resto de los registros, en términos de S_a , pero al compararlos con la respuesta del puente original, el registro que presenta la máxima mejora en términos relativos se produce con el registro de la Unión. Otro de

los puntos importantes que se observan en estas gráficas es que, a pesar de estar trabajando con un registro de suelo blando, la respuesta del puente con los apoyos LRB también presentan una reducción importante del daño para una misma intensidad sísmica, en comparación con el puente monolítico. Estos resultados se deben a que a pesar de haber sido colocados los apoyos LRB, el periodo fundamental del puente no se modificó en forma significativa, y por lo tanto las pseudoaceleraciones espectrales tampoco sufrieron modificaciones grandes. Este resultado muestra que aún en registros con contenidos de frecuencia bajos, se puede buscar una distribución adecuada de los apoyos LRB en puentes irregulares, para mejorar su desempeño, a través de una adecuada modificación de las rigideces que permita uniformizar los desplazamientos de cada pila, mejorando así el comportamiento en general del puente.

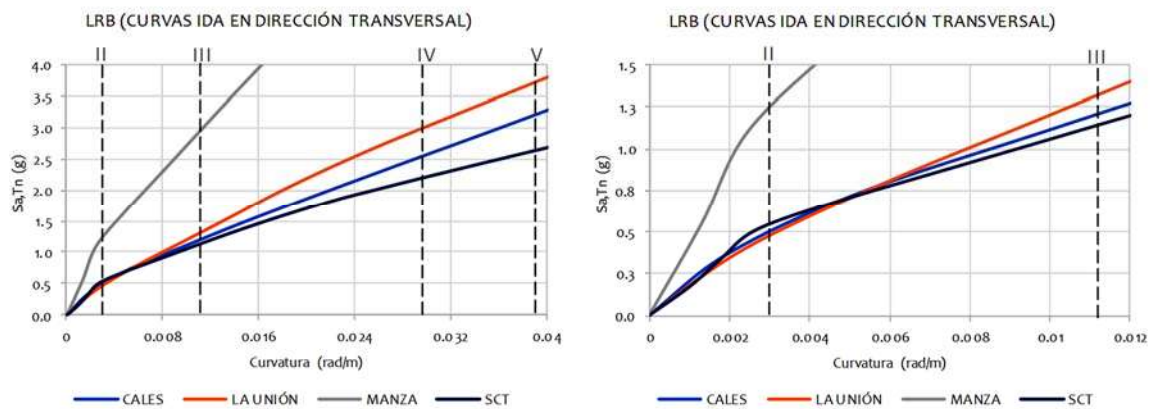


Figura 4. 24 Curvas dinámicas de capacidad modelo LRB en la dirección transversal

En la siguiente tabla se muestran los valores de intensidad sísmica necesarios para producir distintos niveles de daño, obtenidos a partir de las curvas dinámicas de capacidad para los distintos tipos de registros.

Tabla 4. 2 aiores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo LRB en la dirección transversal

Sa(g)	II	III	IV	V
CALES	0.51	1.21	2.55	3.20
MANZANILLO	1.25	2.95	6.41	8.10
LA UNIÓN	0.48	1.32	2.98	3.72
SCT	0.55	1.15	2.21	2.65

Se observa que para alcanzar la fluencia en las varillas de las pilas (Nivel II), los registros de Cales, La Unión y SCT, la pseudo aceleración espectral es del orden del 50% de la gravedad, lo cual se produce en sismos que se producen ocasionalmente en la zona de subducción del país. Con el registro de Manzanillo se requieren intensidades espectrales de más de una vez la gravedad, para producir el mismo nivel de daño, lo cual se produce en sismos pocos frecuentes en el país. Para generar la pérdida de recubrimiento en las columnas (Nivel III), se requieren aceleraciones ligeramente superiores a la gravedad. En el caso de la SCT 1.15 g es el valor de intensidad espectral necesario para alcanzar este nivel de daño. Este valor es ligeramente superior al gran sismo que se presentó durante septiembre de 1985 en la ciudad de México. Con los otros registros, la intensidad requerida para el inicio de la pérdida de recubrimiento es aún mayor. Para producir una pérdida de recubrimiento generalizada (Nivel de daño IV) o la degradación de la resistencia (Nivel de daño V), nuevamente el caso más desfavorable es el del registro de la SCT, valores de S_a marcados con color rojo, seguido por el registro de Caleta de Campos marcado en color verde.

Al observar estos resultados se puede constatar que una adecuada distribución de los apoyos LRB en un puente irregular, el comportamiento del puente se ve beneficiado para los cuatro tipos de registro considerados, ya que se necesitan intensidades mayores a las que se necesitan en el puente original, para que se produzcan en la estructura daños importantes o irreparables. En el puente con apoyos LRB se logran soportar intensidades sísmicas muy elevadas (por ejemplo, intensidades mayores a 2g) para un daño severo o más aún para producir el colapso de la estructura.

En cuanto a la respuesta en la dirección longitudinal de este modelo, podemos ver en la siguiente figura que, al comparar las curvas dinámicas de ambos modelos, el comportamiento en el puente monolítico es mucho más favorable que en el modelo con los apoyos LRB. Esta diferencia se debe a que, al ser monolítico, al tener estribos muy rígidos que no permiten desplazamientos del tablero, y que el tablero del puente no se comprime, se evita que las pilas se muevan, por ello las rotaciones en el modelo monolítico apenas sobrepasan los límites de fluencia, mientras que en el modelo con apoyos LRB se presentan mayores rotaciones en todas las pilas.

A pesar de incrementarse la rotación en este modelo, cuando se alcanza la falla en la dirección transversal, en la dirección longitudinal tan solo se ha sobrepasado el límite de fluencia de las pilas a excepción del modelo con el registro de Manzanillo que sobrepasa el nivel III en la pila más desfavorable para esta dirección.

Tabla 4. 3 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo LRB en la dirección longitudinal

Valores de Sa, en dirección longitudinal

Sa(g)	II	III
CALES	2.15	4.90
MANZANILLO	1.49	4.20
LA UNIÓN	1.95	5.90
SCT	2.70	4.55

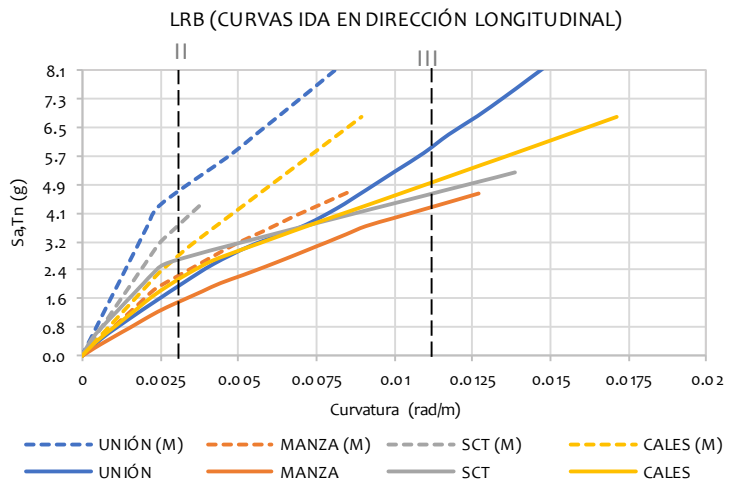


Figura 4. 25 Comparación de las curvas dinámicas del modelo M y LRB en la dirección longitudinal

En la siguiente figura se muestran las curvas dinámicas de capacidad, considerando como medida del daño, la curvatura de cada una de las pilas del puente. La articulación plástica en la base de la columna se identifica como API, y la del extremo superior como APS. Se presenta únicamente el registro de Caleta de Campos, ya que el resto de los registros muestran un comportamiento muy similar.

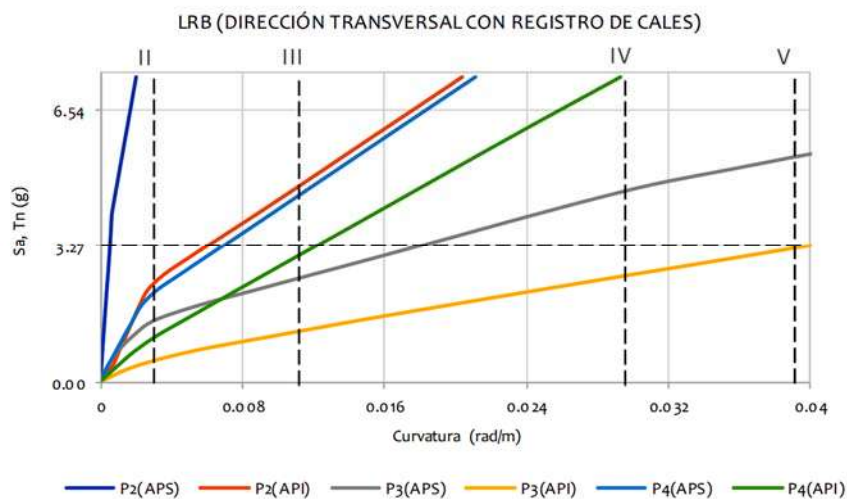


Figura 4. 26 Curvas IDA de las pilas del modelo LRB en la dirección transversal

Aquí vemos que la pila que mayor daño sufre es la pila 3 en su articulación plástica inferior, también se aprecia que la articulación plástica superior de esta misma pila alcanza el nivel de daño III, antes que las articulaciones plásticas de las otras columnas. En el puente original la pila 2 es la que experimenta una mayor demanda sísmica, sin embargo, debido a la colocación de los apoyos, se ve claramente que esta descarga parte de la fuerza cortante hacia la pila 3, y genera que el comportamiento del resto de las pilas también cambie. Cuando la pila 3 llega a su máxima curvatura permisible, la pila 2 y la pila 4 experimentan poco daño (de II a III). Uno de los objetivos de colocar los apoyos LRB era el de proteger la pila 2, y se aprecia que dicho objetivo se cumplió con éxito, aunque esto significó un mayor daño para la pila 4.

En la siguiente figura se muestran las pilas del puente en su condición deformada última, aquí se ve que con mayor claridad que ahora la pila con mayores rotaciones es la pila 3, seguida de la 4 y hasta el final la pila 2. Estos resultados permiten pensar que puede lograrse una mejor distribución de la fuerza en las pilas, para alcanzar la falla casi en forma simultánea.

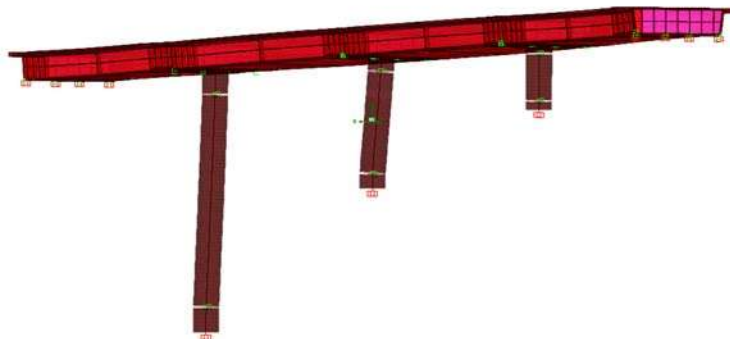


Figura 4. 27 Configuración deformada del modelo LRB generada con el programa SAP2000

Al colocar los apoyos LRB también se tiene que tomar en cuenta la distorsión angular (γ) del apoyo, ya que la integridad de la pila y del puente también se vería comprometida si los apoyos fallan. Por lo tanto, en las siguientes figuras se muestran los valores de las distorsiones angulares en ambos apoyos. En el eje de las abscisas se muestra el valor de S_a y en eje de las ordenadas se muestra el valor de γ .

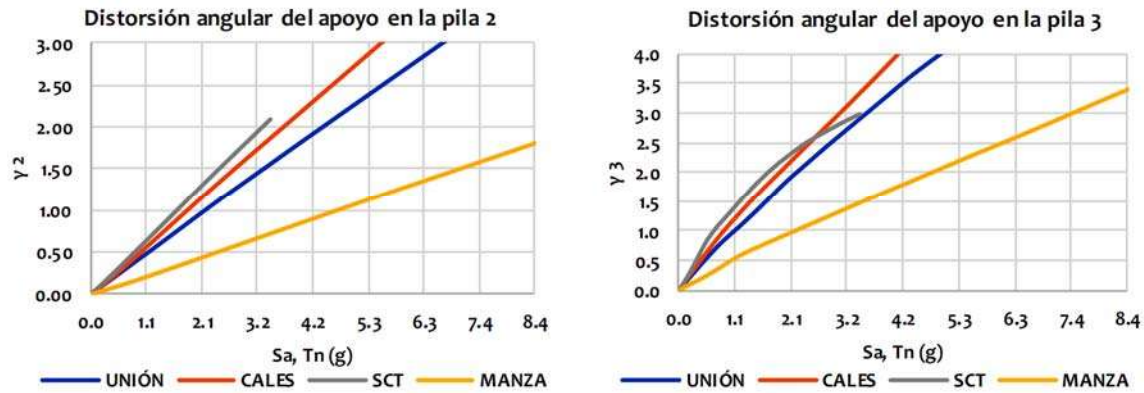


Figura 4. 28 Distorsión angular de los apoyos LRB

De estas graficas se observa que el valor de γ es un valor que va incrementando conforme la intensidad del sismo crece, pero que este valor presenta un aumento no lineal, esto se ve con mayor claridad en el apoyo de la pila 3, para la gráfica obtenida con el registro de la SCT.

Si se acepta como máxima deformación tangencial en el apoyo $\gamma = 4.0$, se concluye que los apoyos de la pila 2 fallarían después de haberse producido el colapso del puente (ver Tabla 4. 2 alores de S_a asociados a los distintos niveles de daño del modelo LRB en la dirección transversal). Los apoyos de la pila 3 también fallarían después del colapso del puente, con excepción del registro de Manzanillo, que requiere intensidades superiores a 6.0 para los niveles de daño IV y V; sin embargo, los niveles de intensidad que se han observado en los sismos que se producen en la zona de subducción del país, son considerablemente menores.

Una de las razones por las que los valores de γ de la pila 3 son mayores que los de la pila 2, tiene que ver con la forma en la que el tablero se desplaza, tal y como se muestra en la siguiente figura. En esta grafica se ve que la configuración deformada del tablero presenta una forma semi-parabólica en la que los desplazamientos más grandes de presentan en el centro del claro, alcanzando valores desde 60cm hasta 68cm. A diferencia del puente monolítico, cuyo desplazamiento máximo es de 24 cm, el tablero en este modelo presenta desplazamientos hasta de 68cm para el caso de Manzanillo en el centro del tablero. Debe notarse que el incremento del desplazamiento del tablero se debe a la suma del desplazamiento de los apoyos LRB y el de la pila.

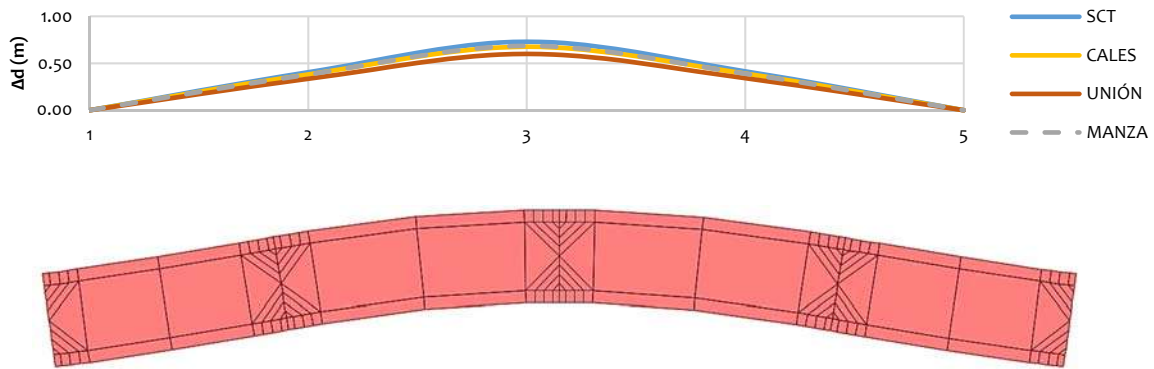


Figura 4. 29 Desplazamientos máximos del tablero y vista en planta del modelo LRB en su máximo nivel de daño

En cuanto a las deformaciones relativas o distorsiones de las columnas (Δ/H), se observa que a diferencia del caso monolítico las distorsiones en este modelo no solo son mayores, sino que también son completamente diferentes. Estas diferencias se deben al efecto que tiene el apoyo LRB en las pilas, en este caso la pila 2 es en la que más se nota este efecto. A diferencia del puente monolítico, ahora la pila con mayor deformación relativa es la pila central, que también resulta ser la más dañada (ver Figura 4. 30).

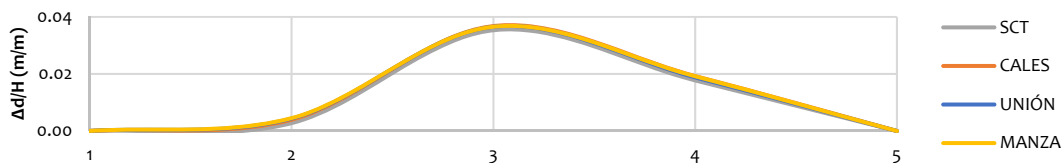


Figura 4. 30 Desplazamientos relativos de las pilas para nivel de daño V con el modelo del LRB

En la figura se observa que los las diferencias entre los desplazamientos relativos del puente con los diferentes tipos de registros son prácticamente iguales entre si.

4.3.1. Modelo con apoyos LRB y barras de plomo (LRBPB)

En este inciso se mostrará la influencia de las barras de plomo al combinarlas con los apoyos de neopreno. En la Figura 4. 31 se presentan las curvas dinámicas del modelo con apoyos LRB y barras de plomo, comparadas con la respuesta del modelo con apoyos LRB únicamente (figura de la izquierda), así como con la respuesta del puente monolítico (figura de la derecha). Las líneas continuas representan a las curvas

dinámicas de este puente y las líneas discontinuas representan las curvas dinámicas de capacidad correspondientes al puente monolítico y al puente con apoyos LRB.

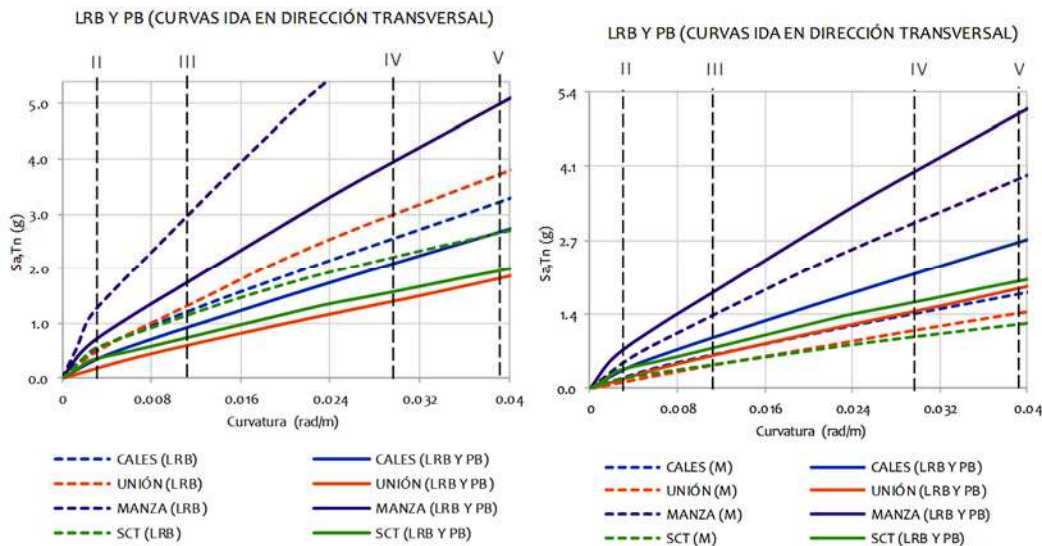


Figura 4. 31 Comparación de las curvas dinámicas del modelo M y LRB con el modelo LRBPB en la dirección transversal

Las curvas de la izquierda, que es la respuesta del puente LRBPB comparada con el puente LRB, se puede apreciar que el puente LRBPB nuevamente presenta una demanda de curvatura mayor para los mismos valores de S_a que el puente LRB. De las cuatro curvas dinámicas aquí presentadas, la que muestra menor daño para un determinado valor de S_a es la de Manzanillo, seguido por Caleta de Campos, la SCT y por último con el registro de la Unión.

Por otro lado, en la Figura 4. 31 del lado derecho, se aprecia que el modelo LRBPB mejora su comportamiento con todos los registros, ya que sus curvaturas disminuyen para cada uno de los valores de S_a . De las cuatro curvas, la que más se favoreció del uso de las barras de plomo (comparadas con el puente original) es la obtenida con el registro de Manzanillo, mientras que la que menos mejora presentó fue la del registro de la Unión.

En este modelo el comportamiento de las pilas varió en los diferentes registros, ya que, para los registros de Manzanillo y la Unión, la pila que llegó al colapso antes que las demás fue la pila 2 seguida de la pila central con daño severo (ver Figura 4. 32 y Figura 4. 33). La respuesta del puente en general para estos dos registros es muy similar.

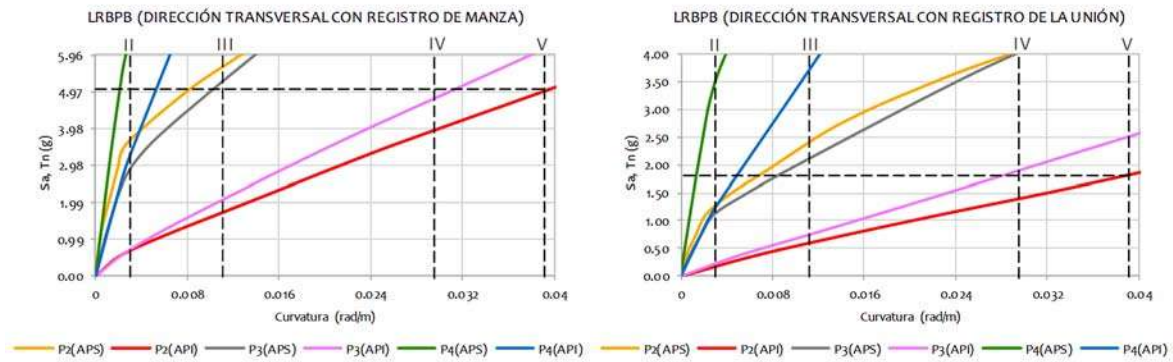


Figura 4. 32 Curvas IDA de las pilas del modelo LRBPB en la dirección transversal con los registros de Manzanillo y de la Unión

Utilizando el registro de la SCT, la pila que sufrió más daño fue la pila central, seguida de la pila corta con una diferencia muy pequeña entre ellas, físicamente, el colapso del puente se debe a la falla simultánea de ambas pilas. Por último, con el registro de Caleta de Campos, la pila que conduce al colapso del puente es la pila central. El comportamiento del puente con LRB utilizando el registro de Caleta de Campos es muy similar al de este puente al que se le agregaron barras de plomo. De los cuatro registros, estos dos fueron los que más cambiaron las respuestas del puente.

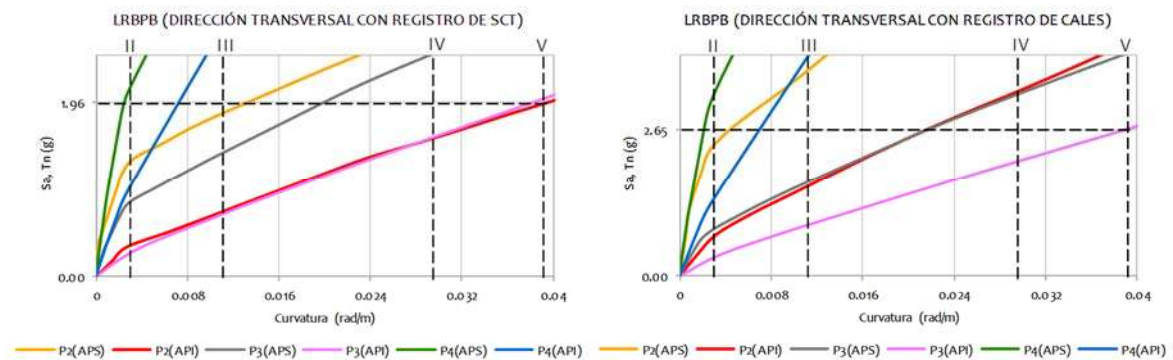


Figura 4. 33 Curvas IDA de las pilas del modelo LRBPB en la dirección transversal con los registros de SCT y de Caleta de Campos

A partir del análisis de estas figuras que representan el comportamiento del puente ante los distintos registros por separado, vemos que el uso de las barras de plomo afecta de forma muy diferente, cambiando las rigideces de las pilas nuevamente y que dependiendo del sismo con el que se esté trabajando estas reaccionan de forma distinta, debido a ello se debe considerar que el diámetro y el número de las barras, no sólo ayudan a disipar energía, sino que además afectan la distribución de la rigidez

lateral del puente. Otra característica de este modelo que se observó a través del análisis es que entre más cantidad de barras de plomo se coloquen, la respuesta del sistema se aproxima en menor o mayor medida a la respuesta del puente monolítico.

En la siguiente tabla se presentan los valores de intensidad asociados con cada uno de los niveles de daño en el puente, se presenta también la relación de las intensidades del puente LRBPB con el puente original. En ellas se observa que, en los primeros dos niveles de daño, es donde se presentan las mejoras más grandes de todo el modelo con barras. En el caso de los registros de periodo corto se aprecia que en niveles de daño IV y V, la diferencia entre los valores de S_a entre ambos modelos poco a poco va disminuyendo, cosa que no sucede para el registro de la SCT. En el registro de la SCT, el aumento en la intensidad no presenta tanta variación como los otros tres registros, siendo éste el que mejor respuesta brinda al llegar al nivel de colapso.

Tabla 4. 4 Valores de S_a asociados a los distintos niveles de daño del modelo LRBPB

Valores de S_a , en dirección transversal					Relación (S_{aLRBPB}/S_{aM})				
$S_a(g)$	II	III	IV	V		II	III	IV	V
CALES	0.34	0.96	2.10	2.65	CALES	1.70	1.60	1.56	1.56
MANZANILLO	0.70	1.76	3.93	4.97	MANZANILLO	1.49	1.35	1.31	1.31
LA UNIÓN	0.18	0.65	1.32	1.80	LA UNIÓN	1.50	1.44	1.26	1.33
SCT	0.36	0.75	1.54	1.96	SCT	1.80	1.67	1.62	1.70

Otra de las características que tienen las barras de plomo debido a su rigidez inicial y al ir colocadas ente las pilas y el tablero, es que ayudan a controlar los desplazamientos laterales del tablero por efecto del sismo al colocar los apoyo LRB, por lo que a continuación se muestran las distorsiones angulares de los apoyos, tanto en la pila 2 como en la 3 (Figura 4. 34).

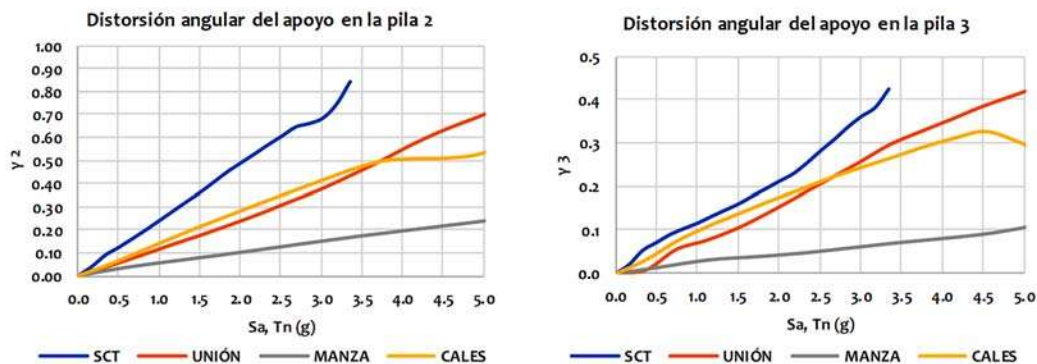


Figura 4. 34 Distorsión angular de los apoyos del modelo LRBPB en la dirección transversal

Se observa que, las formas de las curvas mostradas en las figuras anteriores son completamente diferente de aquellas resultantes en el modelo LRBTS. En comparación con el modelo anterior, las distorsiones obtenidas en este modelo son mayores, sin embargo, son distorsiones muy pequeñas que no generan la falla del puente. En la pila 2, estas distorsiones se encuentran entre 0.02 y 0.05 para los valores de S_a más grandes, y están por debajo de las distorsiones consideradas para el control del daño. Para la pila 3, los valores de γ son menores de 0.25, que es una distorsión en la que el apoyo no presenta daño. De acuerdo con esto, los apoyos se encuentran fuera de peligro al momento de la falla.

A continuación, se muestran las diferentes configuraciones que se presentaron con los modelos de LRB junto con la deformación del tablero del puente monolítico. El puente que presenta la deformación más grande es el puente LRB, alcanzando los 67.6cm, el puente LRBPB es el siguiente en orden descendente con una deformación de 31.4 cm, el puente LRBTS presento una deformación ligeramente menor de 28.4cm y por último se encuentra el puente monolítico con una deformación de 24.8cm. Se observa que la configuración deformada en todos los casos es muy parecida ya que, en todos los casos, el tablero sufre las deformaciones más grandes en la parte central.

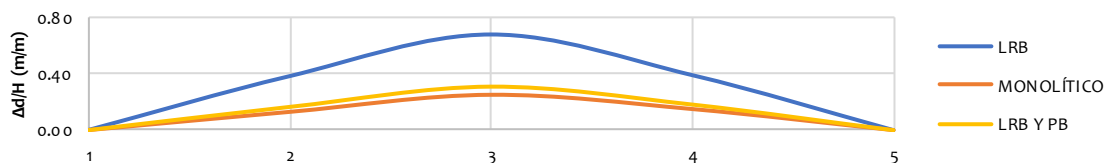


Figura 4. 35 Comparación de los desplazamientos máximos del tablero de los modelos LRB, M y LRBPB

Las diferencias más grandes se presentaron al comparar las distorsiones de las pilas (ver Figura 4. 36). Al colocar los apoyos LRB en el puente monolítico, las distorsiones que presentaba la pila 2 se redujeron hasta un valor muy pequeño, pero al colocar tanto los topes sísmicos como las barras de plomo, estas distorsiones volvieron a incrementarse; por otra parte, los valores de distorsión tanto de la pila central como de la pila 4 aumentaron con cada uno de los distintos modelos, aunque en el caso de la pila 4, la diferencia más notoria es la que se observa en el modelo LRB. De todas las pilas, la pila central fue la más sensible a los cambios realizados en el modelo.

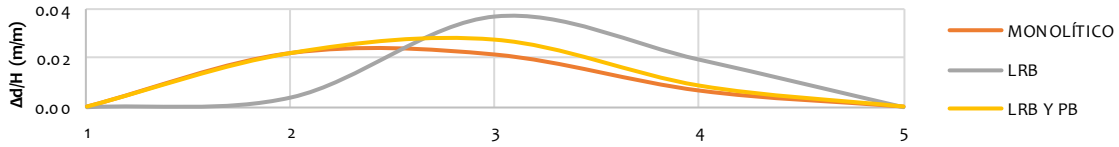


Figura 4. 36 Comparación de las distorsiones de las pilas de los modelos LRB, M y LRBPB

4.3.2. Modelo con apoyos LRB y topes sísmicos (LRBTS)

A continuación, se mostrará la respuesta del modelo anterior, pero considerando la presencia de topes sísmicos para limitar los desplazamientos de la estructura en la dirección transversal. Se compara la respuesta del puente con los apoyos LRB únicamente con la de este mismo puente con los topes, con el objetivo de ver cómo afecta la presencia del tope en la estructura. En las figuras siguientes se presentan las curvas dinámicas de capacidad para el modelo con los apoyos LRB y para ese mismo modelo con los topes sísmicos.

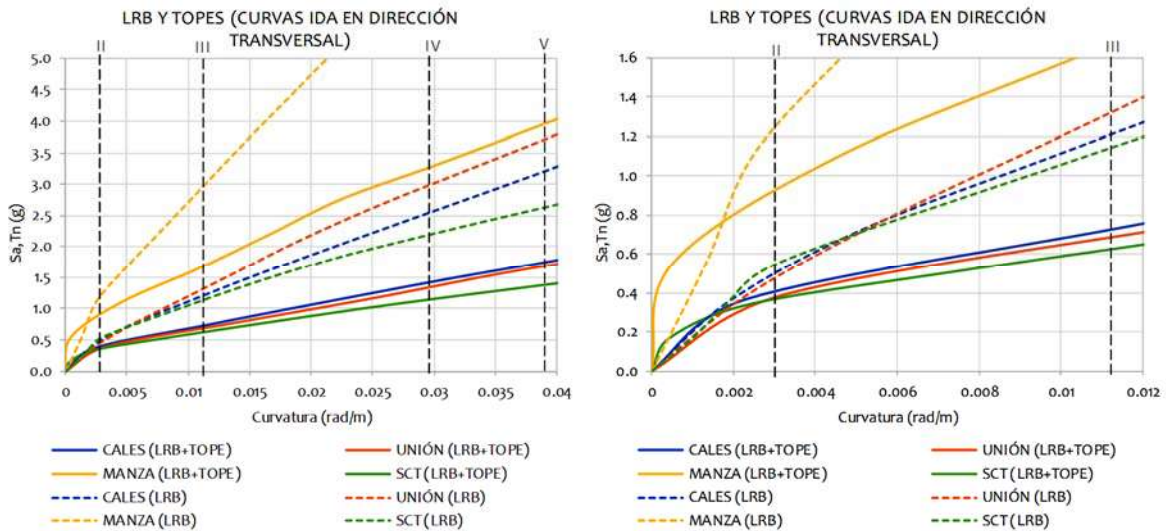


Figura 4. 37 Comparación de las curvas dinámicas del modelo LRB y LRBTS en la dirección transversal

Se observa que, al incluir los topes transversales, la demanda de curvatura es mayor para un mismo nivel de intensidad sísmica, independientemente del tipo de registro. La presencia de los topes evita que el tablero tenga desplazamientos excesivos, pero incrementa la demanda sobre las pilas, lo cual significa una respuesta más desfavorable ante la acción sísmica. En caso de existir topes es importante incluirlos en los modelos numéricos para no subestimar la demanda en las pilas. Se debe tomar en cuenta que

con el uso de los topes sísmicos nuevamente se altera la distribución de la rigidez del sistema, y que los topes provocan que la pila 2 tome nuevamente la mayor parte del cortante generado por el sismo.

Cuando se incluyen los topes en el modelo, la pila 2 presenta el comportamiento más desfavorable. En la Figura 4. 38 se muestra que, cuando en la pila 2 se inicia la degradación de su resistencia, en la pila 3 se pierde el recubrimiento en la base del elemento y en la pila más alta apenas se excede el nivel de fluencia en las varillas. En todas las pilas el mayor daño se concentra en la base, y en el extremo superior se alcanza la fluencia de las varillas en las pilas 2 y 3 cuando el daño en la base de la pila 2 es severo.

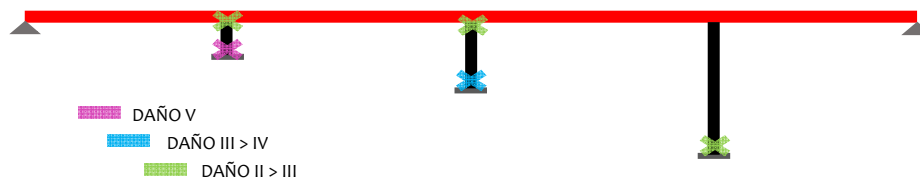


Figura 4. 38 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo LRBTs en la dirección transversal

A pesar de que los topes incrementan la demanda en las pilas, la respuesta mejora en la dirección transversal con respecto a la del puente monolítico original. A diferencia del modelo sin topes, las curvas que se obtienen con los registros de Caleta de Campos, la Unión y de la SCT son muy parecidas.

De acuerdo con la siguiente tabla se muestran los valores de S_a en la dirección transversal que conducen a los diferentes niveles de daño. Se observa que los valores de intensidad más bajos para producir cada nivel de daño corresponden al registro de la SCT; por el contrario, los valores más altos son los del registro de Manzanillo. De acuerdo con los valores obtenidos y los valores máximos de S_a registrados en sismos reales, parece difícil que se produzca un daño IV en el puente para acelerogramas como el de Manzanillo. En cambio, puede esperarse un daño importante en el caso de registros como el de la SCT. Si la comparamos con la tabla del puente monolítico, podemos observar que la relación entre intensidades sísmicas es mayor que la unidad en todos los casos, lo anterior permite afirmar un mejor comportamiento de este modelo con respecto al original. Al usar la combinación de apoyos LRB con topes sísmicos, el comportamiento mejora notablemente para los niveles de daño II y III, sin embargo, la mejora se reduce para los niveles altos, especialmente para los registros de Caleta de Campos y Manzanillo cuyas relaciones de intensidad están próximas a la

unidad. Esta diferencia en el comportamiento para los distintos niveles de daño se atribuye a la presencia de los topes, que limitan el desplazamiento y aumentan la demanda en las pilas.

Tabla 4. 5 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo LRBTs y su relación con el puente monolítico

Valores de Sa, en dirección transversal					Relación ($Sa_{LRB+topes}/Sa_m$)				
Sa(g)	II	III	IV	V		II	III	IV	V
CALES	0.41	0.72	1.40	1.75	CALES	2.05	1.20	1.04	1.03
MANZANILLO	0.93	1.65	3.25	4.00	MANZANILLO	1.98	1.27	1.08	1.05
LA UNIÓN	0.37	0.68	1.37	1.70	LA UNIÓN	3.08	1.51	1.30	1.26
SCT	0.36	0.62	1.15	1.39	SCT	1.80	1.38	1.21	1.21

or otro lado, los topes sísmicos significan una mejora en cuanto a la protección de los apoyos, ya que se limita la distorsión angular del apoyo de acuerdo con la distancia entre el tablero y el apoyo. En la gráfica siguiente se muestra el comportamiento de los apoyos una vez colocados los topes sísmicos.

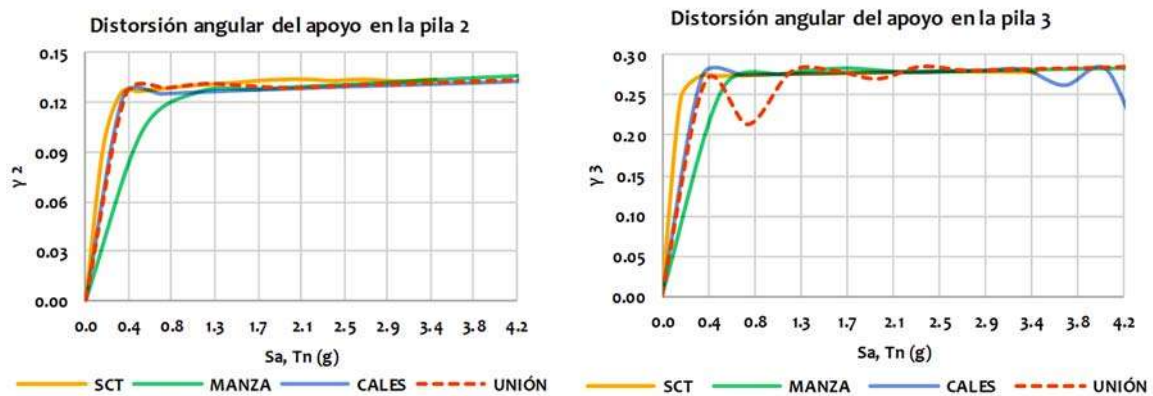


Figura 4. 39 Distorsión angular de los apoyos del modelo LRBTs en la dirección transversal

Se observa que los valores tanto de γ_2 como de γ_3 , se redujeron bastante en comparación con las distorsiones resultantes en el modelo anterior. En estas figuras se ve que el valor de la distorsión se incrementa con el nivel de intensidad sísmica hasta que eventualmente la superestructura choca con el tope, y a partir de ese punto el valor de la distorsión en ambas pilas se mantiene prácticamente constante. En el caso de los topes colocados en la pila 3, al interactuar con determinados registros como lo son Caleta de Campos y la Unión, se observa una ligera variación de las distorsiones

angulares alrededor de la distorsión límite, para determinados valores de intensidad. Este comportamiento puede atribuirse a la propia asimetría de los registros.

En la Figura 4. 40 se presentan los desplazamientos del tablero correspondientes a los obtenidos con el registro de Caleta de Campos. Las deformaciones en el tablero mantienen la misma proporción con todos los registros, de aquí en adelante solo se mostrará la condición con los mayores desplazamientos.

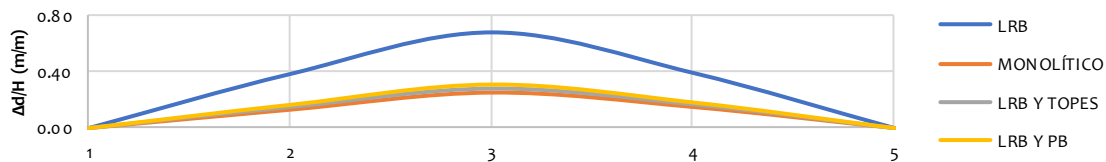


Figura 4. 40 Comparación de los desplazamientos máximos del tablero de los modelos M, LRB, LRBPB y LRBTS

Los desplazamientos del tablero en este puente presentan nuevamente una forma semi parabólica, la diferencia de desplazamientos entre la pila 2 y la pila 4 tan solo es de 2 cm, y en la pila central los desplazamientos de este puente alcanzan valores de 28.4 cm, que es muy similar a aquellos que resultaron en el puente monolítico.

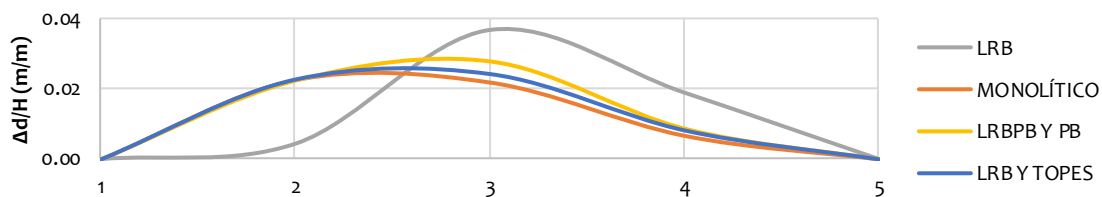


Figura 4. 41 Comparación de las distorsiones máximas de las pilas de los modelos M, LRB, LRBPB y LRBTS

En cuanto a la distorsión de las columnas que se produce para el nivel de daño V, se observa que el modelo monolítico y el modelo con apoyos LRB y topes se comportan de forma muy similar. En ambos casos las pilas con mayor distorsión son la 2 y la 3, ambas con valores muy parecidos entre sí. De estos dos puentes se ve que los valores correspondientes al puente monolítico son ligeramente menores que los del puente con apoyos LRB y topes. El comportamiento es semejante porque la presencia de los topes incrementa la demanda en las pilas. Para estos dos casos la pila 4 es la que presenta los valores más pequeños. En esta misma figura se aprecia que las distorsiones de este modelo comparado con el modelo sin topes son muy diferentes. En la pila 2, la distorsión es mayor por la influencia del tope que en el caso de usar sólo

apoyos LRB. Mientras que en las pilas 3 y 4 este valor disminuye aproximadamente a la mitad de los obtenidos a partir del modelo sin topes sísmicos.

4.4. ANÁLISIS TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL PUENTE CON APOYOS DE NEOPRENO (NEO)

Una vez analizados los modelos con los apoyos tipo LRB, se procede a estudiar el comportamiento del modelo con apoyos de neopreno. Para el estudio de este modelo, se evaluarán las siguientes condiciones:

1. Modelo NEO
2. Modelo con apoyos de neopreno y barras de plomo
3. Modelo con apoyos de neopreno, barras de plomo y choque con el estribo
4. Modelo con apoyos de neopreno, topes sísmicos y choque con el estribo

A continuación, se presentan las curvas de comportamiento de los puentes con apoyos de neopreno (líneas continuas) comparadas con las curvas del modelo original (líneas discontinuas), ambas analizadas en la dirección transversal y longitudinal del puente. En estas curvas aquí presentadas se muestra la demanda de curvatura del puente sin tomar en cuenta el daño en el apoyo, dicho daño se discutirá más adelante.

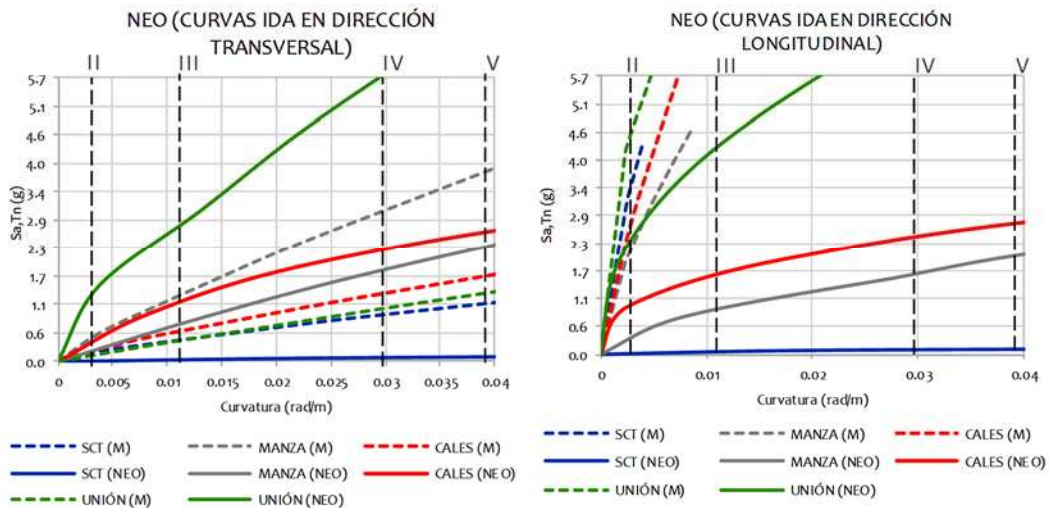


Figura 4. 42 Comparación de las curvas dinámicas del modelo M y NEO en la dirección transversal y longitudinal

En la Figura 4. 42 se observa que al colocar los apoyos de neopreno en el puente, y al hacer el análisis en la dirección transversal, la respuesta de la estructura presenta dos

comportamientos diferentes que se tienen que considerar al colocar dichos apoyos; por un lado, el comportamiento del modelo con el uso de los apoyos de neopreno para el registro de la Unión mejora considerablemente la respuesta del modelo monolítico, y por otro lado, en el caso del registro de Manzanillo, la respuesta del puente empeora. Este comportamiento se atribuye en parte a que al cambiar el periodo del puente y alejarse de la zona en que son más grandes los valores del espectro de respuesta, la disminución esperada de $S_a(T_n)$ no fue lo suficientemente grande como en el caso del registro de la Unión para reducir la demanda de la estructura, además de que la distribución de las fuerzas en el puente experimenta cambios importantes en ambas direcciones.

Se observa que la respuesta en la dirección longitudinal del puente con apoyos de neopreno se reduce de manera muy sustancial al compararla con la respuesta del puente monolítico. Es también notorio que la respuesta del puente con apoyos de neopreno es muy parecida a la respuesta que se obtiene con el análisis transversal. Al colocar los apoyos de neopreno, la distribución de fuerzas en las pilas en esta dirección fue la que más se modificó, y no solamente se incrementaron los valores del cortante en cada pila, sino que la pila corta presentó los valores más grandes.

En la siguiente tabla se muestran los valores de S_a de las curvas anteriores, en ambas direcciones, para los diferentes niveles de daño. Aquí se observa que el registro que presenta los valores de S_a altos son los del registro de la Unión, y los más bajos son los del registro de Manzanillo. Los resultados del análisis de este puente nos muestran la importancia de tomar en cuenta no solo el comportamiento de la estructura en la dirección transversal sino también en la dirección longitudinal, ya que para el caso del registro de Manzanillo se ve claramente que la falla ocurre en esta dirección.

Tabla 4. 6 Valores de S_a asociados a los distintos niveles de daño del modelo NEO

Valores de S_a , en dirección transversal					Valores de S_a , en dirección longitudinal				
$S_a(g)$	II	III	IV	V	$S_a(g)$	II	III	IV	V
CALES	0.39	1.20	2.25	2.58	CALES	1.02	1.65	2.40	2.75
MANZANILLO	0.20	0.75	1.82	2.28	MANZANILLO	0.36	0.93	1.60	1.91
LA UNIÓN	1.32	2.75	5.70	7.04	LA UNIÓN	2.38	4.32	6.80	8.00
SCT	-	-	-	-	SCT	-	-	-	-

En la tabla anterior no se consideraron los valores obtenidos con el registro de la SCT ya que al colocar los apoyos de neopreno de la manera en que se hizo en este modelo, el periodo del puente aumenta y en consecuencia la aceleración espectral asociada con el

periodo fundamental también se incrementa (ver Figura 4. 43), provocando que para esos registros sísmicos las demandas de curvatura sean demasiado grandes para niveles de intensidad bajos.

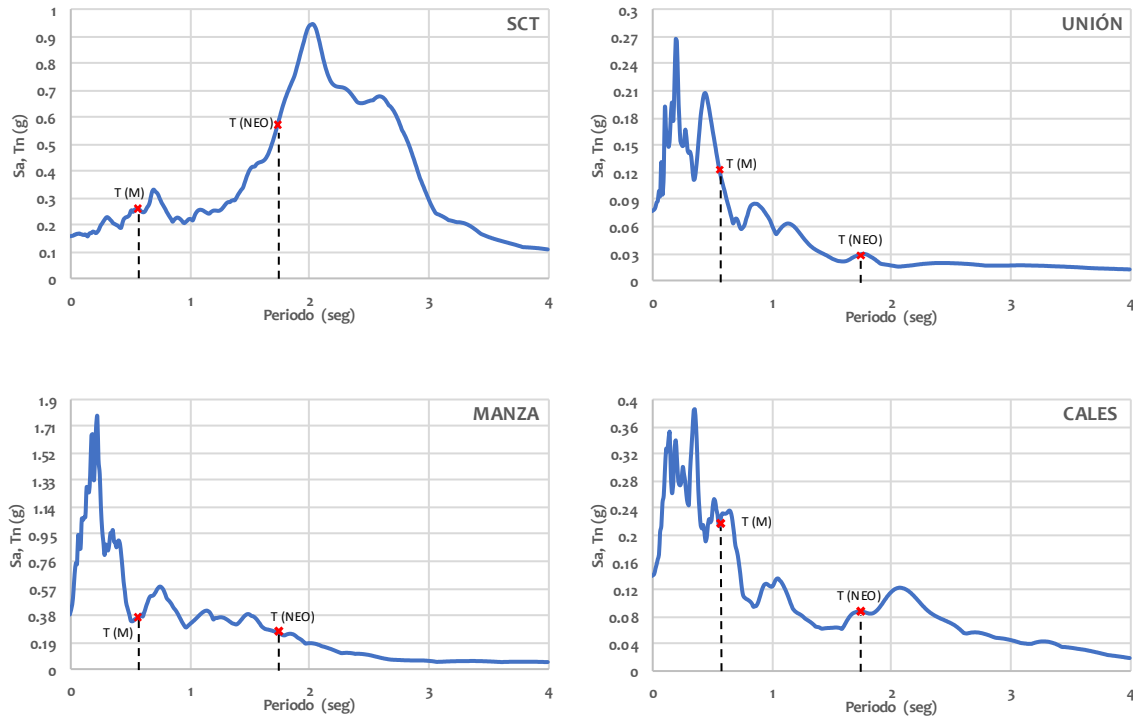


Figura 4. 43 Cambio de los valores de $S_a(T)$ de los registros de la SCT, Unión, Manzanillo y Caleta de Campos

Si comparamos los valores de $S_{aM}(T_M=0.57\text{ s})$ y los de $S_{aNEO}(T_{NEO}=1.74\text{ s})$ con factor de escala de 1, con el registro de la SCT y el de la Unión, vemos claramente que al usar los apoyos de neopreno resulta muy perjudicial para el puente con el registro de la SCT, ya que estos aumentaron considerablemente de $S_{aM} = 0.27\text{g}$ a $S_{aNEO} = 0.59\text{g}$, que es más del doble del valor original; en cambio, el registro de la Unión disminuyó drásticamente sus valores de $S_{aM} = 0.122\text{g}$ a $S_{aNEO} = 0.029\text{g}$, que es una cuarta parte del valor original. En la siguiente tabla se muestra la relación entre los valores de S_a tomados del espectro de respuesta de los tres registros para los periodos asociados al puente monolítico y al puente con los apoyos de neopreno en ambas direcciones. Es interesante notar que, a pesar de que el registro de Manzanillo concentra su energía en la zona de periodos cortos (lo cual permite pensar en que la flexibilización del puente es muy atractiva), el periodo del puente monolítico tiene un valor alejado de la zona de los picos del espectro y la reducción, resultado del cambio de periodo, es poco importante.

Tabla 4. 7 Relación entre los valores de $Sa(T_{NEO})$ y $Sa(T_M)$, sacados del espectro de respuesta de los registros de la Unión, Manzanillo y Caleta de Campos

REGISTRO	DIRECCIÓN	Sa_M (g)	Sa_{NEO} (g)	Sa_{NEO}/Sa_M
UNIÓN	T	0.122	0.029	0.236
	L	0.084	0.025	0.303
CALES	T	0.256	0.091	0.354
	L	0.219	0.047	0.215
MANZANILLO	T	0.369	0.263	0.713
	L	0.911	0.281	0.309

En cuanto al comportamiento de las pilas, en la siguiente figura se muestran las curvas dinámicas de capacidad del puente para las 3 pilas en la dirección longitudinal con el registro de Manzanillo. En esta se puede apreciar que las todas las pilas experimentaron daños importantes en la base, mientras que en la parte superior las pilas permanecieron en su intervalo elástico; al momento de falla, la pila 2 y 3 muestran comportamientos muy similares entre sí, siendo la pila 3 la que alcanza primero la curvatura crítica, la pila 4 muestra daño para el cual la formación de la articulación plástica ya ha tenido lugar.

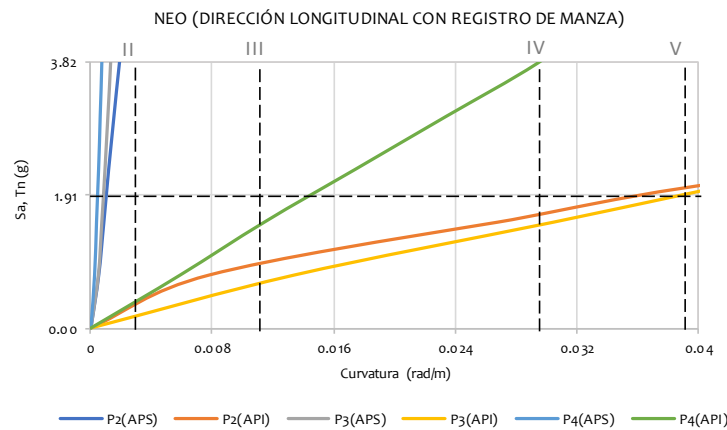


Figura 4. 44 Curvas IDA de las pilas del modelo NEO en la dirección longitudinal

A continuación, se muestra la respuesta del puente con el registro de Manzanillo nuevamente, pero en la dirección transversal, en ella se presenta el daño de las pilas en sus articulaciones plásticas al momento de la falla. La falla de este puente esta generada por la concentración del momento en la base de la pila central, si bien el valor del cortante se redujo en todas las pilas, esto no sucedió de igual forma con el momento. Además del daño en la pila central, las pilas 2 y 4 tienen daños importantes en la base, con propagación de las grietas y pérdida del recubrimiento. En este punto ya se ha formado la articulación plástica de estas pilas.

La pila 3 fue la que más daño presenta en la parte superior, con pérdida importante del recubrimiento y se ha comenzado a formar la articulación plástica en la columna. La pila 4 presenta daño menor con grietas cada vez más visibles, y, por último, la pila 2 no presenta daño en la parte superior.

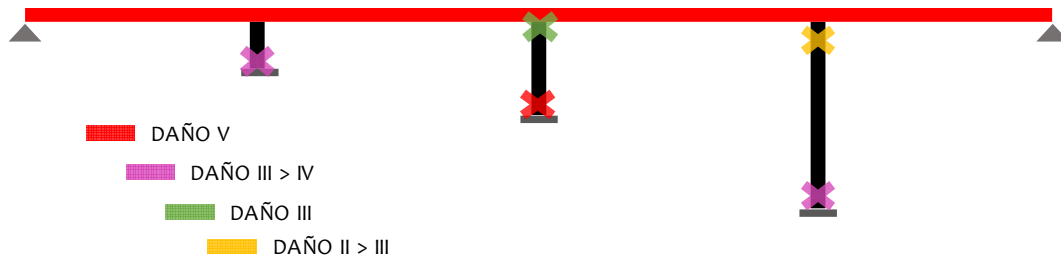


Figura 4. 45 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo NEO en la dirección transversal

Uno de los factores importantes a estudiar al colocar estos dispositivos de aislamiento sísmico es la capacidad de los apoyos; por lo que, en las siguientes figuras se presentan las distorsiones angulares de los apoyos colocados sobre las pilas 2, 3 y 4.

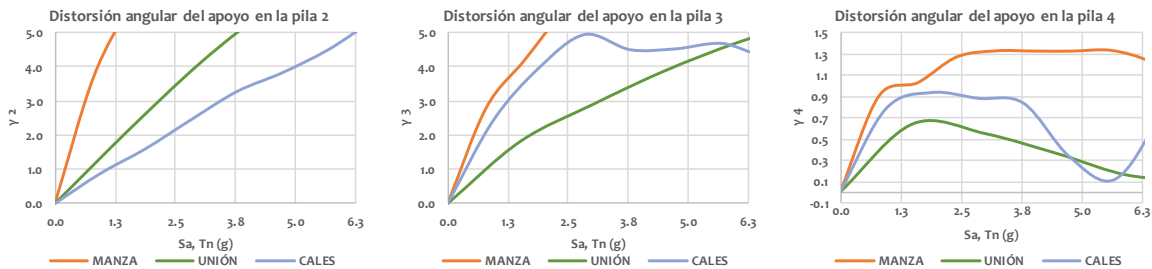


Figura 4. 46 Distorsión angular de los apoyos del modelo NEO en la dirección transversal

Al no contar con ningún tipo de restricción, como los topes o la interacción con el estribo, el apoyo es libre de deformarse hasta valores muy altos, si consideramos que la deformación máxima a la cual el apoyo tienen que llegar para que este falle es $\gamma=4.0$, entonces la estructura fallaría debido al apoyo mucho antes de que las pilas lleguen a formar los mecanismos de articulación plástica. Las distorsiones más altas son las que corresponden a los apoyos de la pila 2 y los de la pila 3, que al fallar presentan valores de Sa mucho menores que los descritos anteriormente.

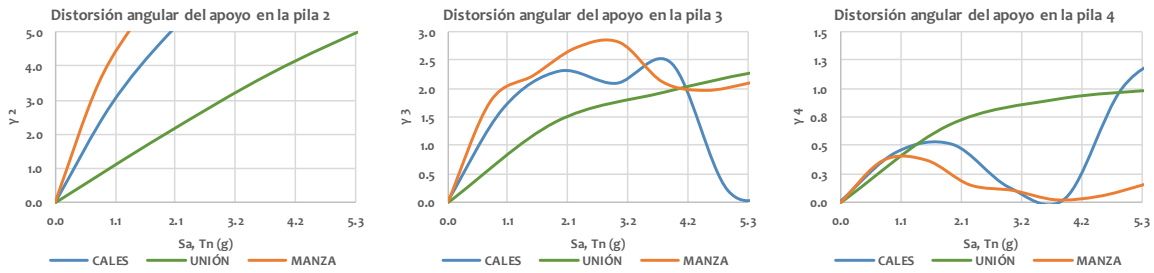


Figura 4. 47 Distorsión angular de los apoyos del modelo NEO en la dirección longitudinal

En cuando a los valores de la distorsión en la dirección longitudinal, podemos ver que ocurre lo mismo que en la dirección transversal, resultando que las distorsiones del apoyo sobre la pila 2, son las más elevadas. En Tabla 4. 8, se muestra los valores de Sa correspondiente a $\gamma=4.0$, registrando el valor de Sa más bajo, ya sea en la dirección transversal o en la longitudinal, así como el nivel de daño en el que se encuentra la pila más dañada del puente.

Tabla 4. 8 Valores de Sa asociados con el valor de distorsión $\gamma=4.0$ (falla del apoyo)

	Distorsión	Sa, Tn (g)	Daño en la pila	
			Longitudinal	Transversal
CALES	$\gamma_{2(L)}=4.0$	1.5		
MANZA	$\gamma_{2(L \vee T)}=4.0$	0.9	II > III	III > IV
UNIÓN	$\gamma_{2(T)}=4.0$	2.9		

Al analizar las curvas se muestra que al permitir que el tablero se mueva sin ninguna limitación en ambas direcciones, el puente falla debido a los desplazamientos excesivos de los apoyos, y al ocurrir esto el puente presenta falla prematura, en la cual las pilas apenas han empezado a trabajar inelásticamente.

En la Figura 4. 48, se muestran los desplazamientos medidos en la parte superior del tablero con los diferentes registros en el momento en que se generó la falla de los apoyos. Se observa que el registro que provocó los desplazamientos de mayor magnitud fue el de Caleta de Campos, mientras que los más pequeños fueron los correspondientes al registro de la Unión. Al colocar los apoyos de neopreno se buscaba que la estructura se desplazara como un diafragma rígido; sin embargo, esto no se logró completamente, pues se requiere de un número mayor de análisis para lograr un comportamiento más uniforme al alcanzar el estado límite de falla. En este puente, se aprecia que el desplazamiento más grande de las pilas corresponde a la pila 4 y la del

estribo es la del estribo cercano a dicha pila. En la parte central se observa que, con todos los registros, el desplazamiento es prácticamente el mismo.

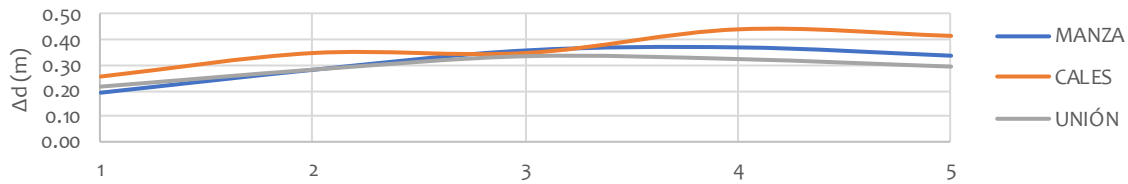


Figura 4. 48 Desplazamientos máximos del tablero del modelo NEO

Por último, se presentan las distorsiones de las columnas al llegar al estado límite último. En esta figura observamos que, debido a la presencia del apoyo de neopreno en las pilas, los valores de la distorsión en la pila 2 disminuyeron considerablemente, la pila 3 por su parte también muestra una disminución de la distorsión y en el caso de la pila 4 estos valores aumentaron, lo cual indica que, gracias a los apoyos de neopreno, está aportando mucho más trabajo al puente que en el modelo original y la respuesta es más uniforme

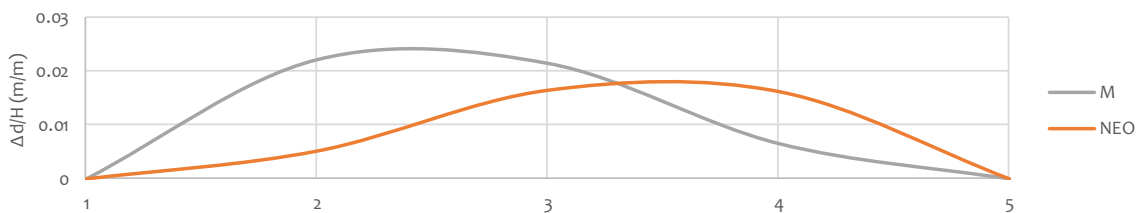


Figura 4. 49 Comparación de las distorsiones máximas de las pilas de los modelos M y NEO

4.4.1 Modelo con apoyos de neopreno y barras de plomo (NPB)

De la misma forma que con el modelo con apoyos LRB, al puente con apoyos de neopreno se le colocaron las barras de plomo con el propósito de incrementar su capacidad de disipar energía, y limitar los desplazamientos para que no se produzca la falla prematura de los apoyos de neopreno. La figura de la izquierda presenta las curvas de capacidad del puente en la dirección transversal y las curvas del lado derecho son las obtenidas al hacer el análisis en la dirección longitudinal del puente. En ambas figuras, las líneas discontinuas muestran el comportamiento del puente con los apoyos de neopreno sin ningún otro tipo de disipador o restricción del movimiento, y las curvas representadas mediante una línea continua son las correspondientes al modelo NPB.

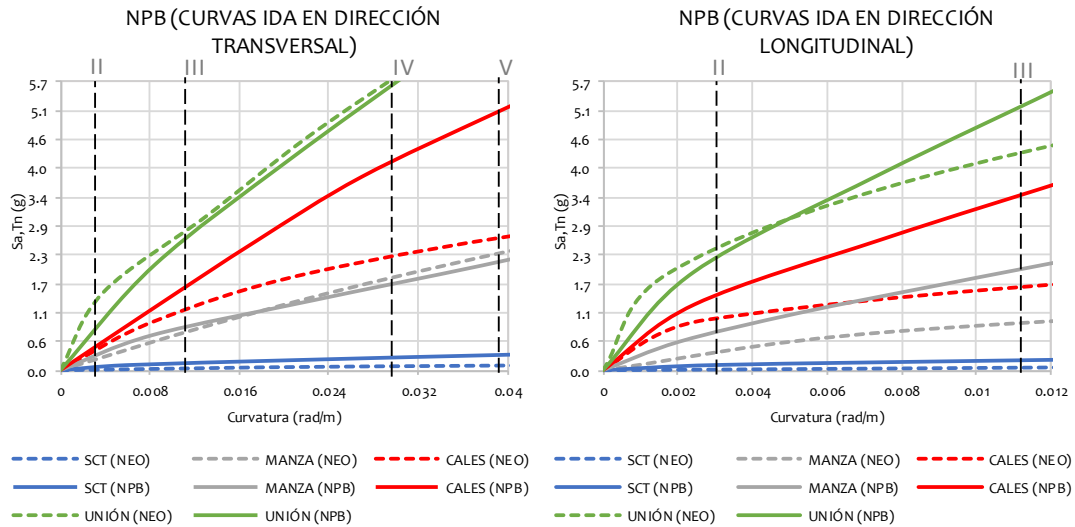


Figura 4. 50 Comparación de las curvas dinámicas del modelo NEO y NPB en la dirección transversal y longitudinal

En las curvas obtenidas del análisis transversal podemos ver que, al usar las barras de plomo en este modelo, la estructura disminuye ligeramente los valores de intensidad sísmica con respecto a las curvas obtenidas con el modelo NEO. El puente mejora significativamente su respuesta con el registro de Caleta de Campos, al contrario de lo que se observa con los registros de Manzanillo y de la Unión. Cabe aclarar que en estas gráficas no se tiene en cuenta el daño del apoyo.

Si analizamos ahora la respuesta en la dirección longitudinal, nos podemos dar cuenta de que esta es la dirección de análisis que más se benefició con el uso de las barras, ya que todas las curvas disminuyeron su demanda de curvatura comparadas con el puente con los apoyos de neopreno.

Como ya se comentó anteriormente, al colocar las barras de plomo en este puente, nuevamente se produce un cambio en las rigideces del sistema y por lo tanto en la distribución de elementos mecánicos, tanto de momento como del cortante en la base de las pilas, asemejándose mucho a las experimentadas con el modelo original. Sin embargo, en este modelo el uso de las barras de plomo no provocó cambios demasiado grandes en la dirección transversal del puente y los cambios más importantes que sufrió este puente fue para mejorar el comportamiento en la dirección longitudinal.

A continuación, se muestra una tabla en la que se muestran los valores de Sa necesarios para provocar cada nivel de daño, así como una comparación de estos con

los obtenidos tanto del modelo monolito como con el modelo con los apoyos de neopreno sin las barras de plomo.

Tabla 4. 9 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo NPB

Valores de Sa, en dirección transversal					Valores de Sa, en dirección longitudinal		
Sa(g)	II	III	IV	V	Sa(g)	II	III
CALES	0.42	1.61	4.14	5.13	CALES	1.50	3.48
MANZANILLO	0.28	0.85	1.72	2.16	MANZANILLO	0.75	2.00
LA UNIÓN	0.80	2.53	5.64	7.08	LA UNIÓN	2.20	5.23
SCT	0.05	0.15	0.23	0.30	SCT	0.11	0.21

En esta tabla observamos que el registro con la curva de capacidad dinámica con la respuesta más favorable es la correspondiente al registro de la Unión, seguida del de Caleta de Campos y por último la del registro de Manzanillo. Este mismo comportamiento de las curvas se observa en la dirección longitudinal del puente. Al comparar los valores de Sa de este puente con respecto al puente original, por medio de la relación de intensidades espectrales para cada nivel de daño, vemos que la respuesta mejora notablemente con los registros de Cales y de La Unión, pero con los registros de SCT y Manzanillo resulta contraproducente colocar barras de plomo.

Tabla 4. 10 Relación entre los valores de Sa del modelo NPB y el modelo M

Relación (S_{aNPB}/S_{aM})				
	II	III	IV	V
CALES	2.10	2.68	3.07	3.02
MANZANILLO	0.60	0.65	0.57	0.57
LA UNIÓN	6.67	5.62	5.37	5.24
SCT	0.25	0.33	0.24	0.26

En seguida se estudiará el comportamiento de las pilas de este modelo con el registro de Manzanillo. En la Figura 4. 51, se presenta el daño del puente en la dirección transversal, que es la más crítica. En esta figura observamos que, en todas las pilas, el daño más grande se produce en la base, siendo la pila 2 la que llega a la curvatura de colapso antes que todas las demás. Al fallar la pila 2, en la pila central ya se ha comenzado a formar la articulación plástica en la base, y por último la pila 4 muestra daño moderado, en la cual comienzan a aparecer grietas a lo largo de la pila. En la parte superior de las columnas no se alcanza la fluencia de las varillas.

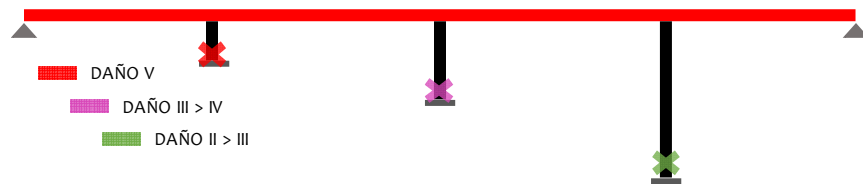


Figura 4. 51 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo NPB en la dirección transversal

En cuanto al daño en la dirección longitudinal, se observa que, al ocurrir la falla en la dirección transversal, la pila 2 se encuentra en un nivel de daño en que ya hay pérdida del recubrimiento y la pila central ya ha sobrepasado los valores de fluencia en ambas direcciones. La pila de mayor longitud en esta dirección aún permanece intacta, y en la parte superior tampoco se presenta daño alguno de las pilas.

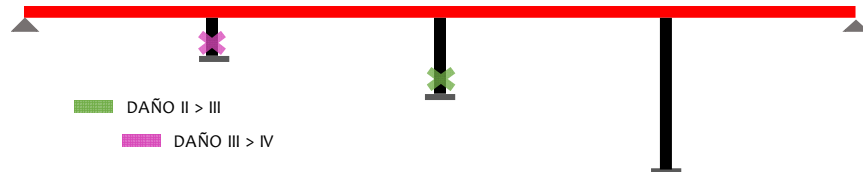


Figura 4. 52 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo NPB en la dirección longitudinal

En el análisis del puente con apoyos de neopreno, se observó que el daño excesivo en los apoyos se produce antes que la falla del puente, por lo que a continuación veremos cómo afectan las barras de plomo a los desplazamientos y en consecuencia a las distorsiones angulares de los apoyos. En la figura siguiente se presentan los valores de la distorsión angular en la dirección transversal del puente y se observa que, los valores de γ registrados para valores grandes de S_a fueron los de los apoyos colocados sobre la pila 2 ($\gamma < 1.0$), que son valores en los cuales se asegura la supervivencia de los apoyos. La respuesta de los apoyos de este modelo mostró un cambio muy bueno dado que, los valores de S_a máximos que resistió se incrementaron considerablemente permitiendo que las pilas y las barras de plomo trabajen disipando la energía producida por el sismo, sin que antes se colapse el puente por el efecto del apoyo.

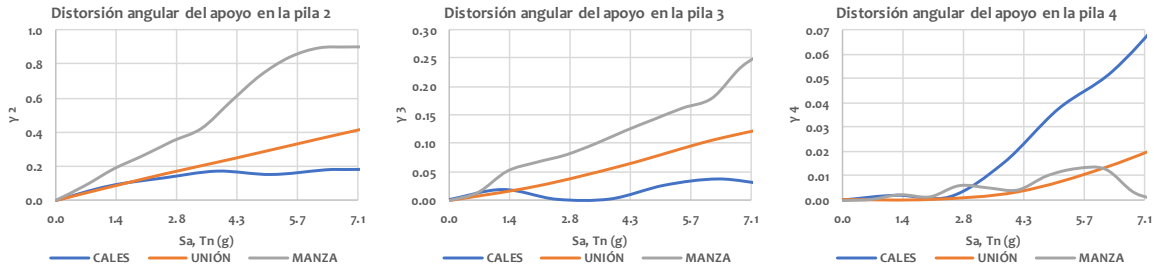


Figura 4. 53 Distorsión angular de los apoyos del modelo NPB en la dirección transversal

Otra característica de las distorsiones que se pueden observar tanto en la figura 4.54 como en la figura 4.53 es que, los valores de γ son muy variables con cada valor de intensidad y que hay valores de intensidad en los que las distorsiones incluso disminuyen de forma radical, como se puede apreciar en la figura mostrada a continuación en todos los apoyos con el registro de Manzanillo.

Continuando con el comportamiento de los apoyos, en la siguiente figura se muestran estas mismas distorsiones, pero en la dirección longitudinal del puente. Aquí se puede observar que los valores de γ nuevamente se redujeron mucho en comparación a los del modelo NEO, evitando la falla del modelo NPB por causa de los apoyos. En todos los modelos en los que se usaron los apoyos de neopreno se considera importante analizar el comportamiento de estos en ambas direcciones, principalmente porque este tipo de apoyos, al contar con una rigidez muy baja en las direcciones horizontales, tienden a experimentar desplazamientos horizontales muy grandes.

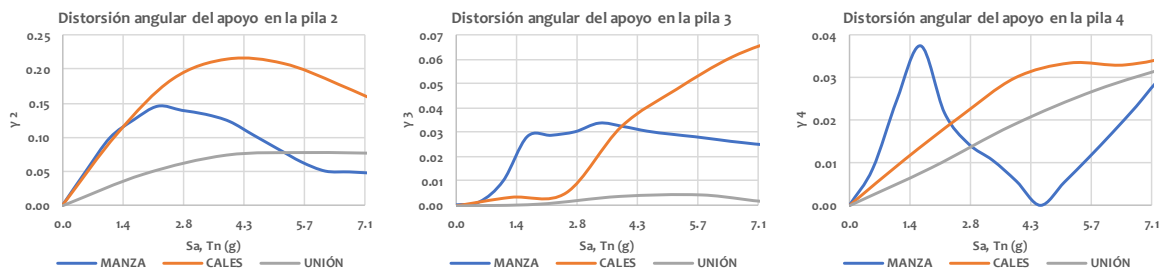


Figura 4. 54 Distorsión angular de los apoyos del modelo NPB en la dirección longitudinal

En cuanto a los desplazamientos del tablero, en la siguiente figura se observa que, al colocar las barras de plomo, los desplazamientos tienden a los desplazamientos del puente original, para el nivel de daño correspondiente a la falla. Los desplazamientos de los estribos son los que más se redujeron con respecto al puente con apoyos de neopreno. Al colocar las barras de plomo tanto en las pilas como en los estribos se consiguió que la configuración deformada del tablero del puente se volviera menos

irregular, presentando los mayores desplazamientos en la parte central, seguida de los puntos en los que se encuentran las pilas 2 y 4 y por último en la zona de los estribos.

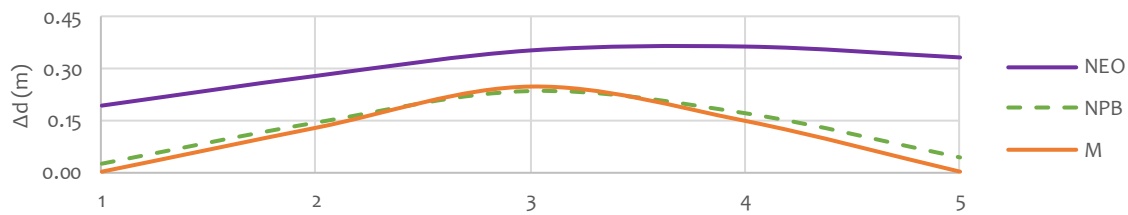


Figura 4.55 Comparación de los desplazamientos máximos del tablero de los modelos M, NEO y NPB

Por último, se compara la respuesta de las distorsiones de las pilas con este modelo y aquellas obtenidas con el modelo NEO, en donde se aprecia que, en la pila 2 el valor de la distorsión se incrementó considerablemente al incluir las barras de plomo, al igual que en la figura anterior el comportamiento de este modelo usando los apoyos de neopreno y los topes sísmicos se asemeja mucho con la respuesta del puente monolítico. Estas distorsiones también corresponden al llegar al estado límite último.

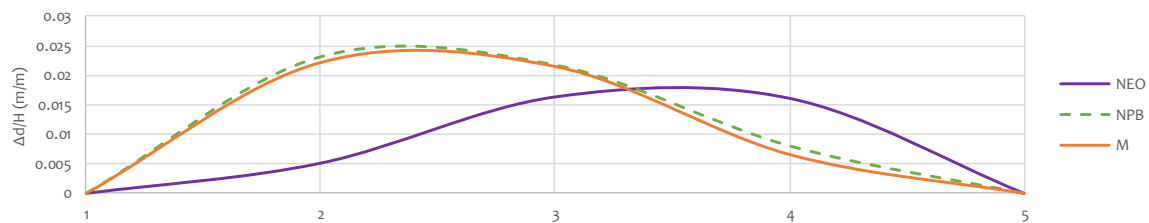


Figura 4.56 Comparación de las distorsiones máximas de las pilas de los modelos M, NEO y NPB

De acuerdo con los resultados presentados de este modelo, se concluye que, al mantenerse a salvo los apoyos de neopreno, la respuesta de este modelo es la más favorable para los modelos con apoyos de neopreno.

4.4.2 Modelo con apoyos de neopreno, barras de plomo y efecto del choque con el estribo (NPBE)

En el modelo descrito en el apartado anterior se comentó el comportamiento del puente con los apoyos de neopreno y las barras de plomo, pero no se consideró la interacción con los estribos, debido a eso, se elaboró un nuevo modelo, descrito al principio del capítulo, en el que sí se considera dicha interacción, y del cual se discutirán los resultados a continuación. En la siguiente figura se presenta el comportamiento del

puente NPBE (líneas discontinuas) junto con las curvas de comportamiento del puente NPB (líneas continuas) en la dirección longitudinal.

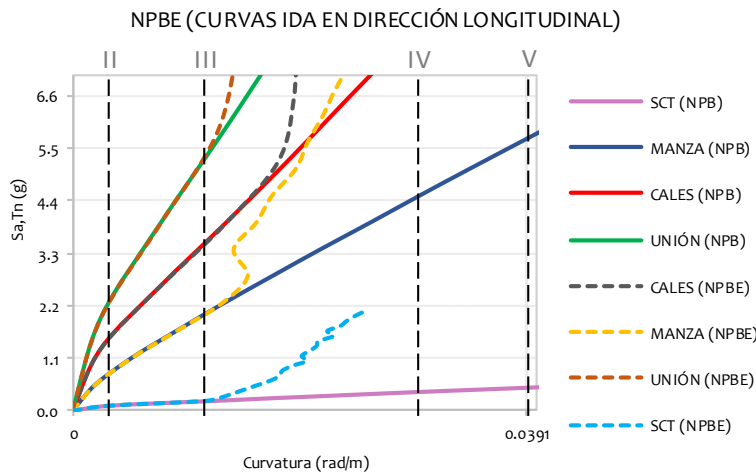


Figura 4. 57 Comparación de las curvas dinámicas del modelo NPB y NPBE en la dirección longitudinal

En esta figura, se observa que la respuesta de este modelo, al compararla con el modelo NPB, es muy similar desde niveles de daño bajo (daño I y II) hasta valores de daño un poco más grandes que el nivel III, que es cuando comienza a formarse la articulación plástica. Después de dicho nivel de daño el modelo NPBE disminuye muy drásticamente la demanda de curvatura, mientras que el modelo NPB continúa deformándose gradualmente hasta llegar a la falla. Esta mejora se debe que el puente choca con el estribo y en consecuencia los desplazamientos dejan de incrementarse y los estribos contribuyen a soportar la fuerza de inercia, disminuyendo con esto la fuerza cortante en las pilas. En la figura anterior también se ve que todas las curvas dinámicas (incluyendo SCT) mejoran pasando el nivel de daño III.

En la siguiente tabla se presentan los valores de S_a de cada una de las curvas a excepción de la de SCT, ya que como se comentó anteriormente, los valores de intensidad a los que ocurre la falla siguen siendo demasiado bajos. También se muestra la relación del modelo NPBE con el modelo NPB.

Tabla 4. 11 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo NPE y su relación con el modelo NPB

Valores de Sa, en dirección longitudinal					Relación (S_{aNPBE}/S_{aNPB})				
Sa(g)	II	III	IV	V	Sa(g)	II	III	IV	V
CALES	1.53	3.45	23.65	-	CALES	1.02	0.99	2.17	-
MANZANILLO	0.77	2.00	10.10	-	MANZANILLO	1.03	1.00	1.76	-
LA UNIÓN	2.20	5.25	38.70	-	LA UNIÓN	1.00	1.00	2.64	-
SCT	-	-	-	-	SCT	-	-	-	-

De acuerdo con la tabla vemos que, para los primeros dos niveles de daño, los valores de la intensidad sísmica son aproximadamente iguales, con pequeñas diferencias en los registros de Caleta de Campos y de Manzanillo. Se observa que para alcanzar el nivel de daño IV, los valores de Sa incrementan exponencialmente, cambiando totalmente la respuesta del puente en esta dirección.

En la siguiente figura se muestran las curvas dinámicas de capacidad de las pilas del puente, tanto en la parte superior como en su base. Las curvas con línea continua corresponden al modelo NPBE y las discontinuas son las que representan al modelo NPB.

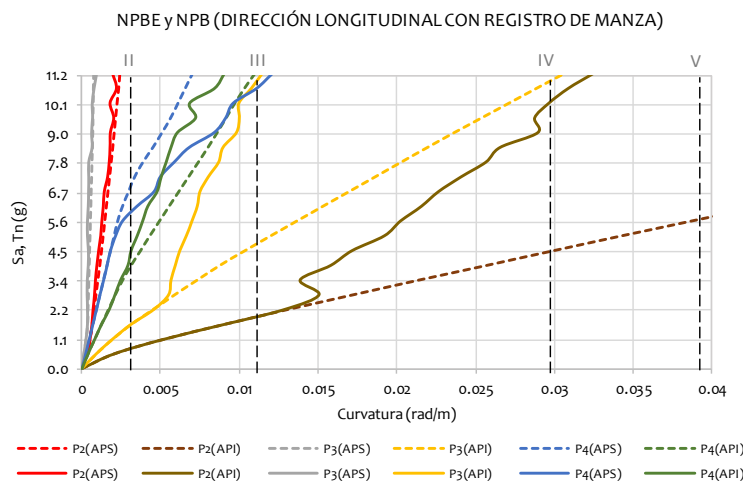


Figura 4. 58 Curvas IDA de las pilas del modelo NPBE en la dirección longitudinal

En estas curvas se muestra como el efecto del choque con el estribo provoca que no solo cambien las demandas de curvaturas, sino también la forma de la curva. Este comportamiento serpenteante se mostró también el modelo NTS, el cual se discutirá más adelante. En estas curvas de capacidad se observa que el lugar que más daño presenta en la dirección longitudinal es en la base de la pila 2, seguida de la pila 3

(también en su base). Las pilas 2 y 3 en la parte superior no presentaron cambios significativos en su respuesta para los distintos niveles de intensidad sísmica. Por último, la pila 4 sí sufrió modificaciones en su comportamiento, pero para intensidades sísmicas muy altas.

El efecto del choque con el estribo muestra también que la distorsión de los apoyos sufre cambios para niveles de intensidad mayores de 1.4 para el registro de Manzanillo, de 2.8g a 4.3g para el registro de Caleta de Campos y las distorsiones con el registro de la Unión solo se modificaron ligeramente en el apoyo de la pila 4. El apoyo ubicado sobre la pila 2 es el que presentó la mayor distorsión, para distintos niveles de intensidad.

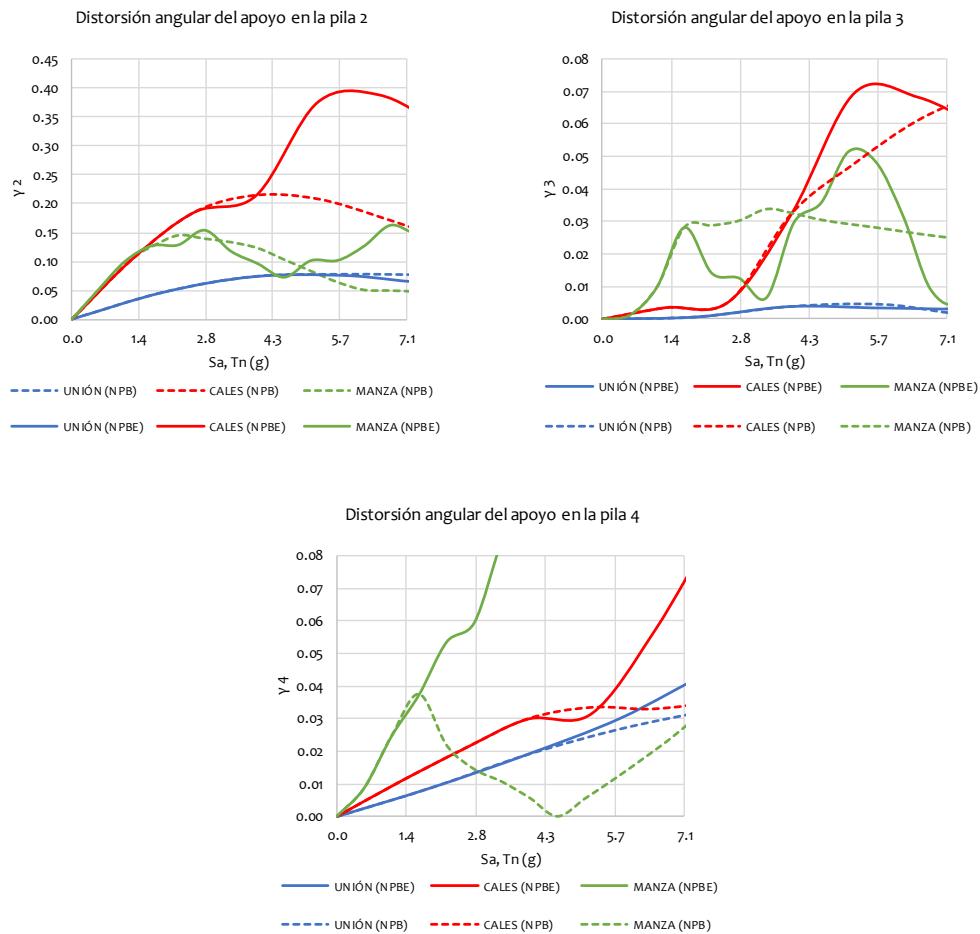


Figura 4. 59 Distorsión angular de los apoyos del modelo NPBE en la dirección longitudinal

Debido a que no se cuenta con el análisis de este modelo en la dirección transversal, se desconoce la intensidad a la que fallaría este modelo, sin embargo, si tomamos en cuenta los resultados del modelo NPB, que mostro similitudes muy grandes, se espera

que la falla ocurra en la dirección transversal del puente a intensidades mucho menores que las aquí presentadas. De este modelo se concluye que al tomar en cuenta la contribución del estribo se mejora el comportamiento del puente NPB en la dirección longitudinal. Cabe recordar que lo anterior es cierto siempre y cuando el estribo no tenga deslizamientos ni rotaciones.

4.4.3. Modelo con apoyos de neopreno, topes sísmicos y considerando el choque con el estribo (NTS)

El último caso con los apoyos de neopreno es el que describiremos a continuación, que es el modelo, considerando la acción tanto de los topes sísmicos para restringir el movimiento del tablero en la dirección transversal y el choque con el estribo en la dirección longitudinal. En las siguientes figuras se muestran las curvas dinámicas de capacidad en la dirección transversal y longitudinal del puente. En dichas curvas se compara el comportamiento de este modelo (líneas continuas) con el modelo NPB (líneas discontinuas), que como ya se comentó anteriormente, es el que más ha favorecido a la estructura por el hecho de garantizar que los apoyos no fallen antes que las pilas del puente.

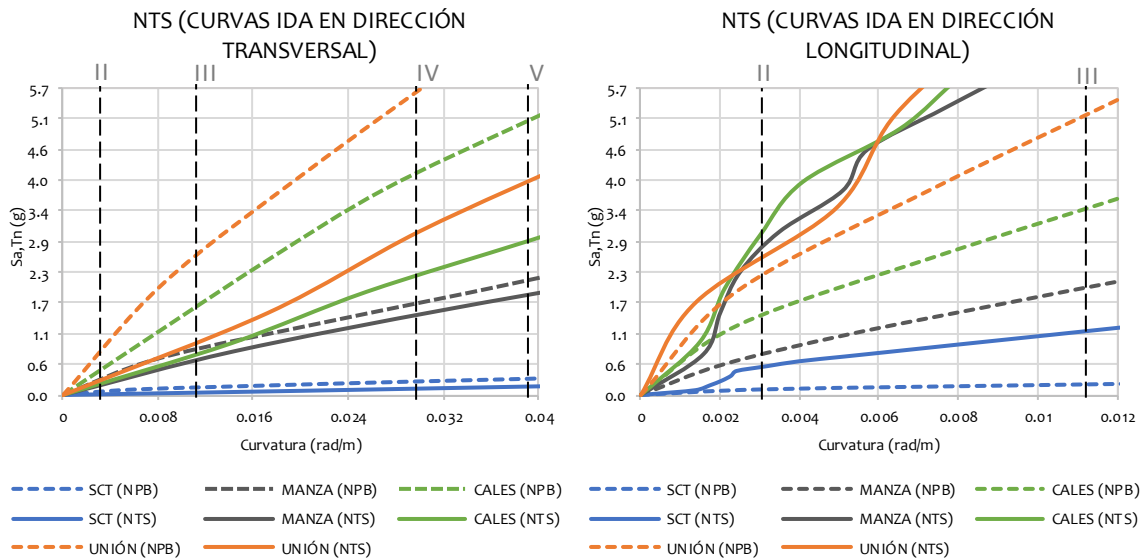


Figura 4. 60 Comparación de las curvas dinámicas del modelo NPB y NTS en la dirección transversal y longitudinal

En figura de la izquierda que corresponde a la dirección transversal, observamos que las curvas de capacidad del modelo NPB requieren intensidades mayores para las mismas demandas de curvatura en las pilas, para todos los niveles de daño y tipos de

registro. Se observa también que hasta el nivel de daño II, en el que las pilas comienzan a agrietarse, el puente muestra un comportamiento muy similar independientemente del registro con el que se haya analizado el puente, sin contar al registro de la SCT que, como ya se mencionó anteriormente, se ha excluido de los análisis de los resultados con los apoyos de neopreno por ser demasiado perjudiciales para el modelo. A niveles de daño como el IV o V, las diferencias en la intensidad sísmica son cada vez más notorias para los distintos tipos de registro.

Por su parte, en la figura de la derecha que corresponde a las curvas de capacidad en la dirección longitudinal del puente, observamos que este modelo que considera que la junta de dilatación se cierra y se produce choque de la superestructura con el estribo, se comporta mucho mejor que el modelo NPB ante la acción sísmica, con todos los registros medidos en roca. Observamos que, a diferencia de las curvas con las barras de plomo, estas muestran un comportamiento serpenteante, con cambios en la rigidez de la pila para los distintos niveles de intensidad, este efecto se atribuye a la presencia del estribo; en este modelo también se observa que las demandas de curvatura son más pequeñas comparadas con el resto de los modelos con apoyos de neopreno. En esta misma figura se observa que al colocar los topes sísmicos, existen valores de intensidad (como $S_a=2.25g$ o $S_a=4.7g$) en los que la demanda de curvaturas es prácticamente la misma.

En la siguiente tabla, se muestran los valores de intensidad sísmica asociados a los cuatro niveles de daño con los que se ha estado trabajando. La curva con mejor comportamiento es la correspondiente a la Unión, seguida de Caleta de Campos y por último la de Manzanillo. Al comparar la respuesta del modelo con la del puente monolítico, se observa nuevamente que la curva con la mayor mejora es la del registro de la Unión, principalmente para los niveles de daño más altos. En la dirección longitudinal, vemos que la curva que presenta el comportamiento del puente más favorable fue la de Caleta de Campos, seguida de la del registro de Manzanillo y por último la de la Unión.

Los cambios en el comportamiento de este modelo son muy parecidos a las del modelo NPB; sin embargo, la proporción en la que el modelo NTS mejoró con relación al modelo original, es mucho menor que con el modelo de las barras de plomo, como se consigna en la Tabla 4. 13. Con base en esta información se concluye que el modelo NPB es el que se comporta mejor de los modelos con apoyos de neopreno. Cabe observar que en aquellos casos en que existan topes sísmicos, pero no se incluya su efecto en los análisis, tiene como consecuencia una estimación equivocada de las demandas en las pilas.

Tabla 4. 12 Valores de Sa asociados a los distintos niveles de daño del modelo NTS

Valores de Sa, en dirección transversal					Valores de Sa, en dirección longitudinal	
Sa(g)	II	III	IV	V	Sa(g)	II
CALES	0.20	0.75	2.24	2.85	CALES	3.00
MANZANILLO	0.17	0.65	1.50	1.87	MANZANILLO	2.74
LA UNIÓN	0.27	0.96	3.00	4.00	LA UNIÓN	2.54

Tabla 4. 13 Relación de los valores de Sa del modelo NTS con los modelos M y NPB

	Relación (Sa _{NTS} /Sa _M)				Relación (Sa _{NTS} /Sa _{NPB})			
	II	III	IV	V	II	III	IV	V
CALES	1.00	1.25	1.66	1.68	0.48	0.47	0.54	0.56
MANZANILLO	0.36	0.50	0.50	0.49	0.61	0.76	0.87	0.87
LA UNIÓN	2.25	2.13	2.86	2.96	0.34	0.38	0.53	0.56

En todos los modelos, la curva de capacidad usando el registro de Manzanillo mostró que al colocar los apoyos de neopreno el comportamiento del puente empeoraba, ya sea con topes o con barras. La respuesta de este puente comparada con la del monolítico siempre fue más desfavorable, por lo que una de las medidas que se pudieran tomar para cambiar dicho comportamiento es modificar las dimensiones del apoyo, para así flexibilizar aún más el puente y alejarlo de la zona en que sus valores de Sa del espectro de respuesta son altos.

Al trabajar con los apoyos de neopreno, los esfuerzos que se concentran en la base de las pilas disminuyen drásticamente, pero al colocar los topes sísmicos, estos cambios de los esfuerzos ocurren nuevamente debido a los cambios de rigidez, el resultado de estos cambios es que en este modelo la mayor concentración tanto de cortante como de momento es en la base de la pila 2, que es la primera en fallar. Al fallar esta pila, la pila 3 en la base presenta pérdida del recubrimiento que se empieza a propagar en la columna y la pila 4 ya ha sobrepasado la curvatura de fluencia

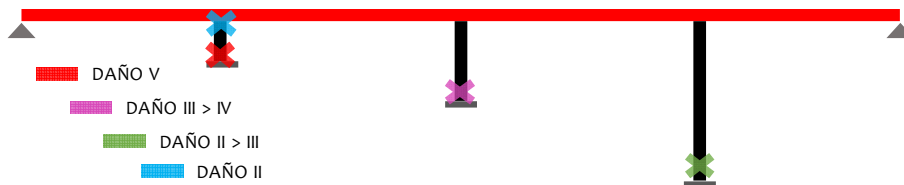


Figura 4. 61 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo NTS en la dirección transversal

En la dirección longitudinal, al llegar al valor de S_a que provoca la falla en la dirección transversal, la única pila que presenta daño más allá de la fluencia es la pila 4 en la parte inferior. En la parte superior de la estructura, gracias a la presencia de los apoyos de neopreno, el puente no experimenta deformaciones que sobrepasaran la curvatura de fluencia, a excepción de la pila 2, en la dirección transversal que se encuentra justo en el punto de fluencia.

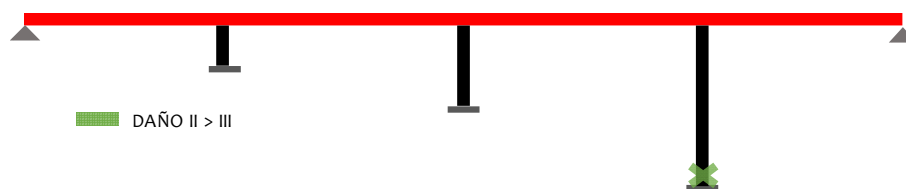


Figura 4. 62 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo NTS en la dirección longitudinal

De la misma manera en que ocurre con el modelo LRBTs, este modelo mostró una disminución de los valores de distorsión angular en todos los apoyos. Al comparar los valores de γ de este modelo con el de NPB, se observa que dicha reducción es incluso más grande que en el modelo anterior, pero esto es lógico ya que la separación a la que se colocan los topes es un valor fijo.

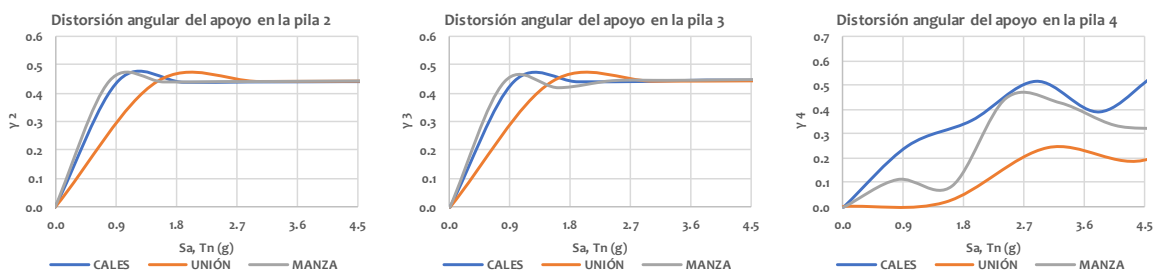


Figura 4. 63 Distorsión angular de los apoyos del modelo NTS en la dirección transversal

Observando las gráficas anteriores vemos que la distorsión del apoyo va incrementándose a la par con los valores de intensidad y que al chocar con el tope estas se normalizan, no importando que tan alta sea la intensidad. Las distorsiones en la dirección transversal que primero llegan a su valor máximo son las colocadas en las pilas 2 y 3 con valores de γ entre 0.45 y 0.48 que son valores muy bajos que no comprometen el desempeño del apoyo. También se analizó el comportamiento de los apoyos en la dirección longitudinal y vemos que el apoyo que mayores valores de γ presentó es el ubicado sobre la pila 4. En este apoyo, los valores de γ para los sismos utilizados fueron considerablemente más grandes, de entre 1.25 a 2.50, que ya es

considerada como una distorsión grande, pero no tanto como para provocar la falla del apoyo.

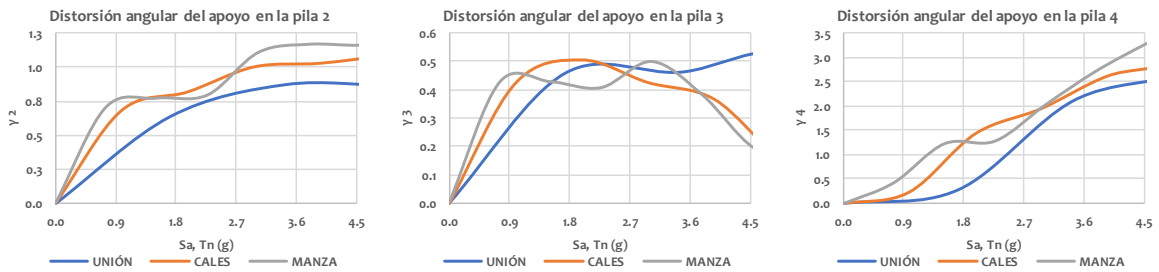


Figura 4. 64 Distorsión angular de los apoyos del modelo NTS en la dirección longitudinal

Resalta el hecho de que la distorsión de los apoyos, en las pilas más flexibles, muestra un comportamiento muy variable cuando crece la intensidad sísmica. Esta situación se explica por el movimiento fuera de fase de la pila más alta que lleva, en algunos casos, a menores desplazamientos de los apoyos, a pesar de que el desplazamiento del tablero se incremente.

En cuanto a los desplazamientos y las distorsiones observadas en las columnas, los valores que se obtuvieron de los análisis de este modelo son prácticamente iguales a los obtenidos con las barras de plomo y a los del puente monolítico.

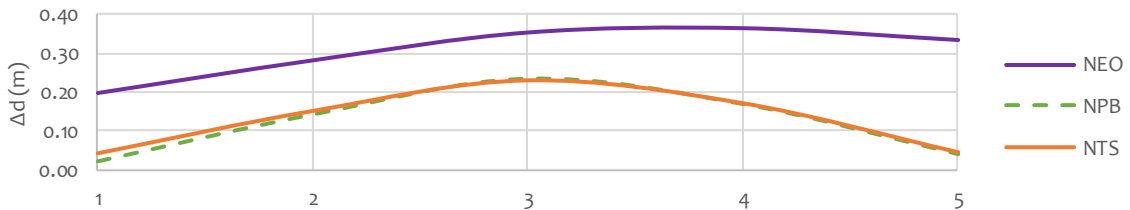


Figura 4. 65 Comparación de los desplazamientos máximos del tablero de los modelos NEO, NPB y NTS

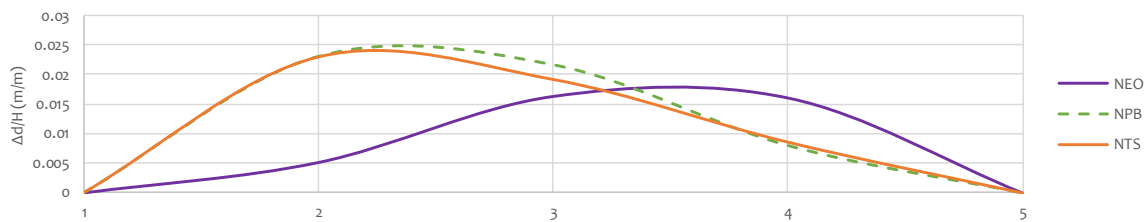


Figura 4. 66 Comparación de las distorsiones máximas de las pilas de los modelos NEO, NPB y NTS

De los resultados de los modelos con los apoyos de neopreno se concluye que al colocar tanto los topes sísmicos como las barras de plomo, los esfuerzos en el puente se concentran en la base de las pilas, provocando que la pila corta sea nuevamente la más afectada, pero mejorando drásticamente el comportamiento en general al disminuir la demanda de curvatura para cada nivel de intensidad. Otra de las observaciones que surgen de aquí, es que, si no se considera ninguna clase de dispositivo para el control de desplazamientos, los apoyos de los puentes presentan distorsiones demasiado grandes que provocan una falla prematura del neopreno a niveles de intensidad bajos. Al considerar los dispositivos para el control de desplazamientos y de disipación sísmica también generan cambios en la configuración deformada del tablero y las distorsiones de las pilas, asemejándose mucho a las mostradas en el puente original. De los modelos NEO, NTS, y NPB, el modelo que mostro el mejor comportamiento fue el modelo NPB para los registros de Caleta de Campos y de la Unión; pero en el caso del registro de Manzanillo no hubo mejoras con ninguno de estos modelos. En este registro las mejoras más grandes fueron las obtenidas con los apoyos LRB. Por último, al ver las curvas con el registro de la SCT podemos comprobar como al incrementar el periodo de la estructura y trabajar con registros con bajo contenido de frecuencias la respuesta del puente se perjudica radicalmente.

4.5. ANÁLISIS TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL DEL PUENTE CONSIDERANDO BALANCEO DE LA CIMENTACIÓN (BC)

En este último inciso se mostrará el comportamiento del modelo BC en la respuesta dinámica del puente, para ello se presenta en la siguiente figura la respuesta del puente irregular, en las dos direcciones de análisis, con los registros de Manzanillo, Caleta de Campos y la Unión (registros de periodo corto), y se comparan con la respuesta del puente monolítico. Las curvas de comportamiento del puente monolítico están representadas con líneas discontinuas y la respuesta del puente con balanceo de la cimentación se representa por medio de las líneas continuas.

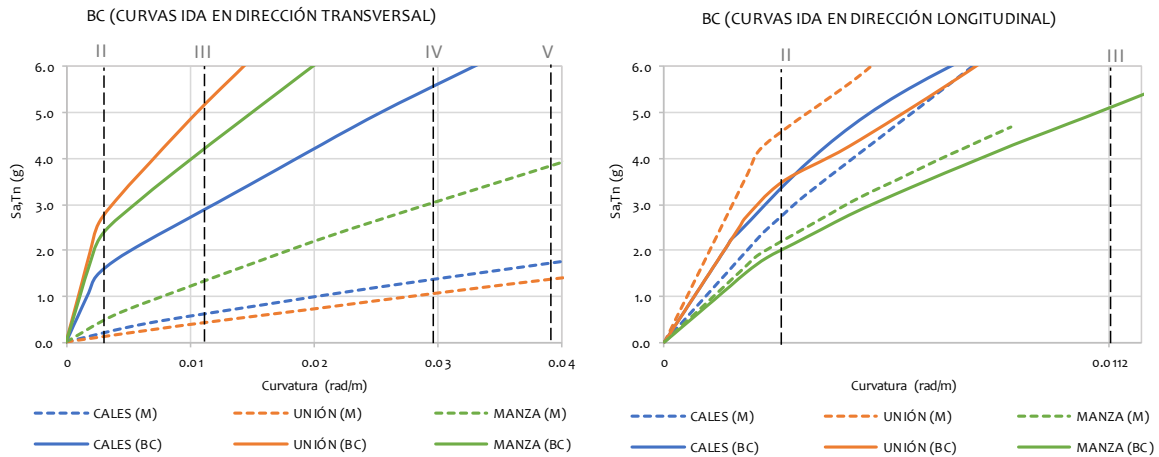


Figura 4. 67 Comparación de las curvas dinámicas del modelo M y BC en la dirección transversal y longitudinal

En la figura del lado izquierdo, que presenta los resultados del análisis en la dirección transversal, se observa que al modificar la zapata y brindarle capacidad de giro, el puente cambia completamente su respuesta ante las cargas sísmicas mejorando su comportamiento en todos los niveles de daño y con todos los registros. El registro que más disminuyó su demanda de curvatura en este modelo fue el de la Unión, seguido de Manzanillo y por el último Caleta de Campos.

En la dirección longitudinal se ve que las demandas de curvatura del puente para los registros de la Unión y Manzanillo aumentaron ligeramente, por otro lado, el registro de Caleta de Campos disminuyó sus demandas de curvatura a comparación del modelo original.

Para entender mejor estos resultados a continuación se presentan dos tablas, en la primera se muestran los valores de Sa en los distintos niveles de daño y en la segunda se muestra la relación entre los valores del modelo estudiado en este apartado con respecto a los valores calculados con el puente monolítico.

Tabla 4. 14 Valores de S_a asociados a los distintos niveles de daño del modelo BC

Dirección transversal					Dirección longitudinal		
$S_a(g)$	II	III	IV	V	$S_a(g)$	II	III
CALES	1.60	2.94	5.60	6.92	CALES	3.40	7.70
MANZANILLO	2.40	4.23	8.00	10.00	MANZANILLO	2.00	5.20
LA UNIÓN	2.80	5.17	10.00	12.30	LA UNIÓN	3.50	7.90
SCT	-	-	-	-	SCT	-	-

Tabla 4. 15 Relación entre los valores de S_a del modelo BC y el modelo M (S_{aBC} / S_{aM})

Dirección transversal					Dirección longitudinal		
$S_a(g)$	II	III	IV	V	$S_a(g)$	II	III
CALES	8.00	4.90	4.15	4.07	CALES	1.21	0.93
MANZANILLO	5.11	3.25	2.67	2.63	MANZANILLO	0.91	0.91
LA UNIÓN	23.33	11.49	9.52	9.11	LA UNIÓN	0.76	0.75
SCT	-	-	-	-	SCT	-	-

En la Tabla 4. 11, observamos que los valores de intensidad necesarios para llegar a la curvatura de fluencia (daño II) son valores muy altos (1.6g para el caso más desfavorable), tanto en la dirección transversal como en la dirección longitudinal. La dirección transversal es la que muestra el comportamiento más desfavorable con una intensidad de 1.6g para alcanzar la fluencia cuando se aplica el registro de Cales. En la

Tabla 4. 15, se observa nuevamente que todos los registros se comportan mejor al modificar las pilas incluyendo el balanceo de la cimentación. Dichas mejoras se ven reflejadas en mayor medida para los niveles de daño fluencia y propagación del agrietamiento disminuyendo a medida que se acerca a los niveles de daño severo.

Esta disminución tan grande en la demanda de curvatura de los puentes se debe a que, al incluir el balanceo de la cimentación en las pilas 2 y 3 estamos evitando que se forme el mecanismo de articulación plástica en la base de estas pilas que se producía tanto en el modelo monolítico como en los modelos con los apoyos de neopreno y los apoyos tipo LRB, generando el daño más crítico en sus respectivos modelos. Al evitar que las pilas más cortas se dañen, se altera el comportamiento de todo el puente en general obligando a que, la parte superior de las pilas y la pila 4 incrementen sus desplazamientos y contribuyan a mejorar el comportamiento de todo el puente. Cabe recordar que el balanceo de la zapata no solo ha sido considerado en la dirección transversal del puente, sino que también tiene capacidad de rotación en la dirección longitudinal. A pesar de que en algunos casos la intensidad espectral en la dirección longitudinal, necesaria para producir cierto nivel de daño, es mayor en el puente

monolítico que en el puente con balanceo de la cimentación, en realidad se obtiene un muy buen comportamiento del puente, pues los valores de intensidad son muy elevados.

En las siguientes figuras se presenta el nivel de daño que mostró cada pila al momento de la falla del puente, mostrando cual de todas fue la más crítica y en que estado se encuentra el resto de ellas. La distribución y el nivel de daño que se produjeron en las pilas es el mismo independientemente del registro que se aplique al puente.

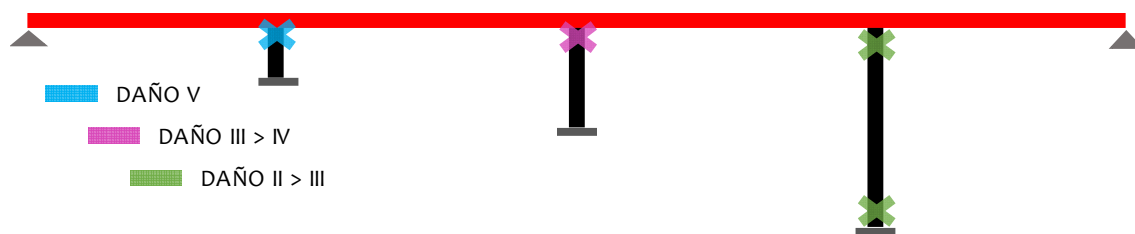


Figura 4. 68 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo BC en la dirección transversal

Cuando se alcanza el nivel de daño V en este modelo, la parte superior de todas las pilas son las que experimentan los mayores daños, al permitir el giro en la base, el mayor daño pasa de concentrarse en la parte inferior de las pilas 2 y 3 a la parte superior, dejándolas intactas en la parte inferior. La pila 2 es la más afectada, seguida de la pila 3 que en este punto muestra pérdidas muy grandes del recubrimiento, empezando a formarse la articulación plástica de dicha pila. La pila 4 por su parte muestra grietas cada vez más notorias en toda la altura de la pila, las grietas más grandes se generan en la parte superior de ésta haciéndose cada vez más pequeños hacia la base.

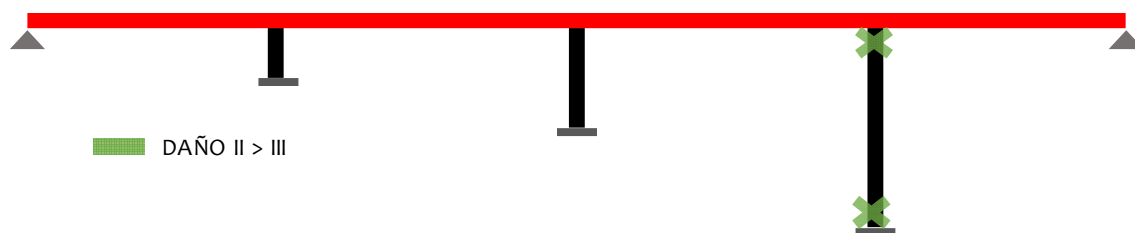


Figura 4. 69 Niveles de daño en cada una de las pilas al momento de la falla del modelo BC en la dirección longitudinal

En la dirección longitudinal (Figura 4. 69), se observa que las pilas 2 y 3 no experimentan daño más allá de la curvatura de fluencia y que la única pila con daño ligero es la pila 4 tanto en su base como en la parte superior. En comportamiento de esta pila en esta dirección se asemeja al descrito en el párrafo anterior para la dirección transversal.

A continuación, se presenta la configuración deformada de este modelo para el nivel de daño III. Se seleccionó este nivel de daño debido a que el valor de la intensidad sísmica S_a ya es bastante grande ($S_a=2.94g$ para el registro con mayor demanda) y no se esperarían tener desplazamientos mayores. Esta figura fue tomada a partir del modelo de análisis con la ayuda del programa SAP2000. Se observa que las zonas del puente en las que se presentan los mayores desplazamientos son las que se muestran con las diferentes tonalidades de azul.

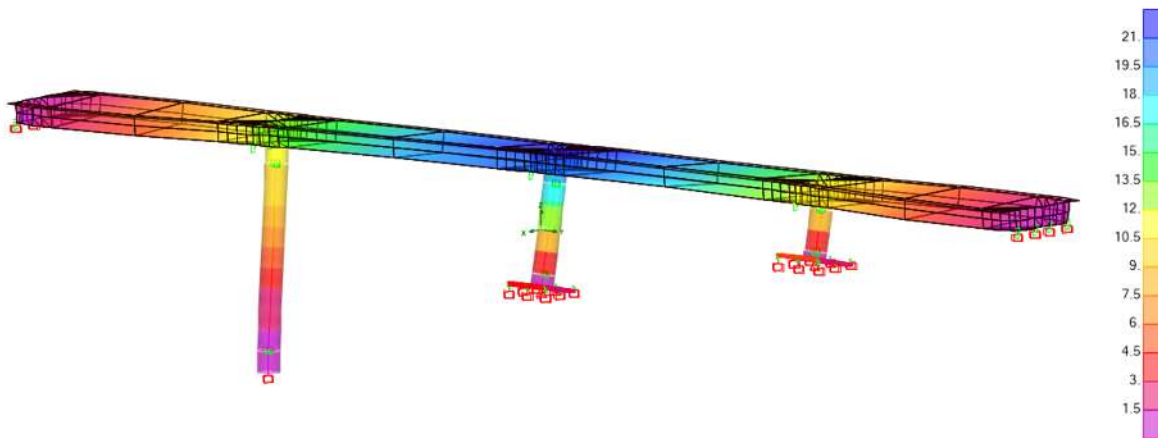


Figura 4. 70 Desplazamientos del modelo BC (SAP2000)

Los desplazamientos de este puente fueron registrados con todos y cada uno de los registros y se presentan en la siguiente gráfica.

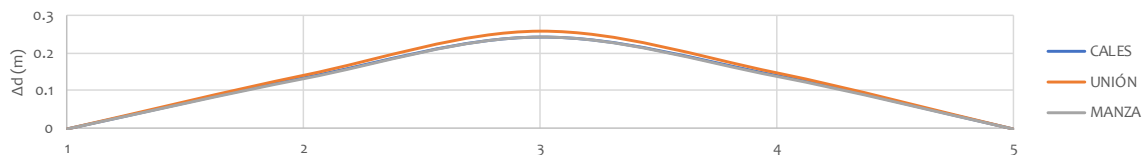


Figura 4. 71 Desplazamientos del tablero para nivel de daño III del modelo BC

Tanto en la gráfica anterior como en la Figura 4. 70, se observa que la configuración del tablero muestra una forma semi-parabólica prácticamente idéntica para todos los

registros en la cual, los desplazamientos de la pila central son los de mayor magnitud (24 cm), seguida de los desplazamientos de las pilas adyacentes (13 y 14 cm).

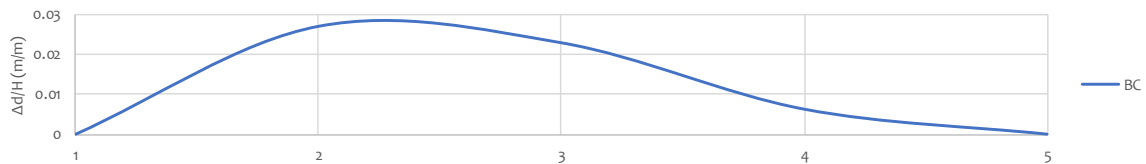


Figura 4. 72 Desplazamientos relativos de las pilas para nivel de daño III con el modelo del BC

Por último, en la Figura 4. 72 se presentan las distorsiones de las pilas correspondientes al nivel de daño III, se observa que las dos pilas en las que se consideró en balanceo presentaron los mayores valores de distorsión. La pila 2 muestra los mayores desplazamientos laterales con respecto a su altura, seguida de la pila central y por último la pila 4.

Al estudiar este modelo, una de las conclusiones más importantes es que al considerar el giro en la cimentación, las pilas que sufrían las concentraciones más grandes de momento y cortante producto del sismo (pilas 2 y 3) fueron liberadas, consiguiendo así que su capacidad aumentara de manera importante, sin embargo hay que tener en cuenta que la rigidez vertical de los apoyos debe ser suficiente para que estos no se aplasten, en parte por efecto de la carga axial que se transmita por la pila y también por el mismo giro de la cimentación.

CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se discutirá acerca del comportamiento de los modelos presentados en el capítulo anterior, y se hará una comparación de los resultados al utilizar el mismo tipo de registro sísmico. El objetivo de este capítulo es de mostrar al lector el efecto que los dispositivos de aislamiento y disipación sísmica tienen sobre una estructura, y lo diferente que puede ser la respuesta a pesar de haberse utilizado registros muy similares entre sí. Con el ultimo registro, también se pretende demostrar que no siempre el uso de estos sistemas de aislamiento es perjudicial para registros sobre suelo blando, siempre y cuando no se alteré demasiado el periodo fundamental de la estructura y se cuente con las condiciones idóneas que garanticen la supervivencia de los estribos.

5.1. RESPUESTA DE LOS PUENTES UTILIZANDO EL REGISTRO DE CALETA DE CAMPOS

En las siguientes figuras se muestran las curvas de capacidad dinámicas obtenidas con el registro de Caleta de Campos. La figura del lado derecho muestra el comportamiento de los puentes hasta el nivel de daño V, cuando el registro actúa en la dirección transversal, y las del lado izquierdo cuando el registro se aplica en la dirección longitudinal para los mismos niveles de intensidad. La curva en color negro representa al puente original y a partir del cual se hicieron las modificaciones a los modelos.

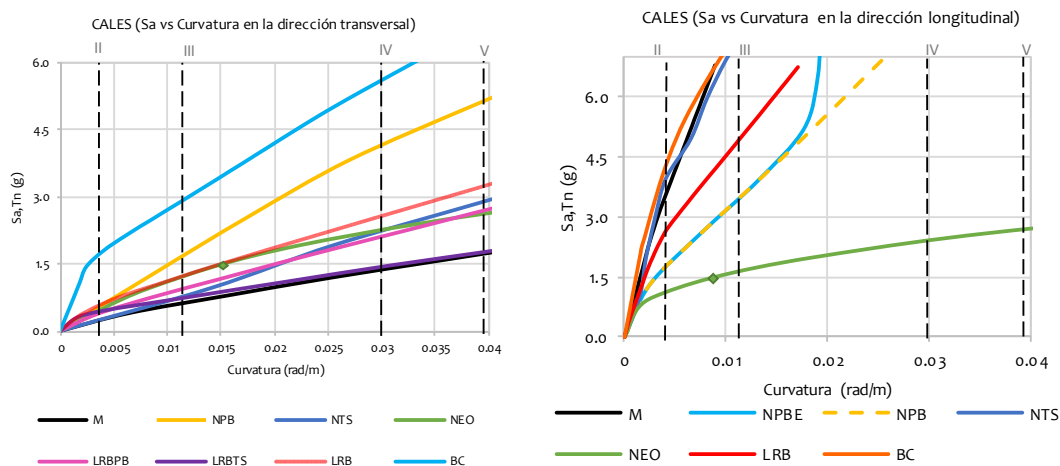


Figura 5.1 Curvas dinámicas de capacidad para los diferentes modelos con el registro de Caleta de Campos (transversal y longitudinal)

Dado que los apoyos de neopreno fallaron mucho antes de llegar al nivel de daño V en las pilas, la intensidad en la que falla el apoyo se representa con un punto en la curva de capacidad.

A partir de los resultados del análisis en la dirección transversal, se observa que al incorporar tanto los apoyos de neopreno como los de tipo LRB, disminuyen las demandas de curvatura en las pilas para todos los niveles de daño. En cuanto a los apoyos LRB, el modelo más favorable es cuando se colocan solamente los apoyos LRB, seguido de la combinación de los apoyos y barras disipadoras (LRBPB) y por último el modelo en el que se incluye la interacción de la superestructura con los topes transversales (LRBTS). Se observa que al colocar los topes sísmicos y restringir el movimiento del puente transversalmente, el comportamiento de este modelo se asemeja mucho al del puente monolítico, especialmente para los niveles de mayor daño, dado que los desplazamientos conducen a la interacción entre el tope y la sección cajón. En los puentes con los apoyos de neopreno, vemos que el uso de barras de plomo (modelo NPB), mejora de manera importante el comportamiento del puente, incluso más que en todos los casos de apoyos LRB. Los otros dos casos, NTS y NEO, tienen una respuesta similar a las de los apoyos LRB.

En la dirección longitudinal se aprecia que en casi todos los puentes (exceptuando los modelos BC y NTS), las demandas de curvatura aumentan a causa de la presencia de los apoyos; a pesar de eso, la dirección más crítica para todos los modelos es la transversal. Es interesante notar que en el modelo NEO los apoyos fallan en dirección longitudinal para una intensidad $S_a = 0.15 g$, antes de alcanzar la pérdida de recubrimiento en las pilas, mientras que, en dirección transversal la falla del apoyo ocurre a una intensidad ligeramente mayor que la longitudinal, pero las pilas de casi todos los modelos superan el nivel de daño III. Por último, se observa que el modelo BC es el que mejor se comporta de todos los modelos, no solo en la dirección transversal, sino que también en la dirección longitudinal. Las curvas dinámicas de capacidad muestran que el mejor comportamiento del puente sucede para todos los niveles de daño, disminuyendo drásticamente las demandas de curvatura.

5.2. RESPUESTA DE LOS PUENTES UTILIZANDO EL REGISTRO DE MANZANILLO

Los resultados obtenidos con el registro de Manzanillo se presentan a continuación mediante las curvas de capacidad dinámica, correspondientes a los análisis en ambas direcciones de los puentes.

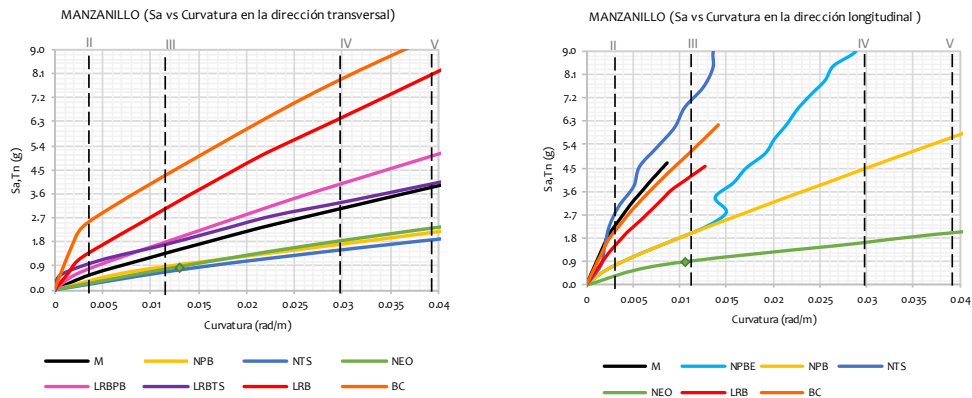


Figura 5. 2 Curvas dinámicas de capacidad para los diferentes modelos con el registro de Manzanillo (transversal y longitudinal)

En esta figura podemos observar que la colocación de los apoyos de neopreno empeoró considerablemente la respuesta del puente monolítico, siendo la curva del modelo NTS la que más perjudicó a la estructura. Por otro lado, al contar con apoyos tipo LRB, la respuesta del puente presentó mejoras muy notorias, en especial la del modelo LRB que fue la que más disminuyó la demanda de curvatura. Al usar este registro, se observa también que los modelos BC y LRB son los que muestran una mejor respuesta desde niveles muy bajos de intensidad, y con una gran resistencia.

En la dirección longitudinal observamos que, para este registro, todos los modelos a excepción del modelo en el que se considera el choque con el estribo (NTS) presentan demandas más altas de curvatura que en el caso monolítico. Los modelos que presentan el comportamiento más desfavorable, al igual que en la dirección transversal, son los modelos con los apoyos de neopreno; sin embargo, al considerar el choque de la estructura con el estribo, el modelo NPB mejora considerablemente su respuesta longitudinalmente a partir del nivel de daño III producto del incremento de rigidez longitudinal debido a la interacción con el estribo. Nuevamente el modelo que permite el balanceo de la cimentación es el que mejores resultados muestra en la dirección transversal; sin embargo, para el caso del análisis longitudinal, se presenta un ligero aumento de la demanda de curvatura comparado con el puente original.

5.3. RESPUESTA DE LOS PUENTES UTILIZANDO EL REGISTRO DE LA UNIÓN

En el caso del registro de la Unión (ver Figura 5. 3) se observa que, de forma similar a las curvas obtenidas con registro de Caleta de Campos, todos los puentes muestran un comportamiento más favorable que el puente monolítico en la dirección transversal. Al utilizar este registro observamos que, los modelos con apoyos que más favorecen a la estructura son los que tienen apoyos de neopreno, lo cual ocurre gracias a la modificación del periodo que reduce la intensidad espectral (Figura 4. 43).

Tomando en consideración que el modelo NEO falla por causa de la distorsión de los apoyos, el modelo que reduce en mayor medida los daños con respecto al puente monolítico es el NPB, seguido del modelo NTS y muy cercano a este, el modelo LRB. En el caso de los modelos con apoyos LRB, se muestra que la mejora que aporta el modelo LRB se ve reducida al combinar estos apoyos tanto con los topes sísmicos como con las barras de plomo, ya que la respuesta se asemeja mucho a la respuesta del puente monolítico como consecuencia de la aportación de rigidez de estos elementos al sistema.

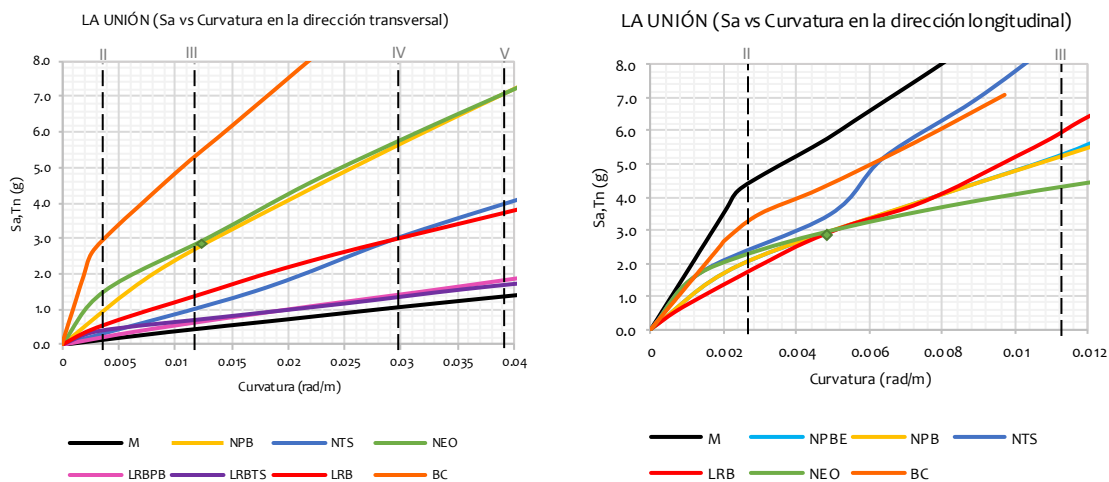


Figura 5. 3 Curvas dinámicas de capacidad para los diferentes modelos con el registro de la Unión (transversal y longitudinal)

Al analizar el comportamiento en la dirección longitudinal, se aprecia que, todos los modelos muestran un aumento en el daño para cada uno de los niveles de intensidad. En esta dirección vemos que la degradación de la rigidez del elemento con el peor daño de todos los modelos con apoyos (LRB y de neopreno) suceden en un rango de

intensidad de 1.95g a 2.54g, y que existe una medida de intensidad (2.9g) en la que todos estos modelos presentan aproximadamente los mismos valores de daño. Esta intensidad coincide también con el punto de la curva a partir del cual el modelo NTS comienza a disminuir sus demandas de curvatura por efecto del choque que experimenta con el estribo.

Por último, se aprecia nuevamente que el modelo BC mejora su comportamiento con respecto al puente monolítico en la dirección transversal. En dirección longitudinal el puente monolítico tiene el mejor comportamiento y el puente con balanceo muestra para todos los registros que las mejoras más importantes tienen lugar a niveles de daño bajos (fluencia).

5.4. COMPARACION DE LOS VALORES DE Sa DE LOS PUENTES CON REGISTROS DE PERIODO CORTO

A continuación, se muestran los cambios en los valores de Sa con los distintos registros, para cada uno de los niveles de daño en las pilas.

La Figura 5. 4 presenta los valores de Sa que provocan que el puente sobrepase los valores de curvatura de fluencia y comience a trabajar inelásticamente. Aquí se observa que el modelo BC es claramente el que más favorece al comportamiento del puente monolítico para todos los registros. También se muestra que los modelos con apoyos LRB son mucho más benéficos que si se combinan con otros sistemas, tales como las barras de plomo o los topes sísmicos. Estos beneficios no solo se consiguen a niveles de daño bajos, sino que también en niveles en el que el daño ya es considerable. Esto se muestra en las figuras puestas a continuación.

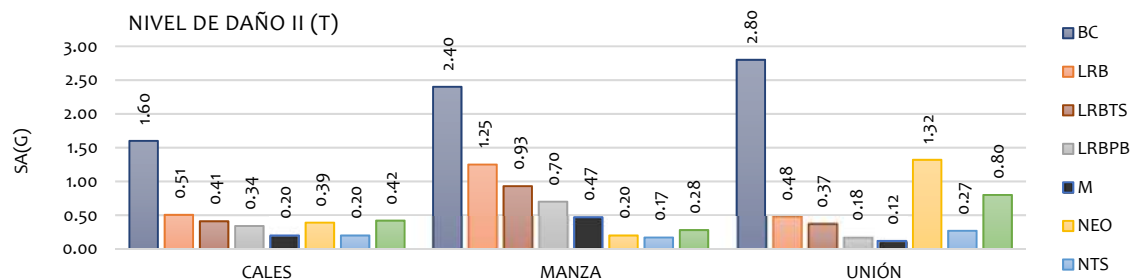


Figura 5. 4 Valores de Sa para nivel de daño II con los registros de periodo corto en la dirección transversal

El caso del modelo con los apoyos de neopreno no contó con la misma suerte que el LRB, ya que, en este caso, las pilas experimentan un nivel de daño en el que apenas se está propagando la pérdida de recubrimiento en la zona de articulación plástica, cuando se produce la falla de los apoyos de manera prematura. Por este motivo en la Figura 5. 5 no se incluye la respuesta del puente con apoyos de neopreno. Con el uso de los topes sísmicos o las barras de plomo o cualquier otro mecanismo que limite esos desplazamientos, se logra una mayor capacidad del sistema y se alcanza la falla de las pilas antes que la de los apoyos. De acuerdo con los resultados observados en la siguiente figura, la mejor respuesta se consigue al adicionar las barras de plomo.

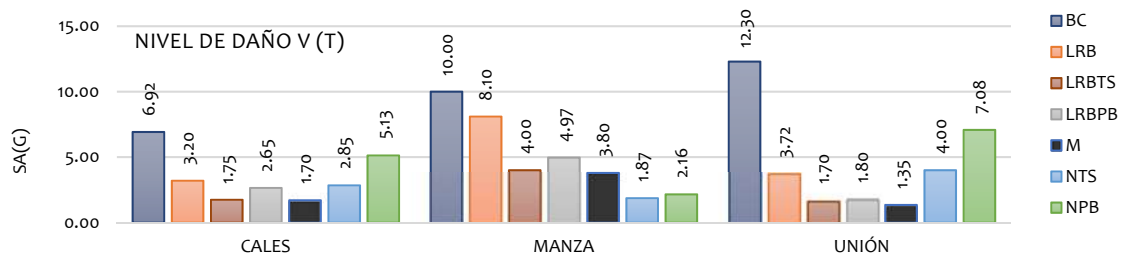


Figura 5. 5 Valores de Sa para nivel de daño V con los registros de periodo corto en la dirección transversal

Al trabajar con el modelo NEO se hace evidente la importancia de considerar el efecto del sismo en las dos direcciones, ya que, a diferencia del resto de los modelos, el puente con los apoyos de neopreno presentó la falla del apoyo el sistema pierde su funcionalidad antes de que las pilas pierdan el recubrimiento. En la siguiente gráfica se observa que, en la dirección longitudinal del puente, pocos modelos mejoraron el comportamiento del puente monolítico, y en el caso del registro de la Unión ni siquiera el modelo BC superó su comportamiento. En esta dirección los dos modelos que mejor se comportaron fueron el BC y el NTS. Con el registro de Manzanillo nuevamente los modelos con los apoyos de neopreno disminuyeron mucho la capacidad del puente y el único modelo que mejoró el comportamiento con este registro fue el NTS debido al choque del tablero con el estribo.

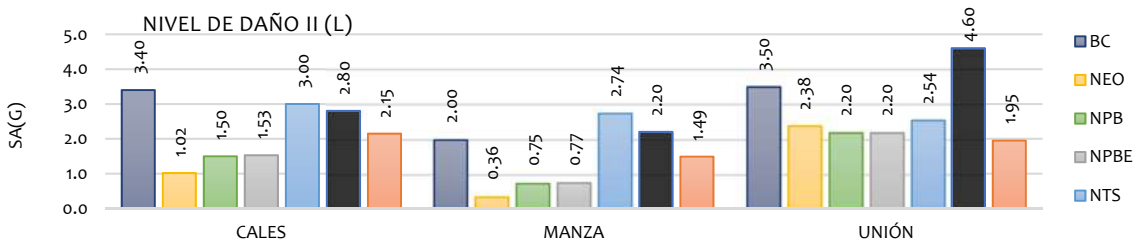


Figura 5. 6 Valores de Sa para nivel de daño II con los registros de periodo corto en la dirección longitudinal

5.5. RESPUESTA DE LOS PUENTES UTILIZANDO EL REGISTRO DE SCT

Como último inciso de este capítulo, se evalúa la respuesta de los modelos con los apoyos LRB y muy brevemente con los apoyos de neopreno para este registro se decidió no considerar el modelo BC. El análisis se realizó con el registro de la SCT que es un acelerograma con un contenido de frecuencias bajas. En la siguiente figura se muestran las curvas dinámicas de los modelos con los apoyos de neopreno.

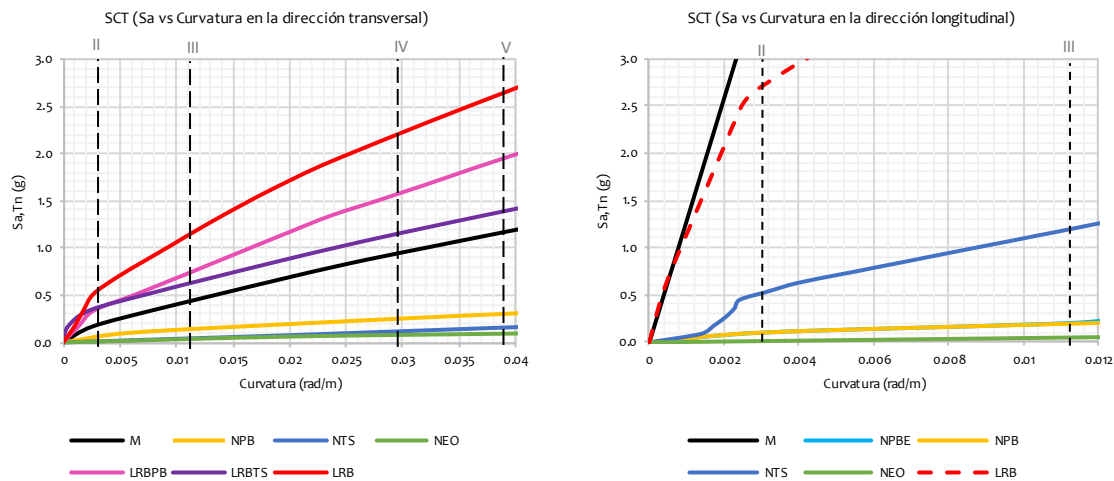


Figura 5. 7 Curvas dinámicas de capacidad para los diferentes modelos con el registro de la SCT (transversal y longitudinal)

En la figura anterior se aprecia que al utilizar este registro los modelos que mejoraron en mayor medida el comportamiento del puente monolítico en la dirección transversal son todos aquellos que usan los apoyos LRB. Aún con estas mejoras vemos que la demanda de curvatura en estos modelos es elevada si la comparamos con la respuesta de los modelos estudiados con los registros con un contenido de frecuencias altas. Una de las razones por las que sucedió de esta manera se debe a que a pesar de considerarse la presencia del apoyo de las pilas 2 y 3, no se permitió el movimiento de los estribos y gracias a eso no se afectó casi nada el periodo de la estructura, evitando que se amplificaran las intensidades asociadas con el espectro de respuesta.

Por otra parte, en este modelo se comprueba que incrementar el periodo en puentes con este tipo de registros no hace más que empeorar la respuesta del modelo y hacerlo más vulnerable. En la Figura 5. 7 se observa que a niveles en exceso bajos de pseudoaceleración espectral ($S_a = 0.25g$) con los modelos NEO y sus variantes presenta daños demasiado grandes, que provocan fácilmente el colapso de la estructura.

Longitudinalmente se observa el mismo efecto negativo de los apoyos de neopreno. El único caso en el que las demandas de curvatura disminuyen un poco es el caso del puente NST gracias al efecto del choque con el estribo. En cambio, en el modelo con los apoyos LRB, y no permitir los desplazamientos del puente en los estribos, se tiene un comportamiento ligeramente más desfavorable que en el modelo M.

En la figura 5.8 se muestran, de la misma forma que en el caso de los registros en roca, los valores de S_a asociados a cada nivel de daño para la dirección transversal. Se muestra que los apoyos LRB proporcionan los mejores resultados para todos los niveles de daño y que el puente monolítico resulta beneficiado con todas las alternativas de apoyo.

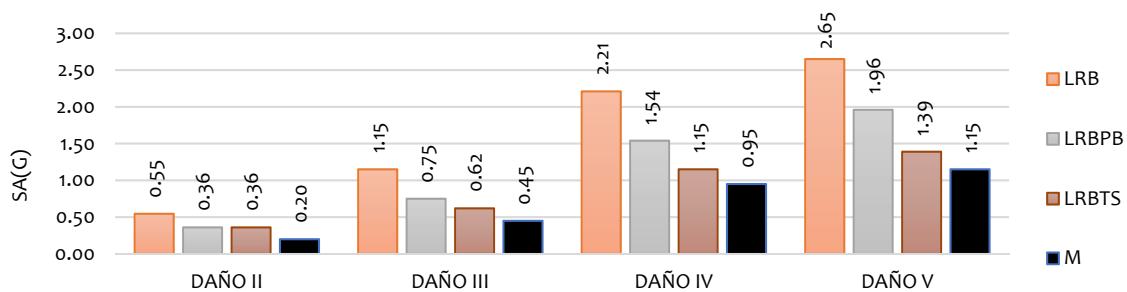


Figura 5. 8 Valores de S_a para nivel de daño II con los registros de periodo corto en la dirección transversal

En esta gráfica no se presentan los valores correspondientes a los modelos con los apoyos de neopreno, debido a la gran demanda de curvatura que impide considerarlos como una alternativa para el mejor funcionamiento del puente.

CONCLUSIONES

En la ingeniería, el comportamiento sísmico de las estructuras es un tema que está constantemente en discusión, por lo que a lo largo de los años numerosos métodos de análisis han surgido para evaluar el comportamiento de las estructuras y entre ellos el análisis dinámico incremental.

Al utilizar esta metodología de diseño se deben considerar suficientes puntos para poder elaborar las curvas de comportamiento, desde la condición de no daño, hasta el punto del colapso del puente para así conocer el comportamiento dinámico de la estructura para distintos niveles de intensidad. Esta no es una tarea sencilla ya que, se desconoce hasta que nivel de intensidad se llega a la falla de la estructura, y más cuando el comportamiento de la estructura no es monótonamente creciente, de manera que puede haber intensidades para las cuales la estructura se daña mucho para luego, con un factor de escala inmediatamente superior, esta se recupere por la redistribución del daño. Por ello, debe tenerse especial cuidado en definir apropiadamente los incrementos en la intensidad y los niveles de daño del puente.

En este trabajo se utilizó tanto la curvatura como medida del daño como los índices de daño propuestos experimentalmente por Hose, ya que se observó que, al trabajar con la rotación, los desplazamientos y las ductilidades del sistema casi no se afecta la forma de las curvas. En el caso de las medidas de la intensidad, se observaron cambios importantes en la forma de las curvas, así como los niveles de daño que se obtienen con un mismo valor de intensidad. La energía, a pesar de ser un valor muy estable, que nos muestra con mayor precisión el efecto de los registros, no es común en la práctica de la ingeniería y no es fácil de interpretar y de calcular. Debido a esto se trabajó con la pseudo-aceleración espectral (S_a), que es un valor sencillo de interpretar y que toma en cuenta las propiedades dinámicas de los registros y su influencia el modo de vibrar de los diferentes modelos.

Otra característica de los análisis que modifica sustancialmente el comportamiento de las curvas de capacidad dinámica es la influencia del ciclo histerético y su importancia en la respuesta de la estructura, ya que, al considerarse el efecto de la caída de la resistencia y rigidez, las curvas de capacidad cambian, mostrando un comportamiento serpenteante que conduce a distintos niveles de daño para el mismo nivel de intensidad sísmica.

Al comparar la respuesta de los modelos regular e irregular se observó que el puente irregular, al utilizar S_a como medida de la intensidad y la curvatura como medida del daño, tiene un comportamiento más desfavorable que el puente regular, con desplazamientos transversales de mayor magnitud y con variaciones muy notables al trabajar con distintos tipos de registros. El puente regular mostró las menores demandas de daño con todos los registros, además, los desplazamientos de este puente presentaron menor variación al cambiar el tipo de registro.

Se observó que los registros de periodo corto fueron los que presentaron las menores demandas de curvatura, y que los de periodo intermedio entre $T_n > 0.5s$ y $T_n < 1.5s$, fueron los que presentaron las demandas de curvatura más grandes para los mismos niveles de intensidad.

En los modelos con diferentes tipos de apoyo se observó que la respuesta de los puentes puede llegar a ser muy distinta incluso al contar con registros con contenidos de frecuencias muy similares. Las principales conclusiones que se obtienen con el análisis dinámico incremental, cuando se usan los apoyos tipo LRB y los apoyos de neopreno, son las siguientes:

En cuanto a los modelos con los apoyos tipo LRB, sin ningún otro tipo de dispositivo como las barras o los topes, se concluye que son la alternativa que mejora en mayor medida el comportamiento de los puentes, con todos los registros incluyendo el registro de la SCT. Al colocar las barras de plomo o los topes sísmicos, se observa un incremento en la demanda de curvatura en las pilas; particularmente, con las barras de plomo se obtiene un mejor comportamiento, sin embargo, el número y diámetro de estas debe estudiarse con cuidado, para no rigidizar demasiado el puente, provocando que la conexión entre el tablero y la subestructura se asemeje a una conexión fija, y se tenga un comportamiento similar al puente monolítico. Al colocar los topes sísmicos en lugar de las barras de plomo (modelo LBRTS), se observa que la mejora con respecto al puente monolítico se presenta en mayor medida para niveles de intensidad bajos, al momento del colapso, las demandas de curvatura en el modelo LBRTS son prácticamente iguales a las del puente monolítico.

De los modelos con los apoyos de neopreno se concluye que al colocar tanto los topes sísmicos como las barras de plomo, los esfuerzos en el puente se concentran en la base de las pilas, provocando que la pila corta sea la más afectada, pero mejorando sustancialmente el comportamiento en general al disminuir la demanda de curvatura para cada nivel de intensidad. En caso de no considerar ninguna clase de dispositivo para el control de desplazamientos, los apoyos de neopreno presentan distorsiones

demasiado grandes que provocan una falla prematura del neopreno a niveles de intensidad relativamente bajos. De los modelos NEO, NTS, y NPB, el modelo que tiene el mejor comportamiento es el modelo NPB para los registros de Caleta de Campos y de la Unión; pero en el caso del registro de Manzanillo no hubo mejoras con ninguna de las alternativas. Con el registro de Manzanillo, la mejor respuesta se obtiene con los apoyos LRB. Por último, al ver las curvas con el registro de la SCT podemos comprobar como al incrementar el periodo de la estructura y trabajar con registros con un elevado contenido de bajas frecuencias la respuesta del puente se perjudica radicalmente.

Del modelo BC se concluye que al considerar el giro en la cimentación, las pilas que sufrían las concentraciones más grandes de momento y cortante producto del sismo (pilas 2 y 3) fueron liberadas, consiguiendo así que su capacidad aumentara de manera importante, sin embargo hay que tener en cuenta que la rigidez vertical de los apoyos debe ser suficiente para que estos no se aplasten, en parte por efecto de la carga axial que se transmita por la pila y también por el mismo giro de la cimentación. Las curvas de capacidad de este puente en todos los registros utilizados son las que presentan las menores demandas de curvatura tanto en la dirección transversal como en la longitudinal.

En cuanto a las deformaciones del tablero y de las distorsiones de las pilas, al usar los diferentes tipos de apoyos se observa que los valores más altos en el desplazamiento del tablero son los que corresponden al modelo LRB, seguido del modelo NEO. Al colocar las barras de plomo y los topes sísmicos, estos desplazamientos se asemejan mucho a los desplazamientos del puente monolítico. En cuanto a las distorsiones se concluye que los apoyos generan una reducción muy importante en la distorsión de la pila 2 con respecto al puente monolítico; no obstante, al incluir los topes y las barras de plomo, estos valores vuelven a incrementarse y conducen al elevarse la intensidad a las del puente original. Como en todos los casos se buscó una solución apropiada, la pila más sensible a todos estos cambios de los apoyos es la 3, que es la que limita la capacidad del puente original.

Por último, con respecto a los modelos con las diferentes condiciones de apoyo, las curvas de capacidad obtenidas a partir de los registros de Caleta de Campos y de la Unión en la dirección transversal muestran el mejor comportamiento de todos los modelos analizados. En especial, con el registro de La Unión se lograron las reducciones más importantes en la demanda al utilizar los apoyos de neopreno.

Las curvas con el registro de Manzanillo indican mejoras únicamente en los modelos con el uso de los apoyos tipo LRB. Con los apoyos de neopreno la respuesta siempre

resultó más desfavorable, lo que se atribuye a que el incremento del periodo no fue suficiente para alejarlo de la zona con los valores más altos de S_a en el espectro de respuesta de este registro.

Al usar el registro de la SCT, se muestra que es peligroso para la estructura aumentar su periodo, ya que se estaría aproximando a la zona en el espectro donde los valores de S_a son los más grandes, sin embargo, al usar los apoyos únicamente para uniformizar las rigideces de las pilas del puente, sin afectar el periodo de manera apreciable, se consigue una respuesta muy favorable de la estructura.

En la dirección longitudinal no se mejora la respuesta del puente monolítico en casi ninguno de los modelos. El comportamiento más desfavorable en esta dirección corresponde a los apoyos de neopreno, en especial cuando no se contempla ningún otro dispositivo que limite los desplazamientos del tablero. Pese a la reducción de la capacidad del puente en esta dirección, la falla de los puentes ocurre en su mayoría en la dirección transversal.

REFERENCIAS

- 1) Akiyama H. (1999), “Metodología del proyecto sismorresistente de edificios basada en el balance energético, Editorial Reverte.
- 2) Akiyama, H. (1985). Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings Tokyo University of Tokyo Press.
- 3) Banon H., Biggs J.M., and Irvine H.M. (1981), “Seismic damage in reinforced concrete frames”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 107:9, 1713-1729.
- 4) Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, (1999), Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. México.
- 5) Buratti N. (2012), "A comparison of the performances of various ground motion intensity measures", DICAM – Structural Engineering, University of Bologna, Italy.
- 6) Carr, A. 2008. Ruaumoko manual, University of Canterbury, New Zealand.
- 7) Casarotti C. and Pinho R. (2007), “An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action”, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 5(3).
- 8) CFE, Comisión Federal de Electricidad. (2016). PRODISIS versión 4.1, Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Sismo. Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- 9) Chopra A.K., (2001). “Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering”. 2ª ed. Prentice Hall. Upper Saddle River, New Jersey.
- 10) Chung, Y. S., Meyer, C. and Shinozuka, M. (1987), "Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Buildings", NCEER-87-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- 11) Erdal Safak and Steve Harmsen (2000), "Seismic hazard and design by using energy flux", Geological Survey, Golden, CO, USA.
- 12) FEMA, (1997). “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”. Reports FEMA 273 Guidelines. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- 13) FIB, State of the art report, (2004). “Displacement based-seismic design of reinforced concrete buildings”. Task Group 7.2. Bulletin 25, ISBN 2-88394-065-7, pp196.

- 14) Hose, Y.D., Seibel, F. and Priestley, M.J.N., (1997), "Strategic Relocation of Plastic Hinges in Bridge Columns", Structural Systems Research Project, 97/05, University of California, San Diego, La Jolla, September.
- 15) Housner, G.W. (1959). "Behaviour of structures during earthquake". Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE 1959: 85(4): 109–129
- 16) Isabelle Villemure (1993), "Damage indices for reinforced concrete frames evaluation and correlation", B. Eng., École Polytechnique de Montréal.
- 17) Ivana Mekjavić, "Damage identification of bridges from vibration frequencies", ISSN 1330-3651 (Print), ISSN 1848-6339 (Online).
- 18) Jack W. Baker and C. Allin Cornell (2006), "Vector-Valued Ground Motion Intensity Measures for Probabilistic Seismic Demand Analysis", Stanford University.
- 19) Jara M. and Jara José (2006), "A seismic energy dissipation system for short and médium span bridges", First European Conference on Earthquake Engineering and seismology, Geneva, Switzerland, Paper Number 1465.
- 20) JRA. (1996). "Specification for highway bridges, Part V, Seismic Design". Japan Road Association.
- 21) Kappos A.J., Gidaris I.G. y Gkatzogias K.I., (2012), "Seismic Design and Assessment of Bridges, Inelastic Methods of Analysis and Case Studies". Bulletin of Earthquake Engineering, Springer, 10:1237-1266.
- 22) Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M., and Abel, J.F. (1992). A Computational Tool for Evaluation of Seismic Performance of RC Buildings, Computers and Structures, Pergamon Press, Vol.41, No.1, 151-173.
- 23) Marco De Biasio (2014), "Ground motion intensity measures for seismic probabilistic risk analysis", Civil Engineering. Universite Grenoble Alpes.
- 24) Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto del Distrito Federal (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- 25) Park, Y. J., Ang, A H.-S., and Wen, Y. K., "Damage Limiting Aseismic Design of Buildings", Earthquake Spectra, Vol. 3 No.1, Feb. 1987, pp. 1-26.
- 26) Park, Y.J. and Ang, A.H.S., 1985. "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. Journal of Structural Engineering", ASCE, 111(4), 722-739.
- 27) Priestley, M. J. N., Seible, F., y Calvi, G. M. (1996), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", A Wiley-Interscience Publication. Jonh Wiley & Sons, Inc.

- 28) Rodriguez-Gomez, S., & Cakmak, A. S. (1990). "Evaluation of seismic damage indices for reinforced concrete structures". Department of Civil Engineering and Operations Research School of Engineering and Applied Science Princeton University.
- 29) Shehata E. Abdel Raheem, "Pounding mitigation and unseating prevention at expansion joints of isolated multi-span bridges", Assiut University, Egypt.
- 30) Shunsuke Otani (1981), "Hysteresis models of reinforced concrete for earthquake response analysis".
- 31) Skinner R.I., Robinson W.H. y Mc Verry G.H., (1993). "An Introduction to Seismic Isolation". John Wiley & Sons.
- 32) Tehrani P, (2012). "Seismic behavior and analysis of continuous reinforced concrete bridges", Thesis submitted to McGill University in partial fulfillment of the requirements of the degree of Doctor of Philosophy, Montreal, Quebec, Canada.
- 33) Tehrani P. & Mitchell D. (2012), "Seismic Performance Assessment of Bridges in Montreal Using Incremental Dynamic Analysis", McGill University, Canada.
- 34) Trifunac M. D. and Brady A. G. (1975). "A study in the duration of strong earthquake ground motion". Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 65, No. 3, pp. 581-626.
- 35) Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). "Incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31:3, 491-514.
- 36) Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2002). "Incremental dynamic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31:3, 491-514.