



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y
DOCTORADO EN INGENIERÍA

**APLICACIÓN DEL MÉTODO MODAL ESPECTRAL AL
DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO DE PUENTES DE
CONCRETO MODELADOS EN 3D**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

PRESENTA
FERNANDO MONROY MIRANDA

DIRIGIDA POR
DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

CIUDAD UNIVERSITARIA. MÉXICO. 2004



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

AGRADECIMIENTOS

Se completó esta tesis gracias a la ayuda de una institución y muchas personas que contribuyeron de diferente manera y que, principalmente, me motivaron para hacer posible la realización y culminación de este trabajo.

De invaluable ayuda, y es por ello que deseo agradecer de manera muy especial a mi maestro y tutor, Dr. Gustavo Ayala Milián, primeramente por la paciencia, comprensión y asesoría brindada así como por las muchas facilidades que me otorgó para la realización de esta tesis.

Deseo agradecer a los miembros de mi jurado, Dr. Arturo Tena Colunga, Dr. Oscar López Bátiz, Dr. Juventino Carlos Reyes Salinas, Dr. Gustavo A. Ayala Milián y M. I. Octavio García Domínguez, por dedicar su valioso tiempo a la revisión de este documento, por sus comentarios y acertadas sugerencias.

Con agradecimiento al M. en I. Miguel Ángel Rodríguez Vega quien como jefe, compañero y amigo siempre me ha brindado su apoyo total, gracias Miguel.

Al M. en I. Octavio García Domínguez, Coordinador de la Sección de Estructuras tanto de la División de Estudios de Posgrado como de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica ambas de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por sus atinadas sugerencias y apoyo que me brindó para reiniciar, continuar y terminar mis estudios de Maestría.

Deseo agradecer a la Facultad de Ingeniería de la UNAM, quien además de ser uno de los pilares de mi formación académica y profesional, siempre me ha dado todas las facilidades para llevar a cabo mis estudios y así siempre le estaré agradecido.

Un reconocimiento importante merecen mis amigos y compañeros de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica por toda la ayuda que me brindaron, durante no solo mis estudios sino en todo momento, quienes me ayudaron, apoyaron y orientaron durante el tiempo que permanecí en el programa de Maestría en Ingeniería.

También quiero agradecer a la familia Prat González, por la oportunidad brindada para aplicar modestamente la ingeniería en la solución de algunos problemas, lo cual ha sido parte de mi desarrollo profesional y me ha servido como complemento para terminar este trabajo.

Por último, pero no por eso menos importante, deseo agradecer a mis familiares y demás amigos por estar presentes durante este largo camino que finalmente llega a feliz término: a mi madre Petra, a mi padre Aurelio, a mis hermanos; Ma. Elena, Aurelio, Lilia, Rocío y Sergio, muy especialmente a mi esposa Margarita y a mis hijas Linda Nayeli, María Isabel y a la risueña Silvia Sofía quienes, a pesar de algunos sacrificios, siempre me motivan, ayudan, soportan y alientan, sobre todo, durante el tiempo que estuve realizando este trabajo. También a todas aquellas personas que de manera importante me ayudaron a concluir este trabajo.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: FERNANDO

MONROY MIRANDA

FECHA: 25-02-04

FIRMA: MERCEDES GALVAN FRAUSTO

PA. Gustavo Ayala Milián

A mi madre Petra

A mi padre Aurelio

A mis abuelitos (Estefana, Bartolita y Esteban), donde quiera que se encuentren

A mi querida esposa Margarita

A mis luceros que iluminan mi camino; Linda Nayeli, María Isabel y Silvia Sofía

ÍNDICE

RESUMEN	viii
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Importancia de los puentes	1
1.2 Características particulares de las estructuras de puentes	2
1.3 Herramientas de cómputo para el análisis de puentes	3
1.4 Tipos de respuesta de los puentes ante acciones sísmicas	4
1.5 El diseño sísmico basado en desempeño de las estructuras de puentes	5
1.6 Objetivo y alcances de la tesis	5
CAPÍTULO 2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO	8
2.1 Introducción	8
2.2 Deficiencias observadas en el comportamiento sísmico de estructuras de puentes	8
CAPÍTULO 3 MODELACIÓN DE ESTRUCTURAS DE PUENTES	13
3.1 Introducción	13
3.2 Propiedades de la estructura	14
3.3 Modelación estructural	14
3.4 Modelado y análisis no lineal	17
3.5 Tipos de no linealidades	18
3.5.1 No linealidad del material	18
3.5.2 No linealidad geométrica	18
3.6 Análisis dinámico	18
3.6.1 Análisis dinámico no lineal	19
3.7 Idealización de la rigidez	19
3.8 Idealización de la masa	21
3.9 Idealización del amortiguamiento	21
3.9.1 Amortiguamiento por fricción de Coulomb	22
3.9.2 Amortiguamiento viscoso	22
3.9.3 Amortiguamiento estructural o histerético	22
3.9.4 Amortiguamiento de Rayleigh	22
3.9.5 Amortiguamiento en comportamiento no lineal	24
3.10 Idealización de las juntas de dilatación	25
3.11 Modelos lineales y no lineales	26
3.12 Algunas herramientas de cómputo para el análisis no lineal de puentes ...	27

CAPÍTULO 4 ASPECTOS FUNDAMENTALES EN EL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO	29
4.1 Antecedentes en el diseño sísmico basado en desempeño	29
4.2 Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño	30
4.3 Índices de daño como índices de desempeño	32
4.3.1 Algunos índices de daño	36
4.3.1.1 Índice de daño propuesto por Roufaiel y Meyer	36
4.3.1.2 Índice de daño propuesto por DiPasquale y Cakmak	37
4.3.1.3 Índice de daño propuesto por Park y Ang	38
4.4 Niveles de desempeño, estructuras que resultan de la aplicación del DSBD ..	41
4.5 Demanda sísmica, niveles de diseño sísmico	41
4.6 Evaluación sísmica y diseño de estructuras de puentes basados en desempeño	43
 CAPÍTULO 5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO CONSIDERANDO LOS MODOS SUPERIORES	 46
5.1 Introducción	46
5.2 Procedimiento de análisis de diseño sísmico basado en desempeño considerando la contribución de todos los modos de vibrar	47
5.2.1 Forma de incluir la participación de los modos superiores	50
5.2.2 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que admiten daño	52
5.2.3 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que no admiten daño	53
5.3 Procedimiento modal espectral.....	53
5.3.1 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que admiten daño	54
5.3.2 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que no admiten daño	55
 CAPÍTULO 6 EJEMPLO ILUSTRATIVO	 58
6.1 Descripción del puente estudiado	58
6.2 Determinación de la resistencia asociada al modo fundamenta	60
6.3 Aplicación del procedimiento de diseño modal espectral	64
6.4 Análisis y comparación de resultados	66
 CAPÍTULO 7 COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	 69

REFERENCIAS	74
APÉNDICE A PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL EJEMPLO	A-0
APÉNDICE B CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL EJEMPLO	B-0
APÉNDICE C INSTRUCTIVO DEL PROGRAMA PUENTES	C-0

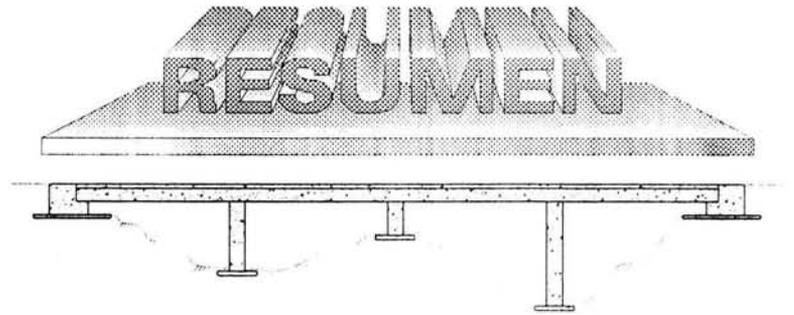
LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Demanda sísmica utilizada en este trabajo	6
Figura 3.1 Estrategias de modelado	14
Figura 3.2 Modelo de masas concentradas	15
Figura 3.3 Modelo de componentes estructurales	15
Figura 3.4 Modelo de elementos finitos	16
Figura 3.5 Manera simplista de considerar la flexibilidad de la cimentación	21
Figura 3.6 Junta de dilatación	25
Figura 4.1 Tabla de Objetivos de Desempeño Sísmico SEAOC (1995)	31
Figura 5.1 Niveles de desempeño considerados en el diseño sísmico por desempeño para estructuras dúctiles (FEMA 273)	46
Figura 5.2 Curvas de comportamiento, las pendientes corresponden a distintos estados de daño	47
Figura 5.3 Resistencia por unidad de masa para un nivel de ductilidad dado	48
Figura 5.4 Límites de las pendientes que definen la curva de comportamiento	49
Figura 5.5 Curvas de capacidad; con un modo y con todos los modos	50
Figura 5.6 Distribución de fuerzas laterales equivalentes incluyendo modos superiores	52
Figura 5.7 Espectro escalado para T_1 con S_{a1} (etapa 1)	55
Figura 5.8 Espectro escalado para T_2 con S_{a2} (etapa 2)	56
Figura 5.9 Ilustración conceptual para los análisis modales	56
Figura 6.1 Geometría de la estructura del ejemplo	58
Figura 6.2 Modelo utilizado para la estructura del ejemplo	59
Figura 6.3 Primeros 3 modos de la estructura del ejemplo	61
Figura 6.4 Pendientes para los dos periodos de la estructura del ejemplo	61
Figura 6.5 Distribución de daño en la estructura del ejemplo	62
Figura 6.6 Programa DEGTRA (Ordaz y Montoya, 2000)	63
Figura 6.7 Espectro de resistencias del ejemplo, mostrando la resistencia correspondiente para la estructura sin daño	63
Figura 6.8 Curva completa de comportamiento	64
Figura 6.9 Valores del espectro escalado para T_1 con S_{a1} (etapa 1)	64
Figura 6.10 Valores del espectro escalado para T_2 con S_{a2} (etapa 2)	65
Figura 6.11 Configuración de refuerzo propuesta para las pilas del puente	66
Figura 6.12 Relaciones demanda/capacidad (análisis dinámico no lineal paso a paso)	67

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1 Índice total de daño en edificios	39
Tabla 4.2 Correlación entre el índice total de daño y el observado (Park <i>et al.</i> , 1985)	40
Tabla 4.3 Niveles de diseño sísmico, Vision 2000	42

Tabla 6.1 Cuantía de refuerzo para las pilas del puente	66
Tabla 6.2 Máximos absolutos de los cocientes mostrados en las figuras 6.12 a, b y c (análisis paso a paso)	68
Tabla 6.3 Máximos absolutos de los cocientes de momentos (análisis de empujón)	68



Después de observar el comportamiento de las estructuras durante los últimos eventos sísmicos importantes, se ha llegado a la conclusión de que, en ciertos casos, los métodos de diseño sísmico actuales no son capaces de garantizar los desempeños para los cuales fueron diseñadas. Esto hace evidente la necesidad de contar con otros procedimientos de diseño que garanticen índices de desempeño de acuerdo con los objetivos de diseño de las estructuras.

La posibilidad de contar con metodologías que permitan el control del daño en las estructuras, ha llevado a los ingenieros e investigadores a la búsqueda de procedimientos de diseño, que consideren de manera explícita el desempeño de las estructuras de acuerdo con los objetivos de diseño sísmico considerados, lo anterior implica poder considerar en el diseño de una forma más adecuada el comportamiento de una estructura ante las demandas sísmicas a las que se pueda ver sometida durante su vida útil.

En este trabajo se pretende validar un método simplificado de diseño sísmico por desempeño para estructuras de puentes de concreto modelados en 3D que incluye, en las fuerzas de diseño, la participación de los modos superiores de vibrar. El método aplicado se fundamenta en los principios de un procedimiento de evaluación del desempeño sísmico de marcos de edificios y uno de diseño sísmico por desempeño derivado de este, ambos anteriormente desarrollados por un grupo de investigación del II de la UNAM. El procedimiento utilizado tiene la característica de que la curva de capacidad de la estructura, obtenida considerando sólo la contribución del modo fundamental y una distribución de daño propuesta por el diseñador, se modifica para incluir la participación de los modos superiores, aspecto importante en estructuras de puentes en los que los modos superiores de vibrar pueden contribuir significativamente a su respuesta. El procedimiento se fundamenta en la hipótesis de que la curva de capacidad de la estructura, definida en el espacio cortante basal contra desplazamiento de azotea, puede reducirse a la curva de comportamiento de un sistema equivalente de un solo grado de libertad correspondiente al modo fundamental de vibrar utilizando para ello conceptos elementales de la dinámica estructural.

De relevancia es el hecho de que, para la aplicación del procedimiento utilizado en esta tesis, sólo se requiere efectuar análisis modales espectrales considerando todos los modos, sin requerirse el cálculo de fuerzas laterales equivalentes máximas ni el correspondiente análisis estático. Los análisis modales espectrales efectuados considerando todos los modos y realizados de acuerdo con los conceptos de la dinámica estructural, consideran directamente la contribución de los modos superiores de vibrar en la determinación de los desplazamientos y fuerzas de diseño de los elementos estructurales.

El trabajo se concentra en el diseño de puentes de concreto reforzado, diseñados preliminarmente con un reglamento de construcciones. Para ilustrar la aplicación del procedimiento de diseño sísmico por desempeño en estructuras de puentes modeladas en 3D utilizado en este trabajo, se selecciona un puente de concreto reforzado y se considera como demanda sísmica de diseño, la correspondiente al registro EW(SCT) del temblor de Michoacán de septiembre de 1985. Los resultados del método se revisan con un análisis no lineal con cargas laterales incrementadas monótonamente (análisis del empujón a la estructura en 3D) así como con los obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso.



1.1 Importancia de los puentes

La mayoría de los estudiosos en el tema aceptan que, desde su aparición en la antigüedad, los puentes poco a poco se convirtieron en elementos indispensables para el desarrollo económico ya que, en la mayoría de los casos, fueron la solución para el tránsito de personas, mercancías u objetos de un lugar a otro salvando múltiples obstáculos. En la actualidad, en muchos países, el funcionamiento económico y social depende en gran medida del correcto desempeño de los puentes en su conjunto, que por sus características propias depende en gran parte del buen comportamiento estructural que el puente tenga durante toda su vida.

Son diversas las causas por las que la estructura de un puente puede dejar de cumplir la función para la cual fue diseñada, en efecto, teniendo como marco al Reglamento de Construcciones para el DF (RCDF), una estructura deja de cumplir la función para la cual fue diseñada cuando esta exhibe un inadecuado comportamiento ante las acciones de servicio, el cual se puede manifestar de diversas maneras tales como: desplazamientos, deformaciones, agrietamientos y vibraciones excesivas, o bien, cuando las acciones exceden a los esfuerzos o la resistencia de en alguna de sus partes o del conjunto.

Lo anterior resalta la necesidad de conocer con buen grado de aproximación la relación entre las acciones sobre la estructura y la respuesta de ésta, es decir su comportamiento estructural.

De las acciones que la estructura debe soportar durante su vida útil, las que pueden demandarle su máxima capacidad son las accidentales, y de ellas, las sísmicas son las que ocuparán nuestra atención en este trabajo.

La acción de los sismos intensos es una de las causas más importantes de daño severo en las obras de ingeniería. En nuestro país, los registros indican que este tipo de movimientos ocurre con la frecuencia e intensidad suficiente como para considerar sus efectos al diseñar las estructuras. Por ello, los reglamentos de construcción existentes insisten en los aspectos de diseño sísmico para las obras de ingeniería, y proponen clasificarlas por su importancia. En nuestro país, esta clasificación se hace de acuerdo a las consecuencias que acarrea la pérdida parcial o total de alguna estructura en particular, por ejemplo, después de un sismo intenso, un hospital debe ser capaz de permanecer en condiciones de servicio, aún cuando un edificio de oficinas quede en un estado tal que impida su uso.

Los puentes se encuentran entre las estructuras que es necesario conservar después de sismos destructivos, es decir, puesto que es vital mantener el tránsito de vehículos de emergencia y de servicios después de que ha sucedido un temblor, el RCDF clasifica a las estructuras de puentes como

pertenecientes al grupo A. Esto hace que sea fundamental evitar en lo posible el colapso de los puentes durante la acción de un sismo, y sobre todo, que sigan funcionando después de un fenómeno sísmico excepcional, para asegurar lo anterior, es indispensable conocer con detalle su respuesta ante excitaciones dinámicas.

A escala mundial (y nuestro país no es la excepción), son muchos los casos de fallas, colapsos parciales o totales de estructuras que se han reportado durante la ocurrencia de movimientos sísmicos fuertes, afortunadamente hasta la fecha, parece ser que en nuestro país, estas acciones no han traído consecuencias de lamentar en estructuras de puentes. Sin embargo, el deterioro estructural, la corrosión, el incremento en la magnitud y ocurrencia de las cargas vivas (paso de vehículos cada vez más pesados) junto con la frecuente ocurrencia de sismos de magnitud moderada, y considerando la posibilidad de que se presenten en el futuro eventos sísmicos con gran potencial destructivo, pueden poner en riesgo la capacidad de la estructura para resistir la combinación de esas acciones, o en el mejor de los casos, los daños ocasionados a su estructura pueden inhabilitarla temporalmente o definitivamente para la función que fue diseñada.

1.2 Características particulares de las estructuras de puentes

Hay que tomar en cuenta que el comportamiento estructural de puentes es diferente del de otros tipos de estructuras debido a que los puentes poseen características particulares como son:

- *Alturas de columnas.* Las condiciones topográficas o de proyecto geométrico conducen a que las columnas de un puente resulten en la mayoría de los casos de altura diferente, esta característica lleva a una distribución no uniforme de la rigidez a lo largo del eje de la estructura reflejándose en zonas de concentración de daño.
- *Partes semiconectadas.* Aspectos de diseño o procedimiento constructivo puede conducir a que la estructura resultante tenga un gran número de partes semiconectadas, lo anterior hace que la respuesta dinámica de la estructura cambie abruptamente durante un temblor debido a la separación (juntas de expansión) o contacto de segmentos adyacentes de la superestructura a cada lado de las conexiones o apoyos.
- *Número de apoyos.* Pese a que una de las premisas en el diseño de puentes es colocar la menor cantidad de apoyos, dependiendo de la longitud total del puente, su estructura puede resultar con un determinado número de apoyos ampliamente espaciados, y que en un buen número de casos, generalmente no interconectan a las vigas o losas de la superestructura. Esta característica puede llevar a diferencias en las cargas dinámicas de cada pila debido a los cambios en la amplitud y la fase de los movimientos sísmicos en la ubicación de cada apoyo.
- *Diferentes rigideces.* En general la estructura de un puente tendrá diferente rigidez en la dirección longitudinal y transversal en consecuencia las propiedades dinámicas y la capacidad sísmica del sistema puede ser muy diferente en ambas direcciones.
- *Comportamiento no lineal.* Para movimientos fuertes los marcos transversales y/o las pilas pueden incursionar en el intervalo de comportamiento no lineal (del material y por geometría), lo cual puede

dar lugar a una variación en rigidez a lo largo de la estructura. Esto ocurre al existir una reducción en la rigidez de las columnas asociada al comportamiento no lineal (agrietamiento, flujo plástico, etc.).

- *Elementos de protección sísmica.* Cuando se utilizan elementos de protección para reducir la vulnerabilidad sísmica de los puentes, como son: dispositivos de aislamiento de base y dispositivos de amortiguamiento principalmente, ellos introducen elementos no lineales en el modelo de la estructura y su presencia influye en la configuración estructural del puente y por lo tanto en su respuesta.

1.3. Herramientas de cómputo para el análisis de puentes

Con el fin de diseñar estructuras de puentes nuevos así como evaluar y reforzar las que no cumplan con los códigos o criterios aplicables después de que no se han visto favorecidas por los resultados de una evaluación basada en métodos y herramientas de relativa sencillez en su aplicación (siempre y cuando se tomen en cuenta los aspectos más relevantes para predecir el comportamiento con cierto grado de aproximación) se han utilizado, en un buen número de casos, las herramientas más comunes de Análisis Elástico Lineal para resolver estructuras de puentes (STRUDUL, STAAD-III, SAP, etc.), sin embargo, dadas las limitaciones de esas herramientas al aplicarlas a puentes, existe la necesidad de conocer y saber aplicar nuevas herramientas y métodos de diseño aplicables a puentes para poder estimar de mejor manera su comportamiento estructural.

Dadas las características geométricas, proceso constructivo, tipo y efectos de las acciones en estructuras de puentes hacen que su comportamiento, en la mayoría de los casos, sea no lineal. En un intento por hacer una mejor predicción del comportamiento se han desarrollado herramientas particulares para estructuras de puentes, por ejemplo: ISADAB (Saïidi *et al.*, 1986), NEABS-II (Imbsen y Penzien, 1986), SEISAB (1994), etc. Inclusive algunos programas clásicos de análisis como el STAAD y el SAP han evolucionado (SAP-2000 V-7 PLUS y V-8) incorporando módulos para el análisis de puentes (BRIDGE) y opciones de análisis no lineal (SAP-2000 V-7 NO LINEAL/PUSH y V-8) con la opción de modelar elementos amortiguadores externos, aisladores de base “Gap” y elementos “Hook”, con la posibilidad de realizar análisis no lineal de historia en el tiempo y análisis estático incremental de carga lateral secuencial (“Push over”), sin embargo, de los programas antes mencionados algunos autores han señalado los siguientes inconvenientes:

- No permiten el modelado de comportamiento no lineal del material o bien los modelos de comportamiento que manejan son muy simples (elastoplástico).
- Dificultad para modelar componentes característicos de puentes (juntas, apoyos, conexiones, etc.).
- Costo elevado.
- Escasa documentación sobre el tema (ejemplos prácticos sobre puentes).
- Utilizan criterios muy específicos (extranjeros).

Al respecto, en nuestro país se desarrolló el programa PUENTES (Ramírez, 1999) que permite determinar la respuesta sísmica no lineal de estructuras de puentes considerando modelos más realistas de comportamiento para los elementos de las estructuras de puentes (juntas de expansión, sistemas de protección sísmica, apoyos de comportamiento no lineal, etc.), así como la variación espacial de la excitación sísmica. También permite calcular índices de comportamiento necesarios para la evaluación

del daño estructural debido a acciones sísmicas, así como la determinación de su capacidad sísmica residual, por lo que, esta herramienta puede ser una opción viable para utilizarla en el proceso, tanto de evaluación como de diseño sísmico de puentes.

1.4 Tipos de respuesta de los puentes ante acciones sísmicas

Ante excitaciones sísmicas resulta conveniente considerar, de acuerdo a la amplitud, tres tipos de respuesta de los puentes: a) De baja amplitud, b) De amplitud moderada y, c) De gran amplitud (Ayala *et al.*, 1987). Los tres tipos de respuesta se definen a continuación.

a) Respuesta de baja amplitud.

Cuando la respuesta de los puentes ante excitaciones sísmicas es de baja amplitud, los elementos estructurales no incursionan en el intervalo de comportamiento no lineal, por lo que es posible aplicar la hipótesis que adopta tanto el análisis estructural para el análisis bajo fuerzas estáticas como el análisis modal espectral para el análisis bajo fuerzas dinámicas.

Una práctica común, para la mayoría de los puentes proyectados en México, es considerar que su comportamiento es elástico lineal.

b) Respuesta de amplitud moderada.

Si la respuesta de los puentes ante excitaciones sísmicas es de amplitud moderada, algunos de sus miembros estructurales incursionan en el intervalo de comportamiento no lineal, por lo que la hipótesis de linealidad y el principio de superposición de causas y efectos dejan de ser aplicables.

c) Respuesta de gran amplitud.

Puede darse el caso de que, para determinados tipos de puentes, la respuesta inducida por el sismo sea de gran amplitud, y encontrarse que los desplazamientos correspondientes son comparables con las dimensiones de algunos de sus elementos estructurales, produciéndose así un comportamiento no lineal de tipo geométrico. Este caso puede no ser de interés práctico, ya que tales niveles de desplazamiento no son admisibles en los puentes.

Según lo expuesto, es de interés conocer el comportamiento de los puentes cuando su respuesta es de amplitud moderada, para ello los modelos analíticos que se utilicen deben ser capaces de aceptar incursiones en el intervalo de comportamiento no lineal de los elementos estructurales característicos de los puentes, entonces se hace necesaria la utilización de métodos y herramientas adecuados que permitan considerar esas incursiones.

Un gran número de investigadores han considerado necesario el desarrollo de investigaciones, cuyo objetivo ha sido el estudio de modelos analíticos y procedimientos de análisis sísmico no lineal de estructuras para la evaluación de la respuesta de amplitud moderada, producida por sismos intensos en puentes de concreto con varios claros relativamente largos. Por puente largo se considera a aquél cuya respuesta ante excitaciones sísmicas puede calcularse despreciando el efecto de la masa del suelo que se encuentra detrás de los estribos.

1.5 El diseño sísmico basado en desempeño de las estructuras de puentes

A nivel mundial, el comportamiento de las estructuras de puentes ante los últimos eventos sísmicos importantes, ha permitido llegar a la conclusión de que, en muchos casos, los métodos de diseño sísmico actuales no son capaces de garantizar los desempeños para los cuales fueron diseñadas.

Lo anterior es producto de que los procedimientos de diseño contenidos en la mayoría de los códigos actuales se basan en resistencias y fuerzas sin especificar claramente el desempeño esperado, por lo que, con frecuencia el desempeño sísmico observado de las estructuras es diferente al supuesto por los criterios reglamentarios. Esto pone en evidencia la necesidad de contar con otros procedimientos de diseño que garanticen índices de desempeño de acuerdo con los objetivos de diseño de las estructuras. En efecto, son varios los profesionales de la ingeniería estructural (Freeman 1972, Moehle 1992, Priestley 1993, Ayala 1999, entre otros) quienes concluyen que es más apropiado utilizar un método de diseño basado en desempeño tales como deformaciones, desplazamientos, resistencias, etc.

La posibilidad de contar con procedimientos que permitan el control del daño en las estructuras, ha llevado a los ingenieros e investigadores a la búsqueda de esas metodologías de diseño, que consideren de manera explícita el desempeño de las estructuras de acuerdo con los objetivos de diseño sísmico considerados, lo que implica poder tomar en cuenta en el diseño, de una forma más adecuada, el comportamiento de una estructura ante las demandas sísmicas a las que ésta se pueda ver sometida durante su vida útil.

Los requerimientos reglamentarios sísmicos actuales se basan en la premisa de un estado límite de falla, admitiendo que las construcciones puedan presentar daño sin llegar a colapsar. Mahoney y Hanson (1998) presentan una propuesta para el desarrollo de criterios de desempeño sísmico, correspondiente a distintos niveles de demanda sísmica para ser aplicados en el diseño de construcciones nuevas y evaluación de las existentes.

1.6 Objetivo y alcances de la tesis

El objetivo general de esta tesis es mostrar la aplicación y validar una metodología simplificada de diseño sísmico por desempeño para estructuras de puentes modelados en 3 dimensiones, haciendo énfasis en:

- a) El análisis sísmico no lineal de puentes.
- b) Inclusión de la participación de los modos superiores de vibrar.
- c) Obtención de las fuerzas de diseño.
- d) Modelación de algunos de los componentes típicos de puentes.
- e) La utilización de la herramienta de cómputo disponible tanto particular como de uso común.
- f) Metodología clara y concisa para puentes cuya respuesta sea de amplitud moderada.

En esta tesis se valida un método simplificado de diseño sísmico por desempeño para estructuras de puentes modelados en 3D que incluye la participación de los modos superiores de vibrar en las fuerzas de diseño estudiando un estado límite de colapso incipiente.

El método utilizado en este trabajo se fundamenta en los principios de un procedimiento de diseño sísmico por desempeño de estructuras de edificios (derivado de uno de evaluación, Ayala 1999), que al considerar la participación de los modos superiores de vibrar de la estructura modifica su curva de capacidad, comúnmente obtenida de considerar sólo la contribución del modo fundamental y una distribución de daño propuesta por el diseñador. Este aspecto es importante en aquellas estructuras de puentes, donde los modos superiores de vibrar pueden contribuir significativamente a su respuesta sísmica.

El método se basa en la hipótesis de que, la curva de capacidad de la estructura definida en el espacio cortante basal contra desplazamiento de un punto característico sobre el puente puede reducirse, mediante el uso de conceptos elementales de la dinámica estructural, a la curva de comportamiento de un sistema equivalente de un solo grado de libertad, correspondiente al modo de vibrar que más contribuye a la respuesta de la estructura.

El método de diseño por desempeño utilizado en esta tesis fue propuesto por Ayala (1999), y modificado por Basilio (2002) para que en su aplicación, sólo se efectúen análisis modales espectrales considerando todos los modos, sin requerirse el cálculo de fuerzas laterales equivalentes máximas ni el correspondiente análisis estático, ya que, los análisis modales espectrales realizados de acuerdo con los conceptos de la dinámica estructural, consideran directamente la contribución de los modos superiores de vibrar de la estructura en la determinación de los desplazamientos y fuerzas de diseño de los elementos estructurales.

Para ilustrar la aplicación del procedimiento de diseño por desempeño, se considera como demanda sísmica de diseño la correspondiente al registro EW (SCT) del temblor de Michoacán de 1985 (Figura 1.1), actuando sobre una estructura de puente (Priestley, 1997).

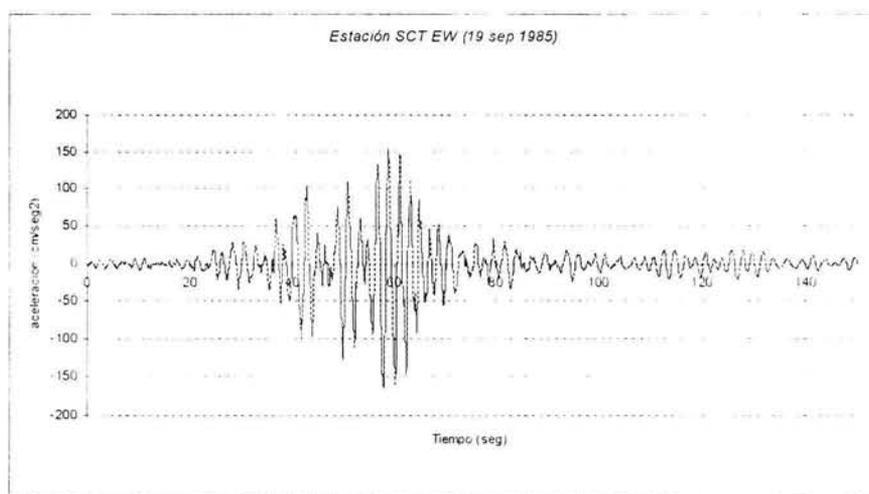


Figura 1.1. Demanda sísmica utilizada en este trabajo.

Esta tesis está formada por siete capítulos (la introducción y seis más). En el segundo capítulo se hace una descripción del comportamiento sísmico observado en algunas estructuras de puentes ante sismos fuertes.

En el tercero se presenta una descripción de las características de los elementos estructurales más importantes en la respuesta dinámica de estructuras de puentes para su modelación tridimensional.

En el capítulo cuatro, y con base en documentos antecedentes, se presentan los aspectos más sobresalientes del método de diseño sísmico por desempeño presentado por Ayala (1999) así como los del modificado por Basilio (2002) este último con fundamentos en el análisis modal espectral considerando todos los modos, que es el que se utiliza en esta tesis.

En el quinto se muestra la metodología propuesta por Ayala *et al.*, (2002) aplicada al diseño sísmico por desempeño de estructuras de puentes modelados en 3D.

En el capítulo seis se aplica el procedimiento descrito en el capítulo anterior al ejemplo ilustrativo, también se analizan los resultados del método de diseño sísmico por desempeño utilizado y, algunos de ellos, se comparan con los de un análisis de empujón de la estructura diseñada, así como con los de un análisis dinámico no lineal paso a paso.

Por último, en el siete se hacen comentarios y se presentan las conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo.



2.1 Introducción

En sismos relativamente recientes ocurridos en California, Japón, Turquía, Taiwan, Centro y Sur América, muchas estructuras de puentes, algunas de ellas diseñadas específicamente para resistir terremotos severos, han colapsado o sufrido daños cuando fueron sometidas a movimientos sísmicos cuya intensidad fue, en algunos casos, menor que la especificada en los códigos que en su momento fueron empleados para su diseño.

Algunas de las estructuras de puentes tienen poca o ninguna redundancia y la falla de un elemento estructural o de sus estribos pueden llevar al colapso parcial o total de la estructura.

El comportamiento sísmico de estructuras de puentes, en algunas ocasiones inadecuado, puede ser atribuido, en la mayoría de los casos, a las filosofías de diseño adoptadas. Las diferencias de diseño, con influencia determinante en su comportamiento ante sismos intensos, son consecuencia directa del criterio de diseño elástico adoptado; por ejemplo, algunas de las consecuencias de esta metodología son:

- 1) Se subestiman los desplazamientos, basados en los niveles elásticos de fuerza lateral.
- 2) Las relaciones entre las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas son incorrectas, ya que los niveles de fuerzas sísmicas son bajos; esto lleva a que los valores de momentos flexionantes bajo cargas combinadas sean, no solamente bajos, sino que pueden ser hasta de signo contrario, y.
- 3) Al no considerar los conceptos de ductilidad y capacidad de disipación de energía, las zonas de concentraciones de efectos inelásticos no se detallan adecuadamente.

Algunos puentes son más sensibles a efectos de interacción suelo-estructura que los edificios, por lo que, en ciertos casos, el no considerar estos efectos puede conducir a diferencias significativas entre el comportamiento teórico y el real.

2.2 Deficiencias observadas en el comportamiento sísmico de estructuras de puentes

Los estudios sobre daño a estructuras de puentes durante sismos severos realizada por Iwasaki (1972), Okamoto (1983), Imbsen y Penzien (1986), Buckle (1994), Priestley *et al.* (1988, 1996), Seible (1997), Seible y Priestley (1997) y otros, muestran mecanismos de falla comunes para puentes, que pueden ser atribuidos a cualquiera de las tres diferencias listadas anteriormente o a una combinación de ellas, pudiendo dar como resultados (Ramírez, 1999):

- 1) **Desplazamientos relativos en los apoyos.** En la literatura existente sobre el tema, se mencionan muchos ejemplos de fallas en puentes causados por desplazamientos relativos de los claros en la dirección longitudinal, que exceden la dimensión del apoyo en esa dirección, dando como resultado el desprendimiento de los miembros de la estructura en las juntas de expansión no restringidas, y en ocasiones hasta en las restringidas debido a la falla de los sujetadores. Este problema ha sido de particular importancia en puentes de varios claros con columnas largas, en estos, los marcos adyacentes pueden moverse fuera de fase, lo que incrementa los desplazamientos relativos en las juntas. Aún cuando se coloquen sujetadores, estos pueden tener resistencias inadecuadas para evitar que los claros se desprendan de los apoyos. Los puentes con líneas de apoyo esviadas con respecto a su eje poseen mayor tendencia al desprendimiento de sus apoyos en comparación con aquellos que las tienen en ángulo recto, esto es debido a que, durante terremotos, los puentes esviados experimentan un incremento en sus desplazamientos laterales debido a la rotación en planta de su superestructura (Priestley, 1992).
- 2) **Golpeteo de partes adyacentes en estructuras de puentes.** Holguras inadecuadas (pequeñas) entre estructuras adyacentes y desplazamientos sísmicos (mayores) no contemplados en el diseño pueden resultar en daño debido al golpeteo entre sus partes, este es un problema importante, principalmente cuando las estructuras adyacentes tienen alturas diferentes, lo que resulta en el impacto entre la superestructura de una, y la columna (o columnas) de la otra. Las fuerzas de impacto debido al golpeteo de los componentes de un puente pueden ser muy altas, causando la amplificación de las fuerzas cortantes en los miembros e incrementando la posibilidad de una falla frágil por cortante. Investigaciones analíticas recientes han mostrado que las fuerzas de impacto por golpeteo pueden ser hasta diez veces la magnitud de las fuerzas sísmicas típicas (Kasai *et al.*, 1990). El golpeteo en estructuras de alturas desiguales puede evitarse mediante evaluación realista de los desplazamientos y la previsión de separaciones adecuadas entre las estructuras adyacentes. Sin embargo, existe evidencia teórica de que un golpeteo entre superestructuras de igual altura puede ser beneficioso para la respuesta sísmica (Tao *et al.*, 1992), debido a que el impacto entre estructuras de períodos fundamentales diferentes actúan para modificar y hasta eliminar el inicio de una respuesta resonante.
- 3) **Asentamiento y rotación de los estribos.** Este problema se ha presentado mucho en sismos recientes y está relacionado con la respuesta de suelos blandos y rellenos mal consolidados. Bajo una respuesta longitudinal, la presión del terreno sobre el estribo se incrementa debido a las aceleraciones sísmicas. El impacto del puente contra el estribo puede generar presiones pasivas altas, que inducen un incremento adicional en las presiones laterales a niveles por debajo del punto de impacto del tablero o superestructura. Los terrenos compactados

inadecuadamente tienden a asentarse en dirección al puente, empujando la parte inferior del estribo junto al suelo en movimiento. Este desplazamiento se encuentra limitado por el contacto entre la parte superior del estribo y la superestructura, lo que resulta en una rotación del mismo. Las consecuencias típicas de este problema son: el daño en la parte superior del muro del estribo debido al impacto de la superestructura y, daño al sistema de apoyo de los pilotes (siempre y cuando las rotaciones en el estribo sean grandes).

- 4) **Fallas en columnas.** En sismos recientes se han evidenciado varias deficiencias en columnas de puentes. Las columnas pueden presentar comportamiento en flexión no deseado debido a:
- a) **Resistencia a flexión inadecuada en las columnas.** Hasta los años 70's, se tenía la idea de que no se requería proporcionar ductilidad en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas, en realidad, el concepto de articulación plástica era irrelevante para los métodos de diseño utilizados en esa época. Hasta 1971 los códigos de diseño habían puesto énfasis en normas que tomaran en cuenta los efectos sísmicos en puentes, resultando diseños exclusivamente basados en la teoría elástica prescribiéndose niveles de fuerzas laterales muy bajos para caracterizar la acción sísmica, usando fuerzas estáticas horizontales equivalentes limitadas aproximadamente a un 10% del peso de la estructura, ahora se reconoce que, en algunos casos, los niveles de respuesta elástica pueden exceder el 100% de los de las cargas de gravedad. Aunque la discrepancia entre los niveles de diseño y de respuesta elástica parece grande, la discrepancia entre la resistencia real y el nivel de respuesta elástica es típicamente mucho mejor como resultado de la naturaleza conservadora de los métodos de diseño elástico adoptados para diseños de columnas a flexión.
 - b) **Confinamiento del concreto y pandeo del refuerzo.** Pocas columnas de puentes diseñadas antes de 1970 tienen suficiente resistencia para permitirles responder elásticamente durante la ocurrencia de un evento sísmico importante. Por eso, muchas columnas fallan al no poder responder inelásticamente de manera dúctil. Ahora se sabe que, para asegurar un comportamiento dúctil, se requiere una separación pequeña del refuerzo transversal para confinar al concreto del núcleo de la columna en las regiones potenciales de formación de articulaciones plásticas. Estas separaciones del refuerzo transversal son también necesarias para prevenir el pandeo del refuerzo longitudinal ante un incremento sustancial de la fuerza axial y/o momento flexionante durante un evento sísmico. Las columnas de puentes diseñadas antes de 1970, generalmente, carecen de refuerzo transversal adecuado (o separación adecuada), esta deficiencia ha sido evidente en los terremotos de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) y Kobe (1995) donde ocurrieron fallas dramáticas por la formación de articulaciones plásticas en columnas de puentes.
 - c) **Longitud de traslape insuficiente del refuerzo longitudinal.** En columnas de puentes, estas longitudes solían determinarse con base en cargas de gravedad o en fuerzas sísmicas de servicio bajas. Cuando los traslapes están colocados en zonas de articulaciones plásticas, a menudo no es posible transmitir las fuerzas a los niveles de fluencia que ocurren en el refuerzo durante sismos severos, además, con frecuencia el refuerzo longitudinal de las columnas era traslapado inmediatamente por encima de la

cimentación, con longitudes inadecuadas para desarrollar la resistencia de las barras. En el terremoto de Loma Prieta (1989) se observó daño en la base de varias columnas, pudiendo atribuirse a fallas de adherencia en el traslape del refuerzo longitudinal. Otra causa de falla, evidenciada en el terremoto de Kobe (1995), fue la soldadura a tope en las barras de refuerzo longitudinal cercanas a las zonas de momentos máximos, lo que explica la dificultad de asegurar la resistencia y ductilidad de esas zonas; lo anterior no es un punto crítico si se usa un diseño elástico.

- d) Ductilidad inadecuada a flexión.** A pesar de la alta resistencia a flexión de las columnas de concreto reforzado en puentes existentes, frecuentemente, esta resistencia es aún mucho menor que la requerida por la respuesta elástica para intensidades sísmicas esperadas. La consecuencia es que, para sobrevivir un movimiento sísmico intenso, las estructuras deben poseer ductilidad. Por ejemplo, para niveles de ductilidad de desplazamientos de 2 ó 3, los desplazamientos unitarios del concreto en compresión, en las regiones de articulaciones plásticas, exceden la capacidad de desplazamiento en compresión del concreto no confinado, ocasionando el desprendimiento del recubrimiento. A menos que el núcleo del concreto esté bien confinado por estribos o espirales con espaciamiento adecuado, el agrietamiento se extiende rápidamente al núcleo, y el refuerzo longitudinal se pandea ocurriendo una rápida degradación de rigidez y resistencia resultando, eventualmente, una pérdida de capacidad para resistir cargas verticales. Este comportamiento puede acelerarse cuando el refuerzo transversal está traslapado en el recubrimiento, como ocurren en diseños viejos de puentes. Cuando el recubrimiento de concreto se desprende, los estribos pierden efectividad en las zonas de traslape del refuerzo.
- e) Cortante en columnas.** La resistencia inadecuada a cortante en columnas es una deficiencia común en puentes existentes. Las normas de diseño actuales dictan que, por capacidad, la resistencia a cortante de un elemento debe exceder la de flexión, de manera que tenga un comportamiento dúctil. Lo anterior no fue la práctica de diseño en puentes antes de los 70's, debido a que las columnas se diseñaban para cortantes de diseño insuficientes y a que, en general, se tiene una sobrerresistencia a flexión, es común encontrar resistencias a cortante menores a un tercio de la necesaria para desarrollar completamente su resistencia a flexión (Maffei, 1996).

La resistencia a cortante de una columna de concreto resulta de una interacción compleja de mecanismos que involucran la transferencia de cortante por compresión del concreto, así como de la ligazón del agregado a lo largo de las grietas inclinadas de flexión-cortante y de un mecanismo de armadura en el refuerzo horizontal. Si en el mecanismo de armadura se presenta la fluencia en el refuerzo transversal, los anchos de las grietas aumentan rápidamente, disminuyendo la contribución a la resistencia de los mecanismos resistentes a corte del concreto, en estas condiciones, la falla por cortante es frágil e involucra una rápida degradación de resistencia impidiendo una respuesta sísmica dúctil.

En algunos casos, la falla por cortante puede ocurrir luego de la formación de una articulación plástica, esto es una consecuencia de la reducción en capacidad de los mecanismos de cortante asignados al concreto en regiones de articulaciones plásticas una vez que comienza la degradación de rigidez a flexión. Las columnas cortas son particularmente susceptibles a fallas por cortante debido a la alta relación fuerza

cortante/momento flexionante. Como se mencionó anteriormente, en general, la resistencia real a flexión de columnas existentes es mayor que la resistencia nominal de diseño si se diseñan con la teoría elástica; esto no ocurre con la resistencia a cortante de columnas, ya que, generalmente, las ecuaciones de diseño para este tipo de acción eran menos conservadoras.

5) Juntas viga-columna

- a) **Cortante en las conexiones entre columnas y cabecero.** Luego del terremoto de Loma Prieta (1989), una consecuencia importante del análisis de daño en puentes, fue el traer a la luz los problemas de cortante en la conexión entre el cabecero y las columnas. En los casos estudiados, se ha encontrado que, el mecanismo de transferencia de fuerzas de los miembros a las juntas producen en estas fuerzas cortantes horizontales y verticales que pueden ser mucho mayores que las fuerzas en los miembros. Generalmente estas fuerzas no habían sido tomadas en cuenta en el diseño de puentes por lo que, al no tenerse un refuerzo para ellas, ocurrían las fallas por cortante en las juntas.
- b) **Cortante y flexión en el cabecero.** Las fallas en el cabecero causadas por el terremoto de Loma Prieta (1989) y la evaluación subsecuente de cabeceros de concreto dañados indican diferencias importantes en tres áreas:
 - 1) Capacidad a cortante insuficiente, particularmente cuando los cortantes sísmicos y por gravedad se suman.
 - 2) Terminación prematura del refuerzo superior (para momento negativo) en la viga y,
 - 3) Anclaje insuficiente del refuerzo del cabecero en las regiones extremas.

Mientras los dos primeros problemas fueron encontrados principalmente en cabeceros de marcos más anchos que el tablero del puente, la tercera deficiencia se ha encontrado en muchos marcos de múltiples columnas correspondientes a diseños viejos de puentes.



3.1 Introducción

El objetivo principal de las herramientas de análisis sísmico de puentes es la determinación de su respuesta sísmica en términos de desplazamientos, fuerzas y deformaciones en los elementos estructurales (barras, placas, cables, etc.) que componen a la estructura. Para el diseño de puentes nuevos, estas herramientas son usadas principalmente para evaluar la demanda sísmica en forma de fuerzas y deformaciones requeridas en los elementos estructurales, mientras que, para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes, se hace énfasis en la determinación de las capacidades de deformación y resistencia disponibles.

A menudo los modelos de diseño desarrollados para estimar la demanda sísmica, se basan en las dimensiones aproximadas de los elementos provenientes de un diseño preliminar utilizando propiedades de secciones estimadas y características nominales de los materiales. Para ello se desarrollan modelos que representan al sistema estructural completo y, mediante la aplicación de varias técnicas de análisis mayormente elásticas lineales, se obtiene la cuantificación de las fuerzas en los elementos correspondientes a cargas sísmicas estáticas equivalentes o a cargas dinámicas. En caso de considerarse necesario, y basándose en estas fuerzas, la forma y dimensiones de los elementos estructurales pueden ser refinadas de una manera iterativa.

Con base en las dimensiones, detalles y propiedades geométricas efectivas de las secciones transversales conocidas de los elementos estructurales así como de las propiedades mecánicas probables o reales de sus materiales, la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes está comúnmente orientada hacia la estimación de su capacidad disponible. El procedimiento consiste en una caracterización detallada del comportamiento fuerza-deformación más probable de los componentes individuales de la estructura del puente, los que son combinados para obtener las capacidades estimadas de deformación de subsistemas separados utilizando técnicas, por ejemplo; Análisis Elástico Lineal, del empujón (marco a marco) y hasta un análisis dinámico no lineal completo.

El paso final consiste en la comparación de los resultados de demanda y capacidad, para ello se requiere la determinación de los desplazamientos equivalentes o fuerzas elásticas obtenidas del modelo de diseño o evaluación correspondiente. Solamente un análisis dinámico no lineal o uno del empujón combinan la caracterización de la componente no lineal y la excitación sísmica para la determinación directa de la respuesta del puente.

3.2 Propiedades de la estructura

En general, las propiedades de la estructura, tales como: la rigidez, la masa, el amortiguamiento y la capacidad de disipación de energía deben ser modeladas cuidadosamente para que puedan representar lo mejor posible la respuesta real del puente; también pueden existir elementos estructurales que requieran de atención especial, tales como: cables, juntas de dilatación, apoyos y sistemas de protección sísmica (aisladores, amortiguadores, disipadores, etc.). Para todos ellos es necesario utilizar modelos representativos que tomen en cuenta sus características específicas con influencia determinante en la respuesta del puente.

3.3 Modelación estructural

El modelo es la herramienta que facilita la formulación matemática de la geometría y de las características de comportamiento del prototipo estructural del puente. Para describir el comportamiento de la estructura real se utilizan elementos discretos y sus conexiones (discretización). Se pueden usar varios niveles de discretización (Figura 3.1), desde modelos de parámetros concentrados y modelos de componentes estructurales, hasta modelos detallados de elementos finitos (Priestley *et al.*, 1996).

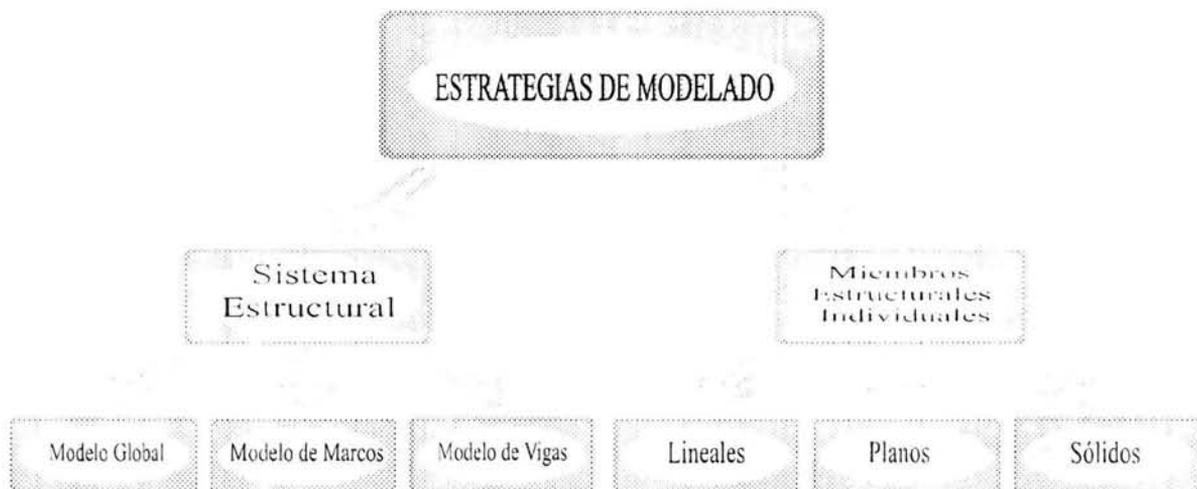


Figura 3.1 Estrategias de modelado.

En los modelos de masas concentradas (Figura 3.2), las características del puente como la masa, rigidez y amortiguamiento están concentradas convenientemente en ubicaciones discretas, son simples en su formulación matemática pero, para representar adecuadamente el comportamiento del puente, se requiere de conocimiento y experiencia para poder formular las relaciones equivalentes fuerza-deformación de los pocos elementos idealizados.

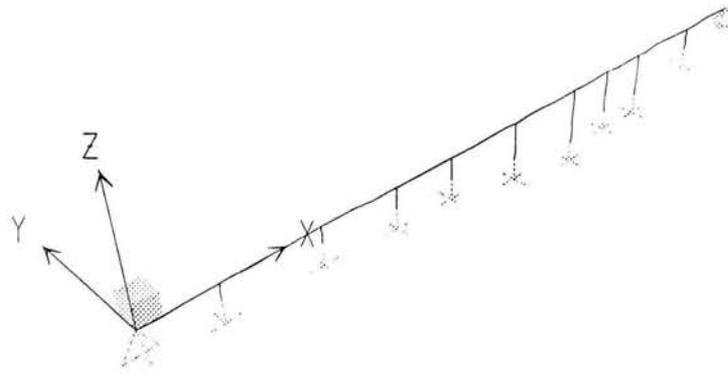


Figura 3.2 Modelo de masas concentradas.

Los modelos de componentes estructurales (Figura 3.3) se basan en subsistemas estructurales idealizados, que están conectados para asemejarse a la geometría general del puente, la caracterización de la respuesta es proporcionada en forma de relaciones fuerza-deformación para cada subsistema o componente estructural.

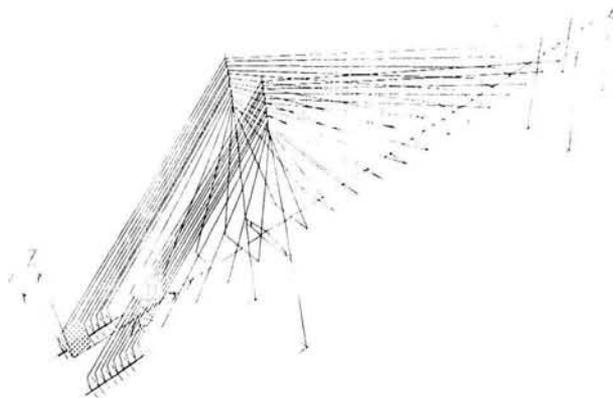


Figura 3.3 Modelo de componentes estructurales.

Finalmente, los modelos de elementos finitos (Figura 3.4) discretizan la geometría real de la estructura del puente con un gran número de elementos de tamaño reducido con características de comportamiento derivadas directamente de los materiales que componen la estructura.

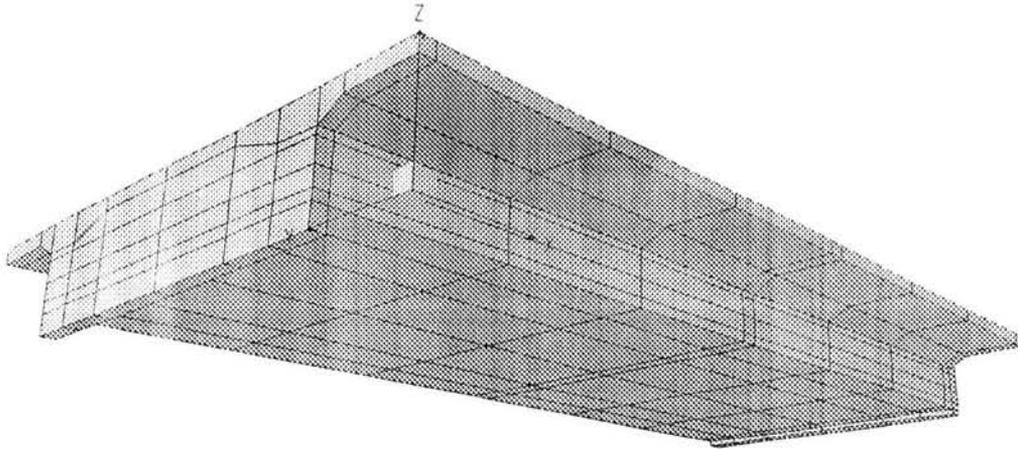


Figura 3.4 Modelo de elementos finitos.

El esfuerzo de modelado en términos de la caracterización de miembros individuales puede automatizarse en los modelos de elementos finitos, pero requiere de una definición importante y mucho juicio profesional para los modelos de masas concentradas y componentes estructurales. El esfuerzo de modelado también se incrementa cuando, en lugar de comportamiento elástico, se desarrollan o utilizan modelos para la respuesta inelástica. Simultáneamente el trabajo de cómputo se incrementa significativamente si en lugar de un análisis estático lineal se realizan análisis dinámicos y más aún cuando éstos son no lineales.

La selección correcta de las herramientas de modelado y análisis depende de:

- El nivel de respuesta para el que se realiza el análisis y el nivel de exactitud deseado.
- El estado límite de diseño o evaluación para el cual se analiza el puente.
- La importancia de la estructura y de la herramienta de análisis con la que se pueden obtener mejores resultados, y.
- La experiencia del diseñador y hasta qué grado pueden utilizarse resultados más detallados en el proceso de diseño o evaluación del puente.

Si un modelo matemático simple puede representar adecuadamente el comportamiento real del puente, esta opción es satisfactoria (Ayala y Ramírez, 1999).

Para determinar la respuesta longitudinal del puente actualmente se acostumbra modelar el tablero y los apoyos, estas combinaciones pueden no representar adecuadamente el comportamiento real de una estructura de puente, como marcos longitudinales, por ejemplo. Similarmente, para calcular su respuesta transversal, las pilas o marcos transversales son frecuentemente analizados utilizando un modelo bidimensional. La respuesta resultante se determina combinando los dos análisis anteriores. Desgraciadamente, esta opción de modelado no es válida para estructuras de puentes cuyos apoyos y juntas estén esviados respecto al eje del tablero, ni para puentes curvos y tampoco para aquellos puentes rectos que presenten características especiales (sistemas de aislamiento sísmico, juntas de expansión, etc.), cuyo comportamiento está influenciado por los movimientos tridimensionales; o en aquellos casos en los que las condiciones del terreno donde están cimentados requieran un modelado complejo de la interacción suelo-estructura.

3.4 Modelado y análisis no lineal

Al construir el modelo de un puente es necesario representar adecuadamente los componentes de la estructura, en muchos casos el comportamiento de un componente del puente es muy complejo y refinado debido a su geometría y a las propiedades inciertas de los materiales con los que se construye, en tales condiciones es poco probable poder reproducir el comportamiento no lineal real con un determinado modelo de comportamiento. Para cuando se defina, se debe conocer de antemano los modos de comportamiento que son importantes y aquellos que pueden ser ignorados.

Resulta de gran importancia decidir que tipo de análisis se debe realizar, ya sea un análisis dinámico o un análisis estático, según el caso puede requerirse de métodos complejos para analizar el modelo de una estructura de puente y poder obtener resultados con suficiente exactitud, esos métodos pueden ser adecuados para algunos casos, pero no para otros.

Para un análisis dinámico, si los modelos son muy sensibles al tamaño de los incrementos de fuerzas o desplazamientos se requiere que los incrementos de tiempo en el análisis sean muy pequeños para seguir exactamente las relaciones fuerza-desplazamiento que están acopladas con soluciones iterativas. Mientras un procedimiento iterativo no es difícil de realizar considerando un sólo elemento, con la presencia en el modelo de varios elementos no lineales no se garantiza la convergencia hacia la solución para toda la estructura, pues mientras la solución para un elemento converge, para otro puede estar divergiendo, este problema es especialmente severo cuando las curvas histeréticas de carga y descarga son muy diferentes, por lo que la búsqueda para el punto de equilibrio puede tomar direcciones erróneas.

Para resolver las dificultades mencionadas anteriormente, es preferible una solución basada principalmente en componentes que contribuyan directamente a las matrices globales de rigidez y amortiguamiento y, mientras sea posible, evitar el uso de procedimientos iterativos.

Tradicionalmente, el análisis estructural de puentes se ha basado en la hipótesis de un comportamiento lineal, por lo tanto, para determinar los roles tanto del análisis lineal, como del no lineal, es necesario entender las necesidades de diseño. En muchos casos, un análisis lineal es suficientemente exacto para un diseño convencional basado en resistencia; sin embargo, puede no serlo para aquellos procedimientos de diseño en los que se necesitan tomar en cuenta las deformaciones y el daño, como es el caso de los procedimientos de diseño basados en desempeño en los que el análisis no lineal juega un papel importante en ese proceso.

3.5 Tipos de no linealidades

El comportamiento no lineal puede deberse a una relación acción-respuesta no lineal de los materiales (no linealidad del material) y por cambio en la forma de la estructura y sus componentes (no linealidad geométrica).

La no linealidad del material puede deberse a varias causas, por ejemplo: fluencia, agrietamiento y deslizamiento con fricción.

La no linealidad geométrica puede ser causada por deformaciones muy grandes, o por cambios de forma relativamente pequeños, como la mayoría de los marcos esbeltos. En el primer caso, el análisis debe hacer uso de la teoría de grandes deformaciones. En el segundo caso, se puede usar un método de análisis más sencillo basado en la teoría del efecto $P-\Delta$.

3.5.1 No linealidad del material

La no linealidad del material en el comportamiento de un elemento se toma en cuenta por medio de una relación constitutiva acción-respuesta no lineal, dependiendo del tipo de elemento, esta relación puede ser esfuerzo-deformación, fuerza-deformación axial, momento-curvatura, momento-rotación en la articulación. La relación no lineal puede tomar diferentes formas, dependiendo de la causa de la no linealidad, y cuan precisa se vaya a modelar.

El modelo debe ser razonablemente realista identificando principalmente las causas del comportamiento no lineal en las relaciones constitutivas, las que pueden ser:

1. Apertura y cierre de fisuras.
2. Fractura frágil.
3. Flujo plástico.
4. Desplazamiento friccional.
5. Cambio inelástico de volumen.

3.5.2 No linealidad geométrica

La no linealidad geométrica se toma en cuenta en las relaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, si se ignoran las deformaciones grandes, esas relaciones son lineales, por el contrario uno o dos de los principios del Análisis Estructural (continuidad y equilibrio) se convierten en no lineales.

3.6 Análisis dinámico

Uno de los aspectos determinantes a considerar en el análisis dinámico es la masa, la cual esta asociada a todos los elementos que integran la estructura, usualmente las masas se concentran en los nodos del modelo (modelo de masas concentradas), y en lo que concierne a las fuerzas de inercia hay muy poca diferencia entre un análisis lineal y uno no lineal, si se usan masas consistentes en los elementos y se consideran los cambios de geometría de los mismos pueden existir diferencias; la razón

es que la matriz consistente de masas para un elemento depende de su forma deformada, y cuando un elemento fluye su deformada puede cambiar. En este caso, la matriz consistente de masas no es constante. Si las fuerzas de inercia son considerables (p. ej. una viga de gran claro), es mejor subdividir el miembro en varios elementos y concentrar las masas en los nodos en lugar de usar una matriz consistente de masas.

3.6.1 Análisis dinámico no lineal

Para análisis dinámicos lineales, el análisis modal espectral es eficiente, este método se basa en la superposición de las respuestas modales y por lo tanto no es aplicable a problemas no lineales.

Para calcular la respuesta de la estructura puede usarse un modelo de análisis linealizado (p. ej. métodos de rigidez secante), o realizar un análisis de historias en el tiempo integrando las ecuaciones de equilibrio dinámico paso a paso a través del tiempo, este último tiene como inconveniente que la respuesta calculada tiende a ser sensible al movimiento sísmico, es decir, que aún cambios pequeños en los movimientos del terreno pueden llevar a grandes cambios en la respuesta calculada, por lo tanto, y dada su importancia, lo que generalmente se hace es realizar el análisis para un conjunto de probables movimientos sísmicos del terreno.

En los últimos años en pocos países se han utilizado elementos de protección para reducir la vulnerabilidad sísmica de los puentes. Como elementos de protección sísmica se consideran: dispositivos de aislamiento de base, dispositivos de amortiguamiento y, sistemas de control activo. Los sistemas de aislamiento y disipación introducen elementos no lineales en el modelo de la estructura y su presencia influye en la configuración estructural de un puente y por lo tanto en su respuesta.

3.7 Idealización de la rigidez

Cuando la respuesta de la estructura es de baja amplitud, los elementos estructurales que la componen se modelan considerando que su comportamiento es elástico lineal. Como se sabe, la rigidez total del sistema puede obtenerse entonces haciendo la suma ordenada (ensamble) de las rigideces de sus miembros. Ecuación 3.1.

$$K = \sum_{i=1}^N k_i \quad (3.1)$$

donde K es la matriz de rigidez total para el puente, k_i es la matriz de rigidez para el elemento estructural i , y N es el número de elementos que conforman al puente.

Esta idealización no siempre es aplicable porque un sismo intenso puede inducir respuestas en un puente llevando a que algunos de sus miembros incurrieren en el intervalo de comportamiento inelástico debido a ciclos de deformaciones importantes. Generalmente, en edificios se introduce un factor de comportamiento sísmico para considerar la incursión de algunos de sus elementos estructurales en el intervalo de comportamiento no lineal, sin embargo, en estructuras de puentes no resulta conveniente extrapolar esa técnica, puesto que los estudios efectuados para determinar el comportamiento de los puentes ante excitaciones sísmicas no han dado resultados concluyentes al

respecto (Ramírez, 1999). Además, como se ha mencionado en la introducción de este trabajo, son estas estructuras las que es necesario salvaguardar en mayor medida de los efectos de los sismos, por lo que se considera conveniente efectuar análisis del tipo no lineal para determinar su comportamiento. Así se hace necesario contar con modelos que permitan considerar que los elementos estructurales admiten deformaciones inelásticas. Evidentemente la rigidez de cada uno de estos miembros cambia con el tiempo, ya que es función tanto de las deformaciones ante cargas sostenidas como de las deformaciones ante cargas fluctuantes. Para tratar este problema, generalmente se acude a la técnica de considerar que la rigidez es constante en pequeños intervalos de tiempo, de esta forma la matriz de rigidez total del sistema se puede expresar por la Ecuación 3.2.

$$K_t = \sum_{i=1}^N k_{ti} \quad (3.2)$$

donde K_t es la matriz de rigidez total para el puente en el tiempo t , k_{ti} es la matriz de rigidez para el elemento estructural i en el tiempo t , y N es el número de elementos que conforman al puente.

Para los fines de este trabajo, las características de no linealidad que se introducen al comportamiento de los elementos se refieren únicamente a las propiedades del material que los compone, el comportamiento no lineal derivado de cambios importantes en la geometría de la estructura es debido a niveles de desplazamiento que, generalmente, no son admisibles en puentes.

Cuando las vigas forman parte del paso del puente su sección transversal puede tener distintas características; maciza, hueca, rectangular, celular, etc., para ellas en muchos casos, el modelo utilizado es el de un miembro tipo viga, cuyo eje puede ser recto o curvo (segmentos de arco), las propiedades de rigidez asociadas a este tipo de elementos estructurales son ampliamente conocidas.

En general, cuando la calzada de un puente trabajando en conjunto con las vigas (de existir estas), es mucho más rígida y resistente que las columnas y los estribos, es de esperarse que la respuesta de amplitud moderada que se observa durante la acción de sismos intensos se deba a las deformaciones que se presentan en las columnas, estribos y juntas de dilatación, y que la viga o vigas permanecerán en el intervalo de comportamiento elástico, por lo anterior es necesario emplear elementos no lineales para modelar las columnas, apoyos y juntas de dilatación.

En cuanto a los estribos, para cierto tipo de puentes, generalmente se encuentra que están formados por muros diafragma, de manera que actúan como muros de cortante durante la acción sísmica. Se ha visto que las fallas de tipo de cortante en su mayoría son causa de daño severo en las estructuras, por lo que es recomendable evitarlas diseñando a los estribos de manera que su comportamiento sea elástico.

Cuando así se justifica, comúnmente el modelo considerado para la cimentación consiste en seis resortes, tres de traslación y tres de rotación. Estos resortes conectan la base de las columnas al suelo de cimentación infinitamente rígido, donde la excitación sísmica es conocida. Ya que es probable que las deformaciones existentes en el suelo de cimentación sean importantes, para una mejor aproximación pudiera ser necesario considerar que los resortes sean al menos del tipo histerético bilineal.

Un enfoque simple para tomar en cuenta la flexibilidad de la cimentación consiste en suponer que las columnas y los estribos se prolongan más allá del nivel del suelo (Figura 3.5), y prescribir el

movimiento del terreno a esta profundidad. La longitud adicional que debe darse a ellos puede determinarse a partir de las expresiones para las rigideces que proporcionan algunos reglamentos, como las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del D. F. (1993).

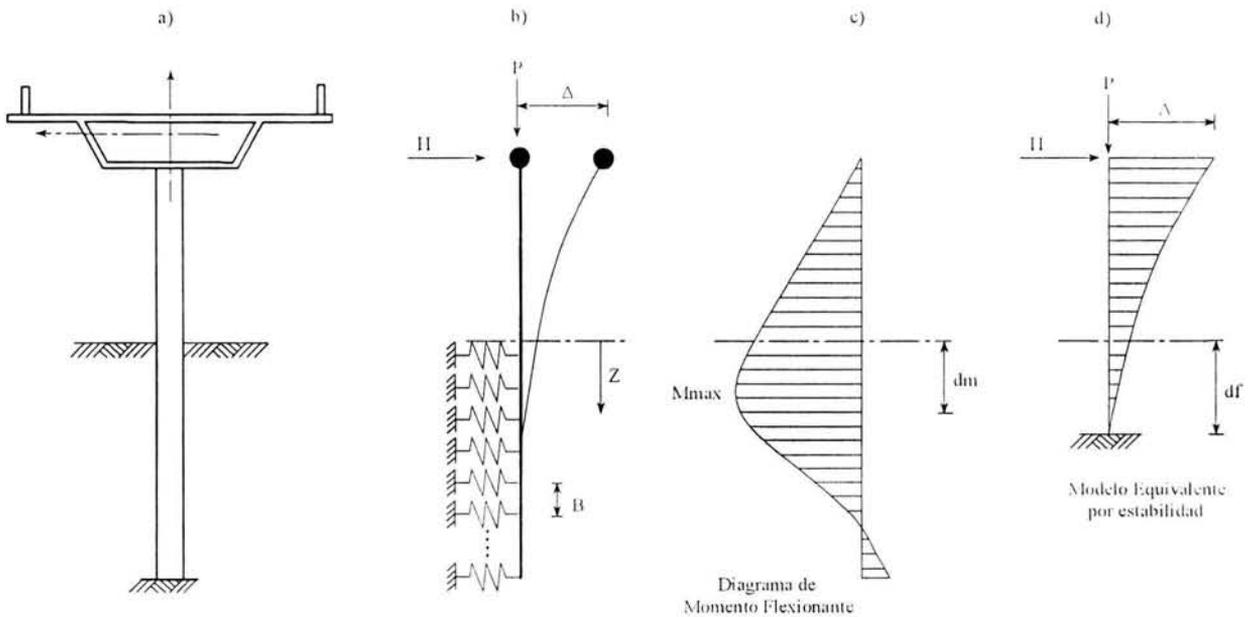


Figura 3.5 Manera simplista de considerar la flexibilidad de la cimentación.

3.8 Idealización de la masa

La masa de la estructura se encuentra distribuida continuamente en todo su volumen, sin embargo, por conveniencia en el cálculo y porque se ha hablado de considerar al puente formado por elementos discretos se hace necesario suponer que la masa se encuentra concentrada en los nudos y que está asociada a los grados de libertad considerados. Es de mencionarse que, cuando se realiza un análisis de tipo inelástico sobre la estructura, la matriz de rigidez instantánea o tangente puede ser singular, siendo esta otra razón por la que es necesario contar con momentos de inercia de masa adecuados, con el fin de evitar que los desplazamientos tiendan a infinito. De los procedimientos de la dinámica estructural, se sabe que al sumar ordenadamente las masas asignadas a cada nudo se obtiene una matriz de masas diagonal, Ecuación 3.3.

$$M = \sum_{i=1}^N m_i \tag{3.3}$$

donde M es la matriz de masas concentradas total para el puente, m_i es la matriz de masas concentradas para el elemento estructural i , y N es el número de elementos que conforman al puente.

3.9 Idealización del amortiguamiento

La observación de las vibraciones en un sistema estructural real ha puesto en evidencia que existen en él fuerzas de naturaleza disipadora que, como se sabe, tienden a disminuir la amplitud de la vibración. En general, a esta característica se le conoce como amortiguamiento y tiene diversos orígenes. Dentro de la Ingeniería Estructural, el amortiguamiento es una propiedad que no es susceptible de ser definida con la relativa facilidad con que lo son la rigidez y la masa. El fenómeno del amortiguamiento sigue siendo hoy en día un tema de investigación intensa en un esfuerzo por encontrar mejores modelos que puedan representarlo.

Dentro del campo de la Ingeniería Estructural, para los modelos analíticos de puentes las principales fuerzas de amortiguamiento consideradas son las siguientes: amortiguamiento o fricción de Coulomb, amortiguamiento viscoso y amortiguamiento estructural o histerético.

3.9.1 Amortiguamiento por fricción de Coulomb

El amortiguamiento o fricción de Coulomb se origina cuando un cuerpo se desliza sobre una superficie rugosa. La fuerza disipada depende de las presiones de contacto entre los cuerpos y del coeficiente de fricción de Coulomb, que es una medida de la capacidad de amortiguamiento de ambas superficies. En estructuras de puentes este tipo de amortiguamiento puede presentarse, por ejemplo, en los apoyos de tipo deslizante.

3.9.2 Amortiguamiento viscoso

El amortiguamiento viscoso se presenta en sistemas mecánicos en los que existe movimiento lento en presencia de líquidos y gases. Para este modelo, la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la velocidad relativa entre el fluido y el cuerpo que se mueve a través de él.

3.9.3 Amortiguamiento estructural o histerético

El amortiguamiento estructural o histerético se debe a la fricción interna en el material que compone la estructura, las fuerzas de amortiguamiento generadas dependen principalmente de las deformaciones que experimenta el sistema estructural, se le llama amortiguamiento histerético porque los efectos de disipación se deducen en forma experimental de la histéresis que se presenta en el diagrama de carga desplazamiento de un cuerpo sometido a una excitación armónica. Cuando el material que compone a la estructura es elástico lineal, las fuerzas de amortiguamiento se suponen proporcionales a las fuerzas elásticas y del mismo sentido que el de la velocidad.

3.9.4 Amortiguamiento de Rayleigh

La falta de más información y la alta complejidad en la que caen los modelos analíticos más simples, han hecho que se recurra al amortiguamiento viscoso para representar al amortiguamiento estructural. Las ecuaciones que definen el movimiento de un sistema estructural se simplifican de manera notable al introducir en ellas amortiguamiento viscoso, puesto que por definición, el amortiguamiento viscoso depende de la velocidad.

Con la finalidad de obtener expresiones similares a las de la rigidez y la masa, en el caso del amortiguamiento, es necesario contar con el amortiguamiento viscoso de cada elemento estructural y aplicar nuevamente la suma ordenada y así obtener la siguiente ecuación:

$$C = \sum_{i=1}^N c_i \quad (3.4)$$

donde C es la matriz de amortiguamiento viscoso total para el puente, c_i es la matriz de amortiguamiento viscoso para el elemento estructural i , y N es el número de elementos que conforman al puente.

La ecuación anterior no es directamente aplicable porque en la práctica se ha encontrado que es extremadamente difícil evaluar el amortiguamiento viscoso de cada elemento estructural, entonces, es de uso común suponer que la estructura posee amortiguamiento de Rayleigh, en donde las fuerzas disipadoras dependen tanto de la masa como de la rigidez de los elementos, por lo que la matriz de amortiguamiento de cada elemento puede ser representada como:

$$c_i = \alpha_i m_i + \beta_i k_i \quad (3.5)$$

donde α_i y β_i son constantes de proporcionalidad para cada elemento i .

Si la estructura está formada en su totalidad por el mismo material es razonable suponer que las características de amortiguamiento son similares para cada miembro, por lo que α_i y β_i son independientes del elemento, obteniéndose

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.6)$$

En el caso de respuesta lineal, los parámetros α y β se pueden determinar una vez que se han asignado fracciones de amortiguamiento crítico a dos modos de vibración distintos, como se muestra a continuación.

Supóngase que una vez efectuado un análisis modal espectral para la estructura, se han determinado dos modos de vibración diferentes cuyas frecuencias circulares son ω_1 y ω_2 , respectivamente, para cada uno de estos modos, las fracciones de amortiguamiento crítico que corresponden son ξ_1 y ξ_2 .

De los procedimientos normales del análisis modal, se sabe que una característica importante que debe tener la matriz de amortiguamiento C , es que permita desacoplar las ecuaciones del movimiento de la estructura para obtener su respuesta como la superposición de la respuesta de múltiples sistemas de un grado de libertad independientes (Análisis Elástico Lineal); por lo que, es necesario que cumpla con la siguiente condición.

$$\Phi^T C \Phi = \begin{bmatrix} 2\omega_1 \xi_1 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & & & \vdots \\ 0 & & 2\omega_i \xi_i & & 0 \\ \vdots & & & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & 0 & \cdots & 2\omega_n \xi_n \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

donde Φ es la matriz modal; ω_i y ξ_i son la frecuencia circular y la fracción de amortiguamiento crítico asociados al modo de vibración i , respectivamente.

De acuerdo al análisis modal, la matriz de masas y la matriz de rigidez cumplen con las siguientes relaciones:

$$\Phi^T K \Phi = \Omega^2; \Phi^T M \Phi = I \quad (3.8)$$

donde Ω es una matriz diagonal que contiene los valores ω_i , e I es la matriz identidad. De la ecuación anterior y de la (3.6) se puede llegar a establecer que:

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i\xi_i \quad (3.9)$$

α y β se determinan de manera que se obtengan dos relaciones de amortiguamiento específicas para dos frecuencias seleccionadas, por ejemplo, las de los modos 1 y 2, ω_1 y ω_2 conducen a:

$$\begin{aligned} \xi_1 &= \frac{\alpha M + \beta K}{2M\omega_1} \\ \xi_2 &= \frac{\alpha M + \beta K}{2M\omega_2} \end{aligned} \quad (3.10)$$

Otra técnica que resulta conveniente utilizar es la de encontrar los valores de α y β por medio de mínimos cuadrados, con lo que no se presenta el problema de seleccionar entre los valores correspondientes a dos modos de vibración, sino que se utilizan todos los valores de los modos de vibración encontrados en el análisis modal efectuado sobre la estructura.

3.9.5 Amortiguamiento en comportamiento no lineal

Para la respuesta no lineal, las propiedades de amortiguamiento viscoso son más difíciles de encontrar, ya que el amortiguamiento estructural o histerético queda definido por la ecuación (3.9). Puede asumirse que en el comportamiento no lineal las propiedades amortiguadoras siguen un patrón similar al supuesto para el caso lineal, en el que una parte depende de la velocidad de las masas y otra de las razones de cambio de los desplazamientos, pudiéndose escribir:

$$C = \alpha M + \beta K_t \quad (3.11)$$

con el significado de las literales ya descrito, pero en el que necesariamente la fracción de amortiguamiento crítico es sensiblemente menor a la que se emplea en análisis elásticos equivalentes porque parte del amortiguamiento es considerada por el simple hecho de efectuar un análisis no lineal de la estructura.

3.10 Idealización de las juntas de dilatación

Los puentes son obras de ingeniería en los que la mayor parte, si no es que la totalidad de sus elementos estructurales se encuentran directamente expuestos a la acción del clima. Por esta razón, durante el día, el calor del sol hace que, la temperatura de los elementos se eleve produciéndose en ellos una expansión, mientras que en la noche se contraen por el frío nocturno. Los cambios constantes de temperatura propios del día y los ciclos asociados a las estaciones del año, provocan aumento y disminución en las dimensiones de los elementos que, de no ser previstos, pueden introducir niveles de esfuerzo indeseables para su comportamiento estructural. Por ello, es usual colocarles juntas de dilatación que evitan estos efectos al permitir el libre movimiento de los miembros cuando se expanden o contraen.

Por su uso, una junta de dilatación común en el tipo de puentes que se ha estudiado se muestra en la Figura 3.6.

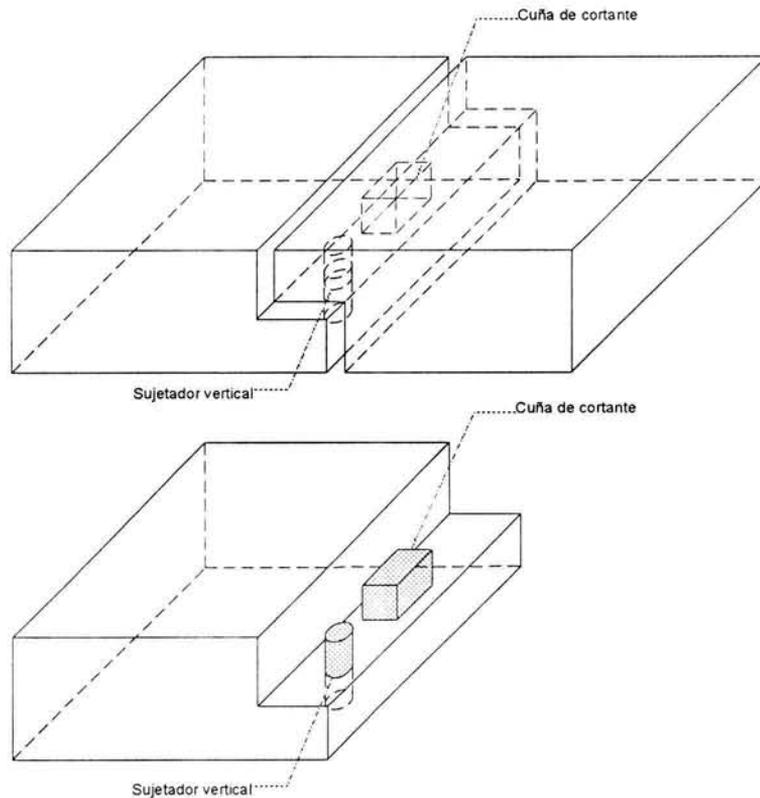


Figura 3.6 Junta de dilatación

En ella existen elementos de restricción para evitar desplazamientos no controlados en las siguientes tres direcciones ortogonales: longitudinalmente al eje del puente existen tirantes, transversalmente está la cuña de cortante y verticalmente están los sujetadores. Todos estos elementos hacen que las características de desplazamiento de la junta sean las siguientes:

- El desplazamiento longitudinal de las vigas contiguas causa impacto entre ellas cuando la ranura se cierra lo suficiente; por otro lado, cuando las vigas se alejan, los tirantes longitudinales son sometidos a tensión. Los apoyos de neopreno, si los hay, también restringen este movimiento.
- El desplazamiento transversal es impedido por las cuñas de cortante.
- El desplazamiento vertical queda impedido por los sujetadores verticales.
- La rotación alrededor del eje longitudinal queda impedida por los sujetadores verticales.
- La rotación alrededor del eje transversal está permitida.
- La rotación alrededor del eje vertical tiene un grado de restricción intermedio entre el fijo y libre, puesto que, de acuerdo a la separación de las vigas, la fricción entre ellas y la acción de los tirantes conducen a que el desplazamiento puede estar más o menos impedido.

Para este último tipo de desplazamiento pueden existir dos casos extremos, el primero se da cuando la rotación alrededor del eje vertical se encuentra totalmente restringida, por lo que el puente presenta ante cargas laterales en su dirección transversal el efecto de arco y las acciones sísmicas son resistidas principalmente por los estribos, este tipo de comportamiento es típico de las respuestas de amplitud pequeña, el otro caso se encuentra cuando la rotación puede darse libremente; entonces no existe el efecto de arco y las columnas son las únicas que pueden proporcionar rigidez ante las fuerzas sísmicas. Estos dos casos extremos son los que suelen usarse para análisis lineales.

3.11 Modelos lineales y no lineales

En el análisis dinámico existen principalmente dos tipos de modelos que se utilizan para estudiar el comportamiento de las estructuras. Por un lado están los modelos lineales, que suponen relaciones constitutivas elástico lineales entre esfuerzo y deformación del material que compone a los elementos estructurales. Así, en este tipo de modelos es posible aplicar el principio de superposición y por lo tanto, recurrir a las técnicas del análisis modal espectral para obtener la respuesta de un puente ante excitaciones sísmicas. Por otro lado están los modelos no lineales, en los que las relaciones constitutivas de los materiales no son elásticas lineales, por lo que el tratamiento matemático del problema se complica, pero es posible obtener mejores representaciones de la respuesta de la estructura ante excitaciones sísmicas.

El uso de cualquiera de estos dos tipos de modelos implica que pueda disponerse de los elementos estructurales que cuenten con características apropiadas al tipo de análisis a realizar.

Se resumen así los modelos que típicamente se utilizan para el análisis de puentes y los miembros estructurales que cada uno de ellos requiere.

a) Modelos lineales

- Vigas rectas elásticas lineales.
- Elementos de segmento de arco circular elástico lineales.
- Elementos frontera tipo resorte lineal.
- Juntas de dilatación lineal.

b) Modelos no lineales

- Vigas rectas elásticas lineales.
- Elementos de segmento de arco circular elásticos lineales.
- Vigas columna con comportamiento elastoplástico en flexión.
- Elementos de frontera tipo resorte con comportamiento histerético bilineal.
- Juntas de dilatación lineales.

En este trabajo se utiliza el análisis de puentes con comportamiento no lineal porque, de acuerdo a lo discutido, este tipo de modelos son los que permiten conocer con mejor aproximación el efecto de las acciones sísmicas sobre las estructuras en estudio. Por lo tanto, es necesario disponer de herramientas analíticas que permitan considerar a los elementos estructurales con las características requeridas para modelos no lineales.

Para las vigas rectas elásticas lineales existen numerosas publicaciones donde se pueden encontrar las propiedades que son necesarias para su uso en el Análisis Estructural Dinámico. Los elementos de segmento de arco circular elásticos lineales presentan mayor dificultad en cuanto a la literatura disponible, pero aún así, la información necesaria puede ser recopilada. Para elementos viga columna con comportamiento elastoplástico en flexión se necesita utilizar un modelo que sea apropiado para los fines que se requieren alcanzar. Los resortes de tipo bilineal no presentan mayor inconveniente, puesto que se trata de un modelo ampliamente estudiado. Finalmente, las juntas de dilatación también requieren del uso de un modelo para su consideración en el tipo análisis que se quiere efectuar en puentes.

3.12 Algunas herramientas de cómputo para el análisis no lineal de puentes

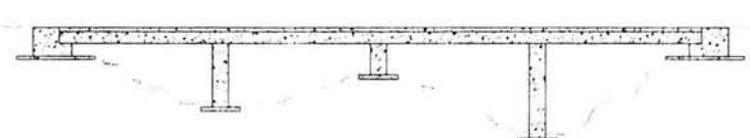
Una de las pocas plataformas computacionales para el análisis tridimensional no lineal de estructuras de puentes es el programa NEABS II (Imbsen y Penzien, 1986), aunque este programa tiene muchos atributos deseables para análisis tridimensionales no lineales, su utilidad es limitada por la naturaleza simplista de los modelos histeréticos que usa, por ejemplo, los elementos de concreto reforzado son modelados con una regla de comportamiento elastoplástica, es difícil utilizar esa aproximación simple para representar el comportamiento real de estos elementos bajo acciones tridimensionales complejas. El programa NEABS II es también poco flexible, ya que fue diseñado para modelar condiciones características de la zona oeste de los Estados Unidos de Norteamérica. Para puentes que no tienen estas características, el programa es difícil de aplicar. Una deficiencia importante de este programa es que solo tiene capacidad para manejar excitaciones diferenciales entre los distintos apoyos en el intervalo lineal de comportamiento.

Con las tendencias actuales de diseño por desempeño, el concepto de análisis de daño acoplado al análisis dinámico no lineal de historias en el tiempo es un tema que se ha vuelto muy importante. Hasta la fecha, pocos son los programas de computadora que combinan análisis no lineal con análisis de daño en puentes. Por otro lado, como resultado de investigaciones en universidades, existen programas que realizan este tipo de análisis pero en edificios, entre ellos se encuentran DRAIN-2DX, SARCF, CANNY-E e IDARC-2D.

Se debe enfatizar que los actuales métodos aproximados de análisis no lineal para evaluar la capacidad sísmica (como el método del empujón), comúnmente se realizan sobre marcos aislados combinándose luego de alguna manera para dar el efecto total de la estructura del puente. El problema que presenta la metodología anterior es que la combinación de efectos no es válida si se espera que la estructura sea sometida a un sismo extremo que produzca efectos inelásticos importantes. Por lo tanto es deseable que los análisis de empujón se realicen considerando toda la estructura tridimensional (por ejemplo: SCPUSH-3D, IDARC-BRIDGE, PUENTES, etc.).



ASPECTOS FUNDAMENTALES
EN EL DISEÑO SÍSMICO
BASADO EN DESEMPEÑO



4.1 Antecedentes en el diseño sísmico basado en desempeño

Los procedimientos de diseño contenidos en la mayoría de los códigos actuales se basan en resistencias y fuerzas sin especificar claramente el desempeño esperado, por lo que con frecuencia el desempeño sísmico observado de las estructuras es diferente al supuesto por los códigos. Es por esto que es más apropiado utilizar un método de diseño basado en desempeño tales como deformaciones, desplazamientos y resistencias (Moehle 1992, Priestley 1993)

En trabajos como los de Priestley (2000) se mencionan diferencias para estructuras diseñadas por desempeño y por otros métodos convencionales de fuerzas basados en desplazamientos, es de mencionarse que este autor utilizó, para comprobar los métodos de diseño, el método de análisis paso a paso inelástico.

Moehle (1992) ubica en un marco general al diseño sismorresistente basado en derivas de entrepiso obtenidas para una demanda sísmica, dada por espectros de desplazamientos. Este autor considera a los desplazamientos como la mejor medida en el control de daño de las estructuras. A pesar de que su propuesta se encuentra enfocada a sistemas de un grado de libertad (1gdl), también discute su extrapolación para sistemas de múltiples grados de libertad (mgdl).

Los requerimientos de la mayoría de los códigos sísmicos actuales se basan en la premisa de un estado límite de falla, admitiendo que las construcciones puedan presentar daño sin llegar a colapsar. Mahoney y Hanson (1998) presentan una propuesta para el desarrollo de criterios de desempeño sísmico, correspondiente a distintos niveles de demanda sísmica para ser aplicados en el diseño de construcciones nuevas y evaluación de las existentes.

En ingeniería la utilización del diseño sísmico por desempeño pretende predecir el comportamiento sísmico de las construcciones, dando a los diseñadores una herramienta con la cual puedan seleccionar los objetivos de comportamiento de acuerdo a su importancia y uso. Una de las características del diseño sísmico basado en desempeño (DSBD) es que el proceso de diseño comienza por la definición del desempeño esperado considerando el daño que tendrá la estructura después de la demanda sísmica de diseño.

El DSBD se define como la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración estructural, proporcionamientos, detalles para una estructura y sus componentes no estructurales (incluyendo sus contenidos), el aseguramiento y control de la calidad de la construcción y mantenimiento a largo plazo, tal que, para un nivel dado de movimiento del terreno con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañará más allá de ciertos estados límites u otros límites de utilidad, Vision 2000 (SEAOC, 1995).

Aunque el DSBD adoptado por documentos pioneros en el tema, como el Vision 2000, fue un paso fundamental en el desarrollo de los conceptos que esto involucra, todavía existen grandes incertidumbres sobre su correcta implementación. Desafortunadamente, estos documentos no proporcionan métodos ni procedimientos de evaluación de desempeño necesarios para el proceso de diseño.

Mediante el conocimiento detallado del comportamiento individual de los elementos estructurales para distintos niveles de desempeño, es posible definir el comportamiento global de la estructura, ya que la falla de uno o más elementos aislados, puede ser determinante en la definición de un criterio de aceptación para un nivel particular de desempeño, el cual no necesariamente implica que todos los elementos de una estructura se comporten con un nivel de desempeño pre-establecido.

En el continente americano, algunos de los documentos que tratan de englobar los conocimientos del diseño sísmico por desempeño son el Vision 2000, SEAOC (1995) y el FEMA-273, FEMA (1997), entre otros. En estos documentos se describen las bases del DSBD para definir los objetivos de diseño considerando los niveles de desempeño para distintos niveles de demanda. Como resultado de un esfuerzo por dejar establecidos los conceptos del DSBD, FEMA (1997) inició un proyecto en el cual estandarizó los niveles de comportamiento estructural usados para la evaluación del daño de las construcciones, usando como parámetro las demandas de desplazamientos y fuerzas en los elementos. Los resultados de este proyecto fueron adoptados por la SEAOC (1995) en el documento Vision 2000.

Hasta el momento diferentes investigadores en todo el mundo han venido desarrollando métodos de análisis de utilidad en el DSBD, son ejemplos de ello los trabajos realizados por Calvi (1995), Kingsley (1995) y Priestley (2000). Estos estudios tuvieron como principal objetivo controlar el comportamiento de las estructuras a través de niveles de seguridad, minimizando las pérdidas materiales y humanas.

4.2 Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño

Los objetivos de DSBD son la unión entre el daño máximo esperado en la estructura (nivel de desempeño) y un grupo de eventos sísmicos (nivel de diseño sísmico) que representan el peligro sísmico particular de la región donde se pretende ubicar a las estructuras; clasificándose por el periodo de retorno (T_r) de un sismo de diseño o su probabilidad de excedencia.

Considerando que durante la vida útil de las edificaciones se presentarán sismos de diversas magnitudes, estos deben ser resistidos por la estructura con distintos niveles de daño, conformando un grupo de objetivos de diseño sísmico, representados por las diagonales de la Figura 4.1 para edificios de tres ocupaciones y usos distintos. Por ejemplo, una de estas diagonales corresponde a estructuras de

ocupación y uso normal, digamos casa – habitación, para las cuales se pretende que ante sismos de ocurrencia frecuente no se presente daño, ante sismos de ocurrencia moderadamente frecuente (ocasional) exista daño menor, ante sismos mayores (raro) aparezca daño apreciable, mientras que ante un sismo extraordinario (muy raro) se presente daño severo pero sin llegar al colapso.

En el caso de edificación, los objetivos de DSBD deben seleccionarse, de la misma forma que se realiza en muchos reglamentos de diseño del mundo incluyendo el RCDF, de acuerdo a la ocupación del inmueble, a la importancia de las actividades que se desarrollan dentro de él, a consideraciones económicas como pueden ser el costo de reparación después de un evento sísmico o las pérdidas ocasionadas por no disponer del inmueble, así como al valor que puede tener la construcción por considerarla patrimonio histórico o cultural para la sociedad.

La Figura 4.1 ilustra los conceptos involucrados en el diseño sísmico por desempeño propuestos por la SEAOC (1995) para su inclusión en los reglamentos de los Estados Unidos de Norteamérica. En esta figura se ilustran los niveles de demanda y de desempeño sugeridos para el estado de California. Estos niveles dependen del tipo de estructura, de su uso y del riesgo sísmico del sitio. Si se comparan los niveles mostrados en la Figura 4.1 con los actualmente considerados en el RCDF (1993) se encontraría que éste último tendría sólo cuatro casillas, representando los estados límite de servicio y de colapso.

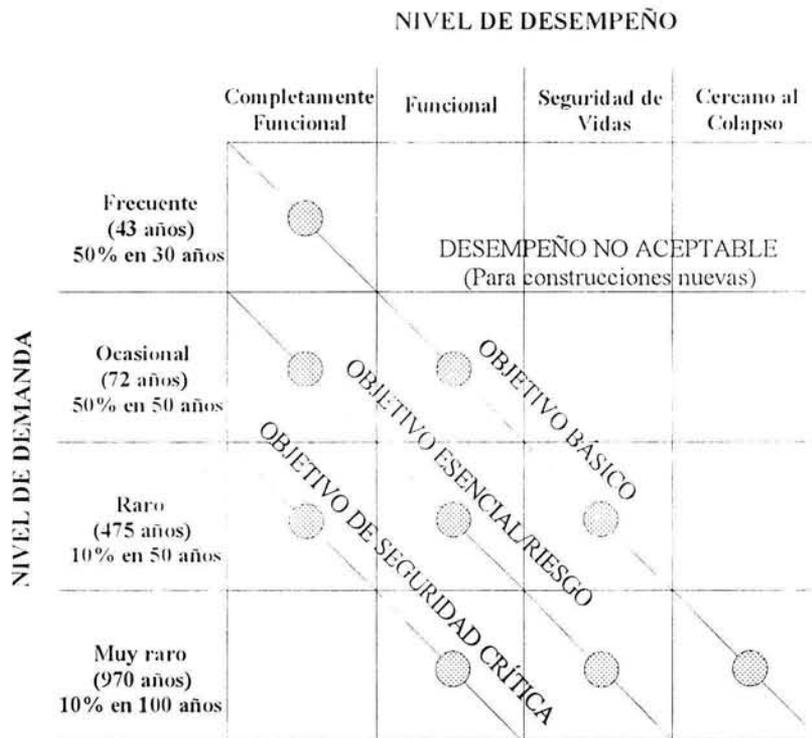


Figura 4.1 Tabla de Objetivos de Desempeño Sísmico SEAOC (1995).

Cada una de las casillas de esta matriz representa el objetivo de diseño correspondiente a un sismo de diseño en particular y el estado de daño máximo deseado para un tipo de estructura específica. A continuación se presenta la clasificación de objetivos de DSBD, propuesta por Vision 2000, ilustrada

por las diagonales de la Figura 4.1. Es importante mencionar que los periodos de retorno de los sismos de diseño que aquí se indican corresponden a la sismicidad local del estado de California en los Estados Unidos de Norteamérica:

1) *Objetivo básico.*

Se define como el objetivo de desempeño para edificios de ocupación y uso normal (oficinas, casa – habitación). Las estructuras que se ubican dentro de esta clasificación deberán resistir diferentes sismos de diseño con los siguientes niveles de desempeño:

- i) Completamente funcional ante sismos frecuentes, con $T_r = 43$ años.
- ii) Funcional ante sismos ocasionales, $T_r = 72$ años.
- iii) Seguridad de vidas ante sismos raros, $T_r = 475$ años.
- iv) Cercano al colapso ante sismos muy raros, $T_r = 970$ años.

2) *Objetivo esencial riesgo.*

Objetivo de desempeño mínimo aceptable para dos clases de estructuras, clasificadas como: indispensables, aquellas cuya operación es crítica después de un evento sísmico (por ejemplo: hospitales, estaciones de bomberos, centrales de comunicación, centros de control de emergencias, estaciones de policía, etc.), y estructuras peligrosas donde, en caso de colapso, la liberación de las grandes cantidades de materiales peligrosos que almacenan afecta solamente los alrededores del inmueble (provocando que el impacto a la población sea mínimo). Estas estructuras deberán resistir eventos sísmicos de acuerdo a los siguientes niveles de desempeño:

- i) Completamente funcional ante sismos ocasionales, $T_r = 72$ años.
- ii) Funcional ante sismos raros, $T_r = 475$ años.
- iii) Seguridad de vidas ante sismos muy raros, $T_r = 970$ años.

3) *Objetivo de seguridad crítica.*

Objetivo de desempeño mínimo aceptable para estructuras que contienen grandes cantidades de materiales peligrosos, la liberación de los cuales resulta de gran peligro para una amplia porción de la sociedad; por lo cual es indispensable su seguridad ante un terremoto. Las estructuras que se ubican dentro de esta clasificación deberán permanecer:

- i) Completamente funcional ante sismos raros, $T_r = 475$ años.
- ii) Funcional ante sismos muy raros, $T_r = 970$ años.

4.3 Índices de daño como índices de desempeño

Se sabe que, ya sea por cuestiones económicas, de diseño óptimo o una combinación de ambas los códigos de construcción actuales generalmente aceptan cierto grado de daño bajo acciones accidentales extremas (por ejemplo, fuerzas sísmicas). Por esto, en el diseño de una estructura nueva es conveniente ponderar, para cierta resistencia estructural, el daño esperado ante cierto nivel de fuerza sísmica con el costo de reparación y/o la posibilidad de demolición. En una estructura existente es de

importancia estimar, además del daño ocasionado por una excitación, la capacidad residual de la estructura, tanto para poder soportar las solicitaciones actuales (carga muerta y viva) como, además, para poder soportar futuras solicitaciones accidentales.

También, cuando se realizan cambios en los códigos de diseño y con la finalidad de cumplir los nuevos requerimientos estructurales, puede ser necesario revisar el comportamiento de las estructuras existentes (diseñadas con la versión reglamentaria anterior) ante las nuevas acciones, esta revisión puede generar planes de reestructuración para adecuar la estructura a los nuevos requerimientos reglamentarios.

En lo concerniente a edificios se han desarrollado índices de daño como una forma de cuantificar el daño sísmico experimentado en elementos estructurales, pisos o entrepisos y estructuras completas. Los índices pueden estar basados en:

- Los resultados de un análisis dinámico no lineal
- Mediciones de la respuesta de estructuras durante un sismo o,
- Una comparación de las propiedades dinámicas de la estructura antes y después de un sismo intenso.

El daño sísmico en estructuras de concreto puede ser definido:

- De forma local (para una parte de la estructura, p. ej. un elemento estructural o entrepiso) o
- De forma global (para la estructura completa).

Los índices de daño local, en su mayoría, reflejan la dependencia del daño sobre la amplitud y/o el número de ciclos de carga. Estos índices son una medida acumulativa con base en la deformación o en la energía histerética, o en una combinación de ambas. La desventaja principal de la mayoría de los índices locales es que necesitan adecuar los coeficientes usados en la definición del daño (curvatura, rotación, desplazamiento último o energía histerética) en función del tipo de estructura.

Los índices de daño globales se pueden calcular por medio de un promedio ponderado de los índices locales o comparando las propiedades modales de la estructura antes y después de determinado evento. Los índices globales calculados como promedio ponderado de los índices locales tienen los mismos problemas antes citados para los índices locales. Existe una amplia variedad de índices usando formas modales, los cuales pueden detectar daños menores en el edificio, por ejemplo, los discutidos por: Williams y Sexsmith (1994), Ayala (1995).

De acuerdo con la forma en que se expresen los criterios para estimar índices de daño, estos pueden clasificarse como:

1. Criterios empírico-subjetivos.
2. Criterios analíticos.

Los métodos basados en *criterios empírico-subjetivos*, parten del daño observado en estructuras sometidas a sismos. Con frecuencia, estos criterios se utilizan para describir el efecto de un sismo en un sitio y definir escalas de intensidades sísmicas. Entre ellos se pueden citar los propuestos por:

- a) Bracci *et al.*, (1989), clasifican el daño en función de la posibilidad de reparación.
- b) Park, Ang y Wen (1987) y Rojahn y Sharpe (1986), proponen una clasificación en función del daño observado.
- c) Martell (1964) y Whitman, Reed y Hong (1973), ambos proponen métodos usando matrices de daño basadas en opiniones de expertos.

Por otro lado, para una estructura, los *criterios analíticos* tratan de definir un índice de daño de forma cuantitativa tomando en consideración la razón por la cual se necesita la evaluación, por lo que, este criterio se puede dividir en:

- Métodos de evaluación económica y,
- Métodos en función de parámetros estructurales.

Entre los métodos orientados a una evaluación económica se pueden citar, los propuestos por:

- a) Scawthorn *et al.*, (1981), proponen un índice que correlaciona el daño con el espectro de respuesta para el sismo ocurrido en Japón en 1978.
- b) Sauter (1984), usa información obtenida de un análisis de riesgo sísmico y la relaciona con el estado de daño de la estructura.
- c) Chung, Meyer y Shinozuka (1987), proponen un índice de daño con la finalidad de evaluar costos de seguros contra sismos.
- d) Penelis *et al.*, (1988), realizan una evaluación del daño en estructuras para el sismo de 1978 en Grecia.

Así, entre los métodos que evalúan el daño en función de parámetros estructurales, se pueden a su vez dividir en:

- Métodos que se fundamentan en un planteamiento demanda-capacidad
- Métodos que se basan en un planteamiento de degradación

Pertenecen a la primera categoría, por ejemplo, los propuestos por:

- a) Zahrah y Hall (1984), estiman el daño potencial, que determinado sismo puede ocasionar, en función de la energía impartida a la estructura.
- b) Tembulkar y Nau (1984), miden el daño con base en la energía histerética por ciclo de carga, relacionándola con la fuerza y el desplazamiento de fluencia.
- c) Bannon, Biggs e Irvine (1981), definen el daño como la rotación plástica acumulada normalizada por la rotación a la fluencia.
- d) Krawinkler y Zohrei (1983), el índice de daño que presentan estos autores, toma en cuenta la magnitud de los desplazamientos plásticos.

Son ejemplos de la segunda categoría los siguientes:

- a) Kato y Akiyama (1980), miden el daño en función de la energía disipada por deformación inelástica para cada entrepiso de un marco.
- b) Bannon, Biggas e Irvine (1981), en la definición del índice de daño toman en cuenta la ductilidad y el deterioro del material.
- c) Toussi, Yao y Chen (1984), definen el daño con base en una relación entre la rigidez menor durante el proceso de carga, y la rigidez inicial.
- d) Park y Ang (1985), combinan la deformación máxima y la energía disipada por comportamiento histerético.
- e) Darwin y Nmai (1986), calculan un índice de daño para vigas de concreto reforzado, relacionando la capacidad de disipación de energía y la energía elástica de la viga cuando el acero de refuerzo fluye.
- f) Roufaiel y Meyer (1987), calculan el daño global de una estructura en función del desplazamiento máximo experimentado por el marco para una excitación en particular, relacionándolo con el desplazamiento de fluencia de la azotea y el desplazamiento último o de falla de la estructura.
- g) Chung, Meyer y Shinozuka (1987 y 1988), proponen un índice de daño acumulado basado en la capacidad de disipación de energía.
- h) Bracci *et al.*, (1989), combinan los conceptos de daño potencial y daño impartido.
- i) DiPasquale y Cakmak (1988 y 1990), definen el daño en función de la degradación de la rigidez de una estructura, reflejado en el cambio del periodo natural de vibración.
- j) Rodríguez (1994), propone un índice de daño en función de la energía histerética de un sistema de un grado de libertad y la energía total por unidad de masa que absorbe en un ciclo de carga un sistema de un grado de libertad elástico.

Cuando se habla de la necesidad de índices de daño es porque, a través de ellos, interesa conocer las consecuencias físicas de los sismos sobre las estructuras y su capacidad residual, lo que ha generado una gran cantidad de métodos o procedimientos para medir estos efectos, sin embargo, hace falta un consenso general en cuanto al significado del índice medido como un daño físico y/o de funcionamiento sobre una determinada estructura.

Una desventaja de la mayoría de los trabajos desarrollados en este sentido es que se han concentrado casi exclusivamente en los modos de falla a flexión, ya sea de un elemento estructural o de la estructura completa, sin haber estudiado fallas de cortante. Sin embargo, cuando el modelo de comportamiento considera degradación de rigidez y resistencia, intrínsecamente se toma en cuenta el efecto de cortante. Generalmente en una estructura que presente fallas por cortante en elementos éstos

deberán demolerse, por lo que no es estrictamente necesario el contemplar la posibilidad de usar modelos de cortante en estructuras compuestas a base de marcos.

Varios autores coinciden en que, cualquier criterio de daño debiera de incluir tanto la respuesta máxima como el efecto de la aplicación de las cargas cíclicas. Sin embargo, las grandes incertidumbres inherentes a la predicción de la capacidad resistente última de componentes estructurales de concreto reforzado bajo cargas cíclicas repetidas, han llevado a expresar el daño estructural como una función de la máxima deformación y de la energía histerética absorbida.

4.3.1 Algunos índices de daño

Uno de los métodos que ofrece información aproximada sobre del daño sísmico esperado en una estructura sometida a una excitación en particular es el Método del Espectro de Capacidad (Freeman, 1978), también proporciona información acerca de la distribución de la no-linealidad en los elementos estructurales. Los parámetros (período y desplazamiento de azotea, para el caso de edificios) que resultan de un análisis no lineal por medio del Método del Espectro de capacidad son representativos del comportamiento inelástico de la estructura.

Usando los métodos que se comentan a continuación, y con algunos de los parámetros que se generan en la anterior formulación, se pueden calcular índices de daño globales.

4.3.1.1 Índice de daño propuesto por Roufaiel y Meyer

Este índice de daño relaciona los parámetros asociados con los estados límites de desplazamiento máximo inducido por la excitación y de desplazamiento último o de falla de la estructura, con su estado de daño (Roufaiel y Meyer, 1987). El método proporciona la posibilidad de controlar desde la etapa de diseño, para estructuras nuevas, el estado de daño relativo que el sistema experimentaría con la excitación sísmica (Ayala, 1995).

El índice de daño global de una estructura se calcula con la siguiente ecuación:

$$GDP = \frac{d_r - d_y}{d_f - d_y} \quad (4.1)$$

donde:

d_r = desplazamiento máximo de azotea inducido por la excitación.

d_y = desplazamiento de azotea asociado a la fluencia del primer elemento estructural.

d_f = desplazamiento de azotea para el cual se asume que el marco falla.

Existen varios parámetros en función de los cuales se puede asumir que la estructura falla, en este método se relaciona la falla con el desplazamiento de azotea. En algunas investigaciones se ha fijado

como desplazamiento de falla el 3% de la altura del edificio (Kappos, 1991), siempre que el análisis no arroje el mecanismo de colapso y a partir de él se obtenga este parámetro. Sin embargo, cuando el desplazamiento relativo de entrepiso sobrepasa el 2%, se puede esperar que los efectos de segundo orden sean importantes y se reduzca tanto la resistencia como la rigidez lateral de los miembros estructurales verticales, lo cual puede anticipar la falla.

4.3.1.2 Índice de daño propuesto por DiPasquale y Cakmak

DiPasquale y Cakmak (1988), proponen un índice de daño global basado en parámetros modales, específicamente en la degradación de la rigidez de la estructura y su relación con el cambio en su período natural de vibración.

El método se basa en que, cuando una estructura entra en la fase de no linealidad, los cambios en el modelo lineal equivalente reflejan las no linealidades que se producen en la estructura durante movimientos sísmicos fuertes. La estructura presenta un aparente ablandamiento reflejado en el incremento de la amplitud de la oscilación y en consecuencia un incremento en su período fundamental de vibración.

La degradación global de la rigidez de una estructura se puede cuantificar al combinar el período fundamental inicial y el período final calculado después de la excitación. A este índice de daño se le llama “Índice de Ablandamiento Final”, el cual se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$D_f = 1 - \frac{T_{\text{inicial}}^2}{T_{\text{daño}}^2} \quad (4.2)$$

donde:

T_{inicial} = período elástico o período inicial de la estructura.

$T_{\text{daño}}$ = período resultante de la estructura después que se le somete a una excitación en particular.

La evaluación del índice de la Ecuación (4.2) ha mostrado una pobre correlación con diferentes medidas de intensidad sísmica por lo que, Ayala y Ye (1995) han propuesto la siguiente variante del anterior que presenta una buena correlación con diferentes medidas de intensidad sísmica.

$$D_u = \frac{T_{\text{daño}} - T_{\text{inicial}}}{T_{\text{último}} - T_{\text{inicial}}} \quad (4.3)$$

donde:

$T_{\text{último}}$ = período fundamental correspondiente a un estado límite al que se desea asociar el índice de daño, este parámetro puede asociarse al último período obtenido del análisis monotónico.

Estos índices tienen la desventaja de que en estructuras compuestas, por ejemplo, marcos de acero con muros de relleno, un cambio en el periodo fundamental de vibración no necesariamente representaría daño en la estructura y sí podría representar daño en los elementos no estructurales. Otro caso donde este índice no es aplicable es en estructuras provistas de disipadores de energía, (Escobar y Ayala, 1995).

4.3.1.3 Índice de daño propuesto por Park y Ang

Park y Ang (1985) proponen expresar al daño estructural producido por un evento sísmico como una combinación lineal tanto del daño causado por la excesiva deformación como por el efecto de la aplicación cíclica de la carga. Para elementos de concreto reforzado, la idea anterior puede expresarse en términos de un índice de daño conduciendo a:

$$D_{PA} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (4.4)$$

$$D_{PA} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \beta \int \left(\frac{\delta}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{E_c(\delta)} \quad (4.5)$$

donde

δ_M = deformación máxima

δ_u = deformación última bajo carga monotónica

Q_y = Resistencia de fluencia

$E_c(\delta)$ = Energía hysterética por ciclo de carga a la deformación δ

dE = Incremento de energía hysterética absorbida

α, β = parámetros (positivos)

Bajo respuesta elástica el valor de D_{PA} teóricamente debe de ser cero, un valor de D_{PA} mayor o igual a uno significa daño total o colapso completo.

Como se sabe, la deformación de fluencia δ_y puede calcularse con buena aproximación. Para fines prácticos la deformación última puede determinarse amplificando la deformación de fluencia mediante el factor de ductilidad μ_u , es decir:

$$\delta_u = \mu_u \delta_y \quad (4.6)$$

La Ecuación (4.5) toma en cuenta el efecto cíclico de la carga a diferentes niveles de deformación, en la Ecuación (4.4) se asume que ese efecto es uniforme para todo nivel de deformación. La Ecuación (4.4) tiene 3 parámetros (δ_u , Q_y y β), el parámetro β representa el efecto de la carga cíclica sobre el daño estructural.

Con base en datos experimentales, Park y Ang (1985) evaluaron los parámetros de las Ecuaciones (4.4) y (4.5), estudiaron también algunas incertidumbres en la capacidad última de elementos estructurales, con base en lo anterior desarrollaron un método para evaluar el daño estructural en edificios de concreto reforzado, para ello, partieron del modelo convencional de viga de cortante adicionándole columnas elásticas en flexión entre los pisos conectadas por resortes rotacionales inelásticos. También mencionan que, obviamente el daño en un edificio es función del daño de sus elementos constitutivos, y anotan que la distribución de daño en los elementos está relacionada con la distribución de la energía absorbida, lo anterior los llevó a proponer que el daño total de un edificio puede ser expresado como la suma del índice de daño de sus elementos multiplicado por un factor de contribución de absorción de energía, es decir

$$D_T = \sum_i \lambda_i D_i \tag{4.7}$$

En la ecuación anterior, D_T es el índice de daño total, $\lambda_i = E_i / \sum E_i$ y E_i es la energía total absorbida (incluida la energía potencial) por el elemento i . Para nueve edificios (desde dos hasta seis niveles) que sufrieron daño durante sismos fuertes (San Fernando, 1971, Miyagiken-Okii Japón, 1978) los autores realizaron la evaluación del índice total de daño estructural D_T , (ver Tabla 4.1) y efectuaron la correlación entre éste y el daño estructural observado (ver Tabla 4.2).

Tabla 4.1 Índice total de daño en edificios.

Edificio	Periodo natural (seg)	Índice total de daño (D_T)
A	0.56	1.47
B	0.23	1.05
C	0.34	0.48
D	0.15	0.22
E	0.20	0.39
F	0.30	0.85
G	0.15	1.25
H	0.13	0.02
I	0.18	0.27

Según Park y Ang (1985), el grado de daño estructural puede ser clasificado en las cinco categorías siguientes:

- a) Ligero
- b) Menor
- c) Moderado

- d) Severo
- e) Colapso

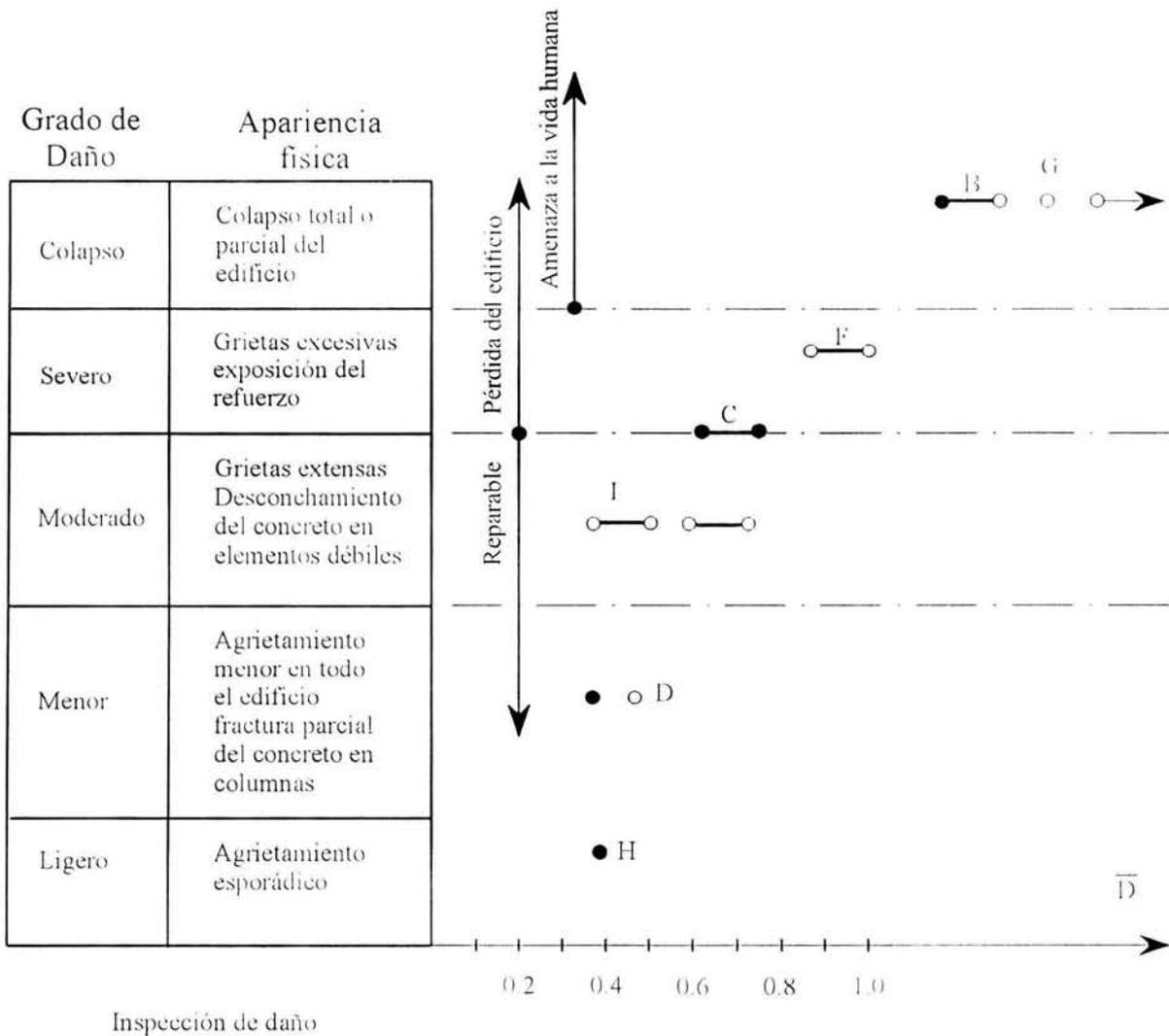
Con base en lo anterior, tentativamente, para Park y Ang (1985) el significado práctico del índice total de daño puede ser:

$D_T \leq 0.4$ representa daño reparable

$D_T > 0.4$ representa daño por encima de lo reparable

$D_T \geq 1$ representa colapso total

Tabla 4.2 Correlación entre el índice total de daño y el observado (Park et al., 1985)



4.4 Niveles de desempeño, estructuras que resultan de la aplicación del DSBD

Los niveles de desempeño son una expresión del daño máximo aceptable en una estructura en particular, dado que se presenta un determinado sismo de diseño. En el caso de edificación, representa el grado de deterioro y degradación permisible en elementos estructurales o no estructurales; asimismo, se puede representar con el comportamiento global de la estructura. Una de las ventajas de proponer niveles de desempeño estructural, es la correspondiente al control de daños esperados en cada tipo de inmueble.

El comité Vision 2000 propone cuatro niveles de desempeño para edificios; entre el amplio margen de estados de daño que una estructura puede presentar cuando se somete a acciones sísmicas. Estos niveles de desempeño abarcan desde un estado *completamente funcional* hasta *cercano al colapso*; entre los niveles intermedios de desempeño que se consideran están los correspondientes a: *funcionalidad y seguridad de vidas*.

La descripción de los niveles de desempeño recomendados por Vision 2000 son los siguientes, los cuales se muestran horizontalmente en la matriz de la Figura 4.1:

- 1) *Completamente funcional (servicio)*. Las instalaciones continúan en operación normal; el daño es insignificante.
- 2) *Funcional*. Las instalaciones continúan en operación con daño estructural menor e interrupciones mínimas en servicios no esenciales para el correcto funcionamiento del inmueble.
- 3) *Seguridad de vidas*. Se protege la seguridad estructural; existe daño moderado.
- 4) *Cercano al colapso*. La seguridad de la estructura está en riesgo, el daño estructural es severo, se previene el colapso de la estructura.

La anterior clasificación indica que la metodología del DSBD permite:

- Daño severo en aquellas estructuras que no son indispensables después de un evento sísmico.
- Daño moderado en aquellas estructuras cuyo contenido no expone a una amplia porción de la sociedad o cuyo funcionamiento es necesario después de un sismo.
- Evitar al máximo la ocurrencia de daño en aquellas estructuras cuyo colapso afecte a una gran cantidad de personas.
- Evitar que ninguna estructura colapse.

4.5 Demanda sísmica, niveles de diseño sísmico

La manera en que se realiza la clasificación de los niveles de diseño sísmico es a través de la selección de un grupo de temblores, de entre el posiblemente amplio margen de sucesos que se han presentado en determinada región, que sean representativos del nivel de intensidad sísmica para el cual se alcanza un desempeño particular en la estructura. Estos niveles de diseño sísmico se clasifican por el periodo de retorno de un sismo de diseño o su probabilidad de excedencia.

Para el caso de edificación, el Comité Vision 2000 clasifica los niveles de diseño sísmico de la siguiente manera:

Tabla 4.3 Niveles de diseño sísmico, Vision 2000.

Sismo de Diseño	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43	50% en 30 años
Ocasional	72	50% en 50 años
Raro	475	10% en 50 años
Muy raro	970	10% en 100 años

Si en un futuro los reglamentos mexicanos de diseño sísmico incorporan estos conceptos de desempeño, considerarán de manera detallada la sismicidad de la República Mexicana así como la optimización de gastos de reparación y niveles tolerables de riesgo, ya que los periodos de retorno de los sismos de diseño de la Tabla 4.3 y sus probabilidades de excedencia corresponden al estado de California (EUA), por lo cual esos valores no son válidos para la República Mexicana. Esto se debe a que la tasa de actividad sísmica (número de sismos por unidad de tiempo y volumen de la corteza terrestre) varía de una provincia tectónica (zona donde se generan temblores) a otra, ya que, el proceso de ocurrencia de sismos es independiente en cada una de ellas. Un ejemplo de lo anterior, consideremos que, durante el siglo pasado en la zona de subducción del pacífico mexicano se presentaron 42 sismos de magnitud superior a siete, comparado con solo cinco ocurridos a lo largo de la falla de San Andrés en California EUA (Esteva, 1988).

Parte del trabajo que se debe realizar para avanzar en la implementación de los procedimientos de DSBD consiste en identificar cuales son los índices de desempeño que representan de mejor manera el comportamiento de las estructuras, así como sus niveles de desempeño asociados, ya que por el momento no existe consenso en este tema tan importante.

Como se indicó anteriormente en este capítulo, los procedimientos de DSBD tienen por objetivo lograr estructuras que se comporten adecuadamente ante cualquier sismo que pueda ocurrir, por lo cual es necesario que el diseño se lleve a cabo para varios niveles de desempeño.

En opinión de varios autores, en principio, pareciera suficiente el empleo de los niveles de servicio y prevención al colapso para garantizar un buen comportamiento de las estructuras en lugar de considerar los cuatro niveles de desempeño propuestos por Vision 2000. El problema que se enfrenta es la dificultad en la aplicación de un procedimiento a partir del cual se logre un diseño único que cumpla

simultáneamente con los estados de servicio y prevención al colapso, ya que para ello se requiere un proceso iterativo donde se encuentre la rigidez y resistencia, que la estructura deberá de tener, necesarias para satisfacer, como mínimo, los dos niveles de desempeño anteriores.

4.6 Evaluación sísmica y diseño de estructuras de puentes basado en desempeño

Para el caso de puentes pocos han sido los autores que, en comparación con edificios, han desarrollado metodologías que permitan aplicar la FDD a este tipo de estructuras y que tomen en cuenta sus características más importantes desde el punto de vista de su comportamiento. De ellos, la mayoría ha enfocado su atención al caso específico de evaluación de estructuras de puentes.

Para describir con buena aproximación el comportamiento generalmente no lineal de la mayoría de los puentes (sobre todo cuando se les somete a sismos intensos), es necesario, por ejemplo, realizar análisis dinámicos no lineales paso a paso, con el inconveniente de que éstos involucran un proceso complejo y costoso por lo que, hoy en día no representan una opción recomendable para el diseñador.

Debido a lo anterior y con fines prácticos, desde hace algunos años, ha resurgido el interés por el método del empujón (procedimiento simplificados de análisis no lineal) definido como un procedimiento de análisis sucesivos con el que se determinan las respuestas de una estructura a un sistema de cargas estáticas (equivalentes a las sísmicas) que se incrementan monótonamente hasta que ésta alcanza un estado límite preestablecido (desplazamiento, cortante basal, etc.).

Desafortunadamente la concepción generalmente errónea de las estructuras de puentes, debido en parte a su aparente simplicidad con respecto a las de edificios, ha hecho que aquellos se analicen con los mismos criterios y métodos usados en edificios. Una de las consideraciones en que se basa la anterior afirmación es que la respuesta sísmica de muchos puentes puede tener contribuciones dominantes de otro modo que no es el fundamental, y algunas veces el modo dominante puede cambiar a medida que se presenta el daño en la estructura.

Se acepta que el modelo de IGDL puede ser usado solo si la respuesta obtenida mediante este no difiere significativamente de la proporcionada por el modelo de MGD. En su estudio, Fischinger e Isakovic (2002) compararon los resultados proporcionados por los diferentes métodos de análisis empleados basándose en la diferencia relativa entre las áreas limitadas por las líneas relevantes de desplazamiento, las cuales fueron correlacionadas con su propuesta de “índice de regularidad” (IR) para determinar si éste se puede usar como un criterio que defina la aplicabilidad de los modelos de IGDL considerando solo la influencia del modo fundamental.

Otro aspecto importante es que, los cambios en las formas modales pueden producir cambios importantes en la distribución de las fuerzas actuantes a medida que la estructura experimenta deformaciones no lineales concentradas en una o más pilas y/o marcos transversales (Ramírez, 1999), razón por la cual, para estructuras de puentes el punto característico (a menudo escogido como la azotea para el caso de edificios) utilizado para definir la configuración deformada en los métodos basados en la curva del empujón no puede ser especificado tan claramente.

Al respecto, Ramírez (1999) desarrolló un método aproximado de evaluación sísmica de estructuras de puentes que toma en cuenta explícitamente la contribución a la respuesta de los modos

superiores de vibrar y la evolución de la distribución de las cargas sísmicas estáticas equivalentes a medida que se presentan efectos inelásticos en la estructura.

La aplicación de métodos derivados del método del espectro de capacidad, propuesto originalmente por Freeman (1975), a estructuras de puentes ha sido recientemente investigada por Imbsen, Liu y Neuenhofer (1997), Fajfar, Gasperic y Drobic (1997) y Fajfar y Gasperic (1998). Estos últimos autores adaptaron el método N2, (*Non Linear 2D*) para el análisis simplificado de estructuras de puentes. Un método similar fue propuesto por Calvi y Kingsley (1995).

El método referido en el párrafo anterior consiste en la aplicación a un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL), de una carga estática equivalente creciente y a partir de la curva desplazamiento de un punto característico contra cortante basal obtener la curva de comportamiento de un sistema de un grado de libertad (1GDL) equivalente, que al ser sometido a la acción de una determinada demanda podrá definir el comportamiento aproximado del sistema real (SMGL).

Calvi y Kingsley (1995) y Ayala (2001) formularon los métodos de diseño por desplazamientos y del empujón respectivamente, aplicados a estructuras de puentes de concreto reforzado; ambos tuvieron como fundamento el método del espectro de capacidad de Freeman (1994).

Otro de los inconvenientes encontrados en la aplicación de estos métodos a estructuras de puentes consiste en la definición de las cargas a ser usadas para empujar la estructura y en la manera en que se consigue el punto de comportamiento (Ramírez, 1999).

El desempeño sísmico de una estructura usando métodos basados en la curva del empujón es función de la distribución asumida de las cargas laterales usadas para empujar a la estructura, por lo que la distribución de cargas debería corresponder a una forma deformada derivada de los modos de vibración de la estructura, los cuales pueden variar sustancialmente a medida que la estructura entra en el intervalo inelástico de comportamiento al incrementarse las fuerzas sísmicas. El empujar la estructura con cualquier otra distribución de cargas también permite su reducción a un sistema equivalente de un grado de libertad, pero no reproduce correctamente su comportamiento.

Varios métodos aproximados requieren del uso de un espectro de demanda sísmica para encontrar el punto de comportamiento. En principio, este punto debería definirse usando una curva de comportamiento para el sistema equivalente de un grado de libertad derivada de la curva de capacidad de la estructura y un valor esperado de un índice de desempeño, que no se conoce. Bajo estas condiciones la determinación del punto de comportamiento involucra un procedimiento iterativo

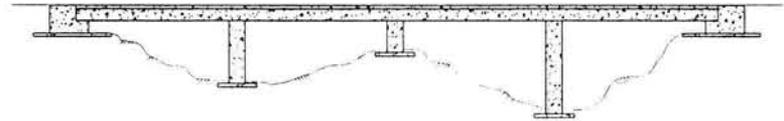
Ramírez (1999) desarrolló un método de evaluación sísmica para estructuras tridimensionales de puentes mediante el uso del concepto de la curva de comportamiento del empujón, en el que la estructura general de múltiples grados de libertad se reduce sistemáticamente a un sistema dinámico no lineal de un grado de libertad con una relación fuerza-desplazamiento no lineal y, con el fin de reproducir en la forma más exacta posible el comportamiento real de la misma, la distribución de fuerzas laterales con las que se empuja la estructura se basa en sus modos de vibrar.

La variante del método propuesto por Ramírez (1999) no compara la curva de capacidad de la estructura con el espectro de demanda para determinar el punto de comportamiento, ya que, una vez transformada la estructura original de varios grados de libertad a un sistema de un grado de libertad se le

somete a uno o varios registros sísmicos, obteniéndose su desplazamiento máximo y, con base en éste, se determina el punto de comportamiento del sistema de múltiples grados de libertad. También incluye el efecto de la variación de las cargas sísmicas debido al cambio de rigidez a medida que aparecen efectos inelásticos en la estructura y el efecto de la participación de los modos superiores para determinar el comportamiento sísmico del puente.

CAPÍTULO 5

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO CONSIDERANDO LOS MODOS SUPERIORES



5.1 Introducción

Algunos métodos de evaluación, que pueden ser herramientas en el diseño por desempeño, suponen que el modo fundamental de vibrar es el que contribuye esencialmente a la respuesta de la estructura. Esta hipótesis no siempre es válida en aquellas estructuras de puentes, en las que la contribución de los modos superiores puede ser significativa. Para incluir esta contribución en estructuras de edificios, Ayala (1994), Sandoval (2000) y Basilio (2002) efectuaron algunas modificaciones conceptuales.

En el método de diseño empleado en esta tesis se considera el nivel de desempeño correspondiente al estado límite de colapso, sin embargo, la filosofía del diseño sísmico por desempeño considera todos los niveles de desempeño de la Figura 5.1, el cómo considerarlos está siendo motivo de mucho esfuerzo de investigación que rebasa los objetivos de este trabajo.

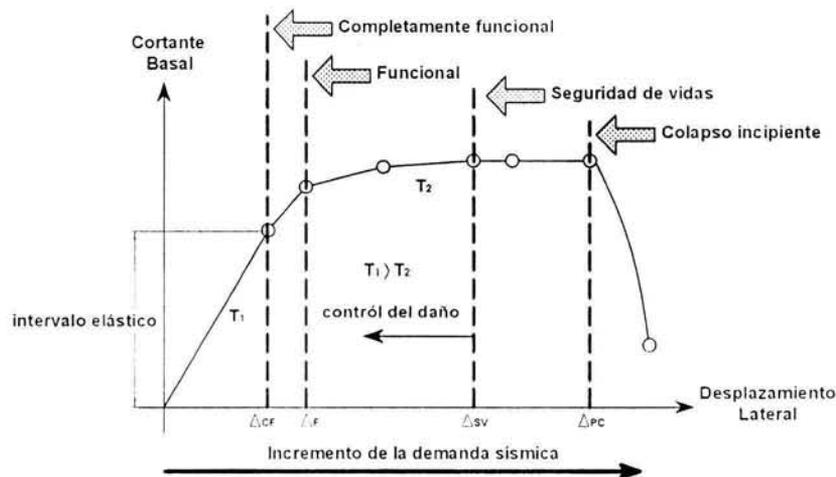


Figura 5.1 Niveles de desempeño considerados en el diseño sísmico por desempeño para estructuras dúctiles (FEMA 273).

Utilizando las hipótesis de comportamiento y conceptos de la dinámica estructural antes mencionados, se puede pasar de una curva de comportamiento a una de capacidad que represente el

comportamiento de la estructura, incluyendo la participación de los modos superiores de vibrar en el diseño sísmico por desempeño de estructuras de puentes, en los que sea importante la contribución de otros modos diferentes al fundamental (Ayala, 1999, Sandoval, 2000 y Basilio, 2002).

La modificación se logra calculando la curva de comportamiento para un sistema de un grado de libertad (1gdl) correspondiente al modo fundamental, y obtenido a partir de esta la curva de capacidad representativa del sistema de muchos grados de libertad (mgdl) con la participación de los modos superiores de vibrar (Ayala *et al.*, 2002).

5.2 Procedimiento de análisis de diseño sísmico basado en desempeño considerando la contribución de todos los modos de vibrar

Ayala (1999) sugiere que, para la aplicación del procedimiento propuesto, se realice la siguiente secuencia de pasos:

1. *Efectuar un diseño preliminar de la estructura.*

Por ejemplo, empleando un análisis estático elástico tradicional obtener un predimensionamiento de las secciones de los elementos del puente.

2. *Definir la rama inicial de la curva de comportamiento.*

Para ello, efectuar un análisis de valores característicos para obtener el periodo fundamental de la estructura (T_1), que relaciona las fuerzas con las deformaciones del sistema equivalente de 1gdl. Con base en la Ecuación (5.1), la curva de comportamiento se representa por una línea radial en el espacio pseudoaceleración espectral (S_a) contra desplazamiento espectral (S_d), (Figura 5.2). En este espacio cada línea radial representa una estructura con diferentes características dinámicas.

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d \tag{5.1}$$

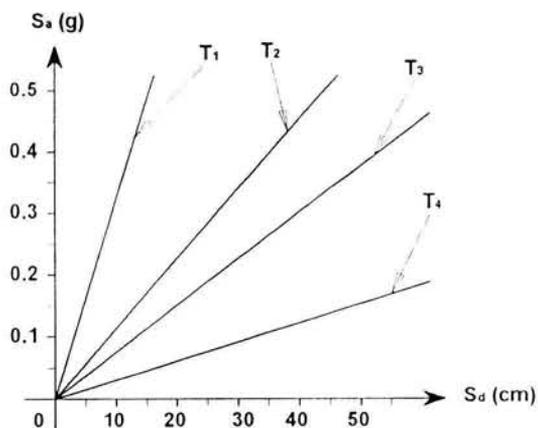


Figura 5.2 Curvas de comportamiento, las pendientes corresponden a distintos estados de daño.

3. *Obtener la pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento.*

Se requiere definir cuáles elementos admitirán daño para los objetivos de diseño considerados (niveles de diseño y de desempeño dados), hecho lo anterior, se introduce en el modelo original de la estructura articulaciones en los extremos de las vigas y/o columnas que se dañarán. Para la estructura con daño se efectúa un nuevo análisis de valores característicos que permita obtener su periodo fundamental (T_2). La distribución de articulaciones supuesta será de acuerdo con la experiencia del diseñador aceptando que éstas se formarán ante las sollicitaciones sísmicas de diseño. En este procedimiento, la consideración de daño en elementos particulares es en sí un mecanismo de control de daño global de la estructura. La consideración de diferentes distribuciones de daño posibles define correspondientemente distintas pendientes para la segunda rama de la curva de comportamiento, característica relevante de este procedimiento.

4. *Construir el espectro de resistencias.*

Un vez conocidos los periodos fundamentales “elástico” e “inelástico” de la estructura, mediante la Ecuación (5.2) se calcula la razón de rigidez de post-fluencia a rigidez inicial (α).

$$\alpha = \frac{k_2}{k_1} = \frac{m \left(\frac{2\pi}{T_2} \right)^2}{m \left(\frac{2\pi}{T_1} \right)^2} = \left(\frac{T_1}{T_2} \right)^2 \quad (5.2)$$

Con estos datos y dada una fracción de amortiguamiento crítico ζ (generalmente del 5%), se obtiene el espectro de resistencias para un nivel de desempeño sísmico dado, por ejemplo, una demanda de ductilidad. En este espectro se representa la resistencia de diseño $(R/m)_1$ como función del periodo fundamental elástico de la estructura (T_1), (Figura. 5.3).

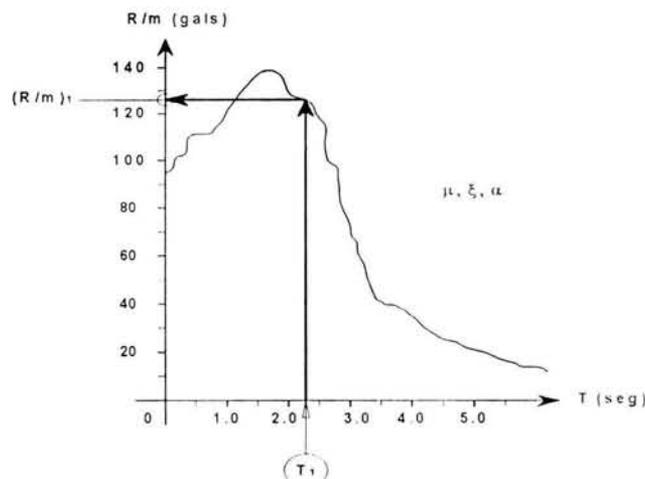


Figura 5.3 Resistencia por unidad de masa para un nivel de ductilidad dado.

De esta forma es posible, para una estructura de periodo fundamental dado, conocer la resistencia de diseño directamente y, a partir de esta, definir el punto de quiebre de la curva bilineal de comportamiento del sistema de IgdI correspondiente al modo fundamental de la estructura, (Figura 5.4). En ella las ecuaciones que definen a cada una de las ramas de comportamiento; elástico y con daño son, respectivamente:

$$S_a = \omega_1^2 S_d \quad 0 < S_d < S_{dy}$$

$$S_a = \omega_2^2 S_d + \left(\frac{R}{m}\right)_1 (1 - \alpha) \quad S_{dy} < S_d$$

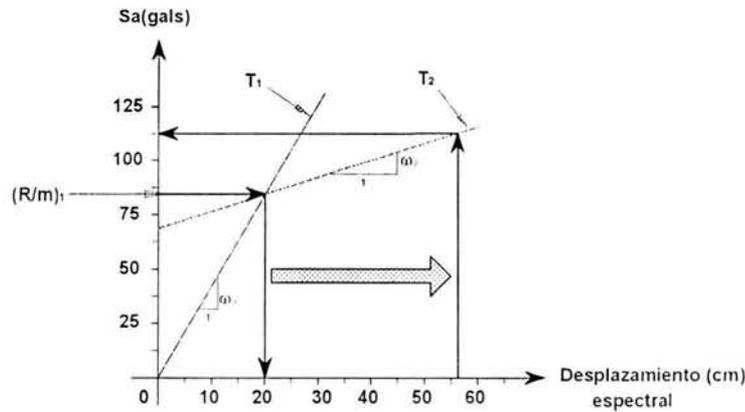


Figura 5.4 Límites de las pendientes que definen la curva de comportamiento.

5. Obtención de la resistencia con la que se debe diseñar los elementos que no admitirán daño

Para el caso particular en el que el índice de desempeño sea una ductilidad objetivo (μ), la resistencia por unidad de masa de diseño 2, $(R/m)_2$, queda definida como la resistencia con la que se debe diseñar a los elementos que no admitirán daño y su correspondiente desplazamiento espectral, se pueden obtener directamente de la curva de comportamiento completa para el sistema de IgdI. Otra posibilidad con la que se puede definir $(R/m)_2$ se basa en el hecho de que ésta se encuentra relacionada con la ductilidad objetivo mediante la Ecuación (5.3) (Sandoval, 2000), la cual puede ser obtenida utilizando las ecuaciones del punto 4.

$$\left(\frac{R}{m}\right)_2 = \left(\frac{R}{m}\right)_1 [1 + \alpha (\mu - 1)] \quad (5.3)$$

Donde:

$(R/m)_1$ = Resistencia por unidad de masa de diseño 1 que limita el intervalo elástico en la curva de comportamiento

$(R/m)_2$ = Resistencia por unidad de masa de diseño 2

5.2.1 Forma de incluir la participación de los modos superiores

Una vez definida la resistencia por unidad de masa sobre la curva de comportamiento que garantice un nivel de desempeño dado, se procede a transformar esta resistencia al espacio de cortante basal (V) contra desplazamiento del punto característico (Δ_{carac}) correspondiente, en primera instancia, al modo fundamental y de ahí al de todos los modos como se ilustra en la Figura 5.5.

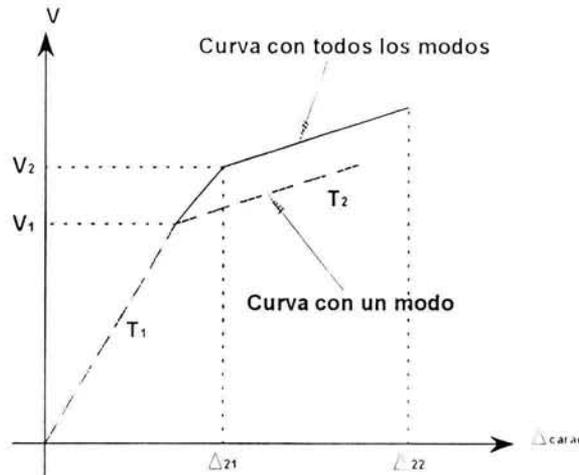


Figura 5.5 Curvas de capacidad; con un modo y con todos los modos.

La transformación se logra usando fórmulas sencillas derivadas de conceptos básicos de la dinámica estructural (Requena, 1999). En la transformación de la curva de comportamiento R/m contra S_d a la de capacidad V contra Δ correspondiente sólo a la contribución del modo fundamental se utilizan las Ecuaciones (5.4) y (5.5).

$$S_d = \frac{\Delta_{carac}^{(modo\ 1)}}{PF_{carac}} \quad (5.4)$$

$$R/m = \frac{(V/M)}{\alpha_j} \quad (5.5)$$

En las ecuaciones anteriores

$\Delta_{carac}^{(modo\ 1)}$ = desplazamiento de un punto característico del puente correspondiente al primer modo.

PF_{kj} = factor de participación modal para el nivel k en el modo j .

M = masa total de la estructura.

$$\alpha_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_k \phi_{k,j} \right)^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_k \right) \sum_{i=1}^N m_k \phi_{k,j}^2} \quad (5.6)$$

$$PF_{k,j} = \frac{\sum_{i=1}^N m_k \phi_{k,j}}{\sum_{i=1}^N m_k \phi_{k,j}^2} \quad (5.7)$$

En las dos ecuaciones anteriores:

m_k = masa del nudo k.

ϕ_{kj} = forma modal del nudo k del modo j.

α_j = factor de participación del cortante basal para el modo j.

En la transformación de la curva de capacidad (V contra Δ_{carac}) de 1 gdl a una de mgdl se utilizan las Ecuaciones (5.8) y (5.9).

$$\Delta_{carac}^{(1 \text{ modo})} = \frac{\Delta_{carac}^{(N \text{ modos})}}{\Gamma_1^*} \quad (5.8)$$

$$V_{carac}^{(1 \text{ modo})} = \alpha_1 V_{carac}^{(N \text{ modos})} \quad (5.9)$$

donde:

$\Delta_{carac}^{(1 \text{ modo})}$ = desplazamiento de un punto característico correspondiente sólo a la contribución del modo fundamental.

$\Delta_{carac}^{(N \text{ modos})}$ = desplazamiento de un punto característico considerando la contribución de los modos superiores.

Γ_j^* = factor de participación del modo fundamental.

$V_{carac}^{(1 \text{ modo})}$ = cortante basal correspondiente a sólo la contribución del primer modo.

$V_{carac}^{(N \text{ modos})}$ = cortante basal con la contribución de los modos superiores.

$$\Gamma_j^* = \frac{\sum_{i=1}^N m_k \phi_{k j}}{\sum_{i=1}^N m_k \phi_{k j}^2} \quad (5.10)$$

5.2.2 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que admiten daño

Con el valor de cortante basal obtenido en la sección anterior y la correspondiente distribución y magnitud de las fuerzas laterales equivalentes máximas que incluye la participación de todos los modos de vibrar (Figura 5.6), se procede a efectuar un análisis elástico para definir las fuerzas internas de diseño para los elementos que admiten daño. La Ecuación (5.11) define la distribución de cargas estáticas equivalentes para cada modo.

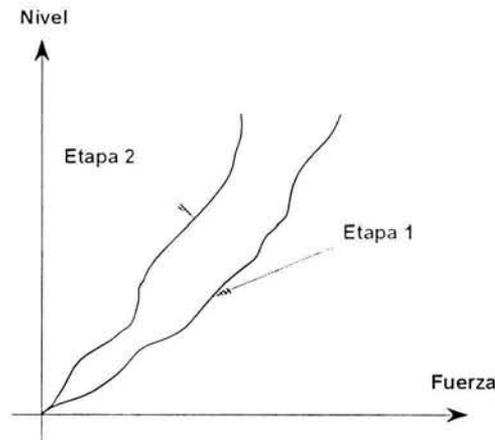


Figura 5.6 Distribución de fuerzas laterales equivalentes incluyendo modos superiores.

$$F_{k j} = P F_{k j} S_{a j} m_k \quad (5.11)$$

En la ecuación anterior:

$F_{k j}$ = fuerza lateral del nudo k en el modo j.

$S_{a j}$ = aceleración espectral en el modo j.

El cortante basal de cada modo se encuentra definido por la Ecuación (5.12).

$$V_j = \alpha_j S_{a j} M \quad (5.12)$$

donde:

V_j = cortante basal del modo j .

M = Masa total de la estructura.

Las fuerzas laterales de cada modo se combinaron utilizando la regla RSC (Rosenblueth, 1951) definida por la Ecuación (5.13).

$$F_k = \sqrt{\sum_{k=1}^N F_{kj}^2} \quad (5.13)$$

donde:

F_k = Fuerza lateral equivalente de cada nudo.

F_{kj} = Fuerza lateral en el nivel k correspondiente al modo j .

5.2.3 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que no admiten daño

En el diseño de las secciones de los elementos en las que no se desea que ocurra daño, se deben considerar las condiciones correspondientes al nivel de desempeño considerado en el diseño.

Para la obtención de las fuerzas internas de diseño de los elementos en los que no se desea daño, se realizan tres análisis estáticos; uno con carga gravitacional y otros dos con fuerzas laterales equivalentes máximas.

En un análisis estático bajo carga gravitacional se utiliza la estructura predimensionada sin daño. Utilizando la $(R/m)_1$ del punto 4 de la sección 5.2 como el cortante basal de diseño, se distribuye en los elementos utilizando las Ecuaciones (5.11) a la (5.13), las cuales realizan la combinación modal para obtener las fuerzas laterales equivalentes máximas con las que se realiza un análisis estático de la estructura predimensionada sin daño.

En el tercer análisis estático se distribuye el cortante basal resultado de restar $(R/m)_2 - (R/m)_1$, obteniendo otra distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas, con las mismas ecuaciones pero con las propiedades dinámicas de la estructura dañada. Es de interés mencionar que este procedimiento puede considerar diferentes estados límite; sin embargo, esto involucraría manejar curvas de comportamiento más generales que la bilineal, complicando su aplicación.

5.3 Procedimiento modal espectral

El procedimiento de diseño descrito en el punto anterior involucra una aproximación para considerar la contribución de los modos superiores de vibrar en las fuerzas de diseño. Es de importancia mencionar que la modificación al método presentado por Sandoval (2000) tiene la desventaja de que usa

fuerzas laterales equivalentes máximas calculadas con la regla RSC (Rosenblueth, 1951) lo cual no garantiza que las correspondientes fuerzas en los elementos sean también las máximas probables. En su aplicación, tanto el modificado como el modal son exactamente iguales hasta la determinación de $(R/m)_1$, es a partir de aquí donde se tienen las principales diferencias entre ambos métodos.

Una mejora al método de diseño modificado la logró Basilio (2002) al modificar la manera en que se calculan las fuerzas en los elementos. En el método modal espectral se evita el cálculo de las fuerzas laterales equivalentes máximas a la acción sísmica, calculándose las fuerzas de diseño en elementos directamente de análisis modales espectrales considerando todos los modos para cada una de las ramas de la curva de comportamiento.

Es importante mencionar que el método modal espectral se basa en las mismas consideraciones e hipótesis que el procedimiento inicialmente propuesto por Ayala (1999), sin embargo, la forma en que se calculan las fuerzas de diseño en el método modal espectral usa consideraciones de análisis más racionales. En los análisis modales espectrales considerando todos los modos no se involucra una distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas, como las que establece el método estático aun aceptado en códigos actuales, que se usa no sólo para calcular los desplazamientos laterales máximos, sino también para obtener las fuerzas de diseño máximas en los elementos que no necesariamente son las que corresponden a los desplazamientos laterales máximos.

5.3.1 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que admiten daño

En los análisis estáticos, se utiliza una distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas que incluye la contribución de los modos superiores y una amplitud correspondiente al cortante basal obtenido del método modificado. La diferencia para calcular las fuerzas en los elementos en el método modal espectral, representa la aportación más representativa del trabajo de Basilio (2002). Es importante señalar que el diseño de los elementos debe basarse en las fuerzas máximas actuantes, razón por la cual los análisis modales representan una herramienta más realista de las distintas variantes del método estático.

En un análisis modal espectral, considerando un solo modo, se define el desplazamiento elástico el cual, en principio, debería ser igual al de la curva de comportamiento correspondiente a la resistencia de diseño $(R/m)_1$. Ya que estos desplazamientos son en principio diferentes, es necesario escalar el espectro elástico de respuesta original para que se obtengan los mismos desplazamientos.

Inicialmente se realiza un análisis modal espectral considerando todos los modos para una primera etapa, utilizando el espectro de respuesta elástico escalado de tal forma que la pseudoaceleración correspondiente al periodo fundamental de la estructura predimensionada sin daño, se obliga a ser igual a la $(R/m)_1$ de la curva de comportamiento como se muestra en la Figura 5.7. Una vez realizado el análisis modal espectral para la etapa 1 tendremos las fuerzas de diseño de los elementos que admiten daño.

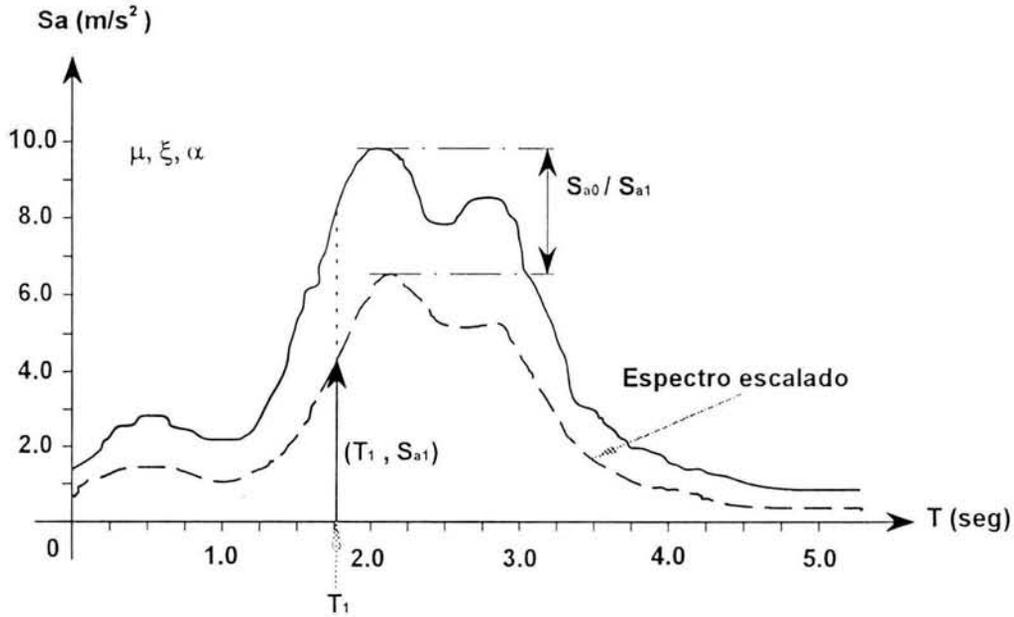


Figura 5.7 Espectro escalado para T_1 con S_{a1} (etapa 1).

Para este nivel de demanda se tienen las fuerzas de diseño en los elementos en que se consideró que ocurriría el daño estructural cuando se alcanzase el nivel de desempeño deseado, considerando la contribución de los modos superiores. Es importante señalar que con el análisis modal espectral para la etapa 1, no se conocen las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño.

5.3.2 Obtención de fuerzas de diseño en elementos que no admiten daño

Para encontrar las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño se realiza un segundo análisis modal espectral considerando todos los modos para una segunda etapa, en esta ocasión usando nuevamente el espectro de respuesta elástico pero escalado considerando las propiedades elásticas de la estructura dañada.

En el análisis modal espectral para la etapa 2, se utiliza el espectro de respuesta elástico de tal forma que para el período fundamental de la estructura dañada, la pseudo-aceleración se obligue a coincidir con la diferencia de resistencias $(R/m)_2 - (R/m)_1$ obtenidas de la curva de comportamiento. Con este análisis se obtiene la parte complementaria de las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño considerando la contribución de los modos superiores, (Figura 5.8)

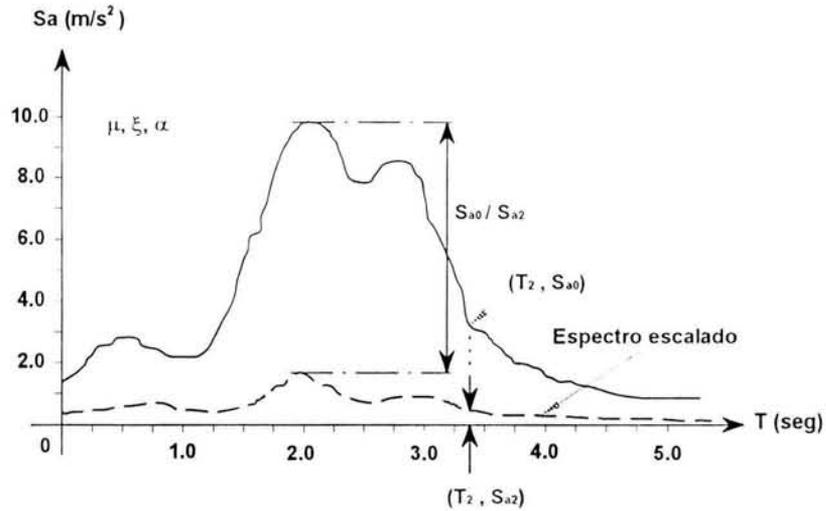


Figura 5.8 Espectro escalado para T_2 con S_{a2} (etapa 2).

Para conocer las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño, se suman los efectos de un análisis de cargas verticales y los de dos análisis modales (los de la etapa 1 y etapa 2), análogo al procedimiento de diseño por desempeño previo, en el que se suman tres estados de cargas superponiendo los efectos de cada uno.

En la Figura 5.9 se ilustra la base del método modal espectral, la cual muestra un espacio de resistencias por unidad de masa contra desplazamientos (R/m contra S_d) así como un corrimiento del origen de coordenadas. En esta figura, la primera pendiente definida por T_1 representa el comportamiento para la etapa 1 y la segunda pendiente, nombrada T_2 , representa el comportamiento para la etapa 2. Es importante mencionar que la ductilidad objetivo se garantiza en la primera parte de la curva de comportamiento, ya que la resistencia de diseño para los elementos que se dañarán se obtiene de un espectro de resistencias con la ductilidad objetivo.

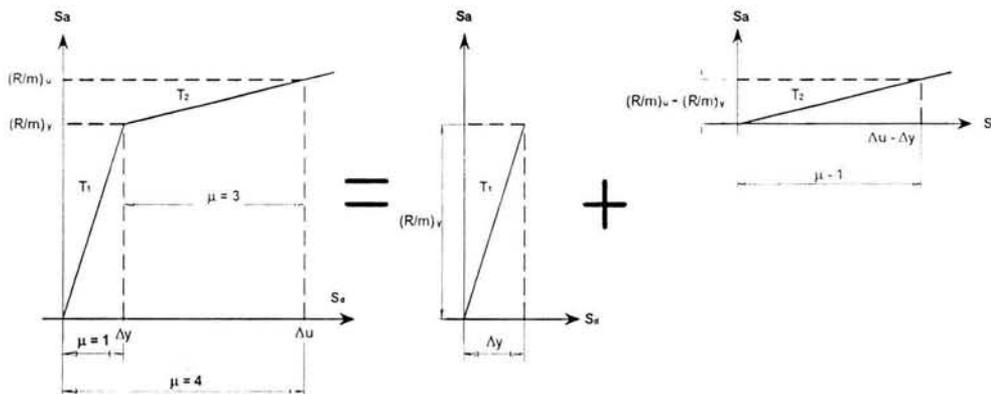


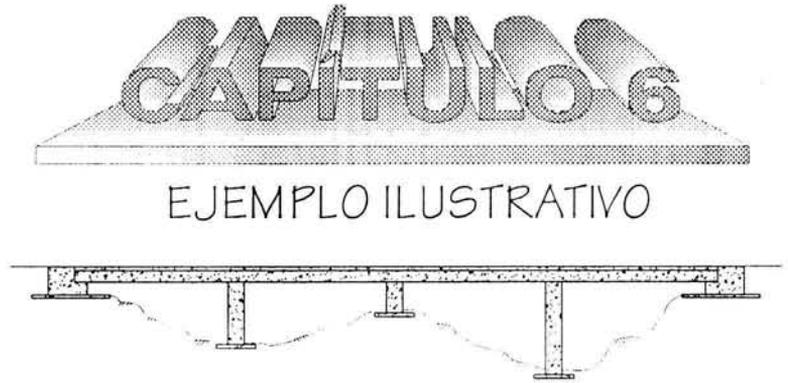
Figura 5.9 Ilustración conceptual para los análisis modales.

Tomando en cuenta que los análisis modales son elásticos, se puede explicar la razón del desplazamiento de los ejes originales hasta el cambio de pendiente; de esta manera se justifica que en el segundo tramo se parta nuevamente de una condición elástica pero con una estructura dañada. Esto con el fin de determinar las fuerzas internas utilizadas para diseñar ambos elementos, los que sufren daño así como los que no lo sufrirán.

En las dos etapas del procedimiento modal espectral se utiliza el mismo espectro de respuesta elástico pero escalado con distintos factores para cada una de ellas. Al realizar un análisis modal espectral considerando un modo con un espectro elástico, sabremos cual es el desplazamiento de un punto característico. De un espectro de resistencias, el cual involucra una ductilidad objetivo, tendremos otro desplazamiento de ese punto característico correspondiente a la resistencia de diseño. Por lo tanto la relación entre desplazamientos, es el factor con el cual escalamos el espectro de respuesta elástico el cual se utiliza en otro análisis modal para encontrar las fuerzas de diseño con la contribución de los modos superiores.

Con estos análisis se obtienen factores que relacionan el desplazamiento de un análisis modal considerando todos los modos y el que se realiza con un solo modo. Es claro que esta mejora no contesta a la pregunta sobre qué tan bien un sistema de Igdl equivalente puede definir el comportamiento global de una estructura; por ello, el método utilizado en este trabajo, aunque fundamentado en la dinámica estructural, proporciona sólo una aproximación al comportamiento real de la estructura.

Para la aplicación de este procedimiento es deseable que se realicen los análisis modales de la estructura prediseñada con un programa que garantice las hipótesis de análisis en las cuales se fundamenta, e incluya todas las necesidades del método, por ejemplo, mediante programas típicos de Análisis Estructural se obtienen los desplazamientos y las fuerzas para uno y para todos los modos utilizando reglas de combinación de respuestas modales como la RSC (Rosenblueth, 1951).



6.1 Descripción del puente estudiado

Para ilustrar la implementación práctica del método de diseño por desempeño, en este capítulo se aplica al puente tomado de la Referencia 31; cuya configuración en elevación se muestra en la Figura 6.1a, las dimensiones de las pilas en la Figura 6.1b y, por último, en la Figura 6.1c se muestran las dimensiones de la calzada.

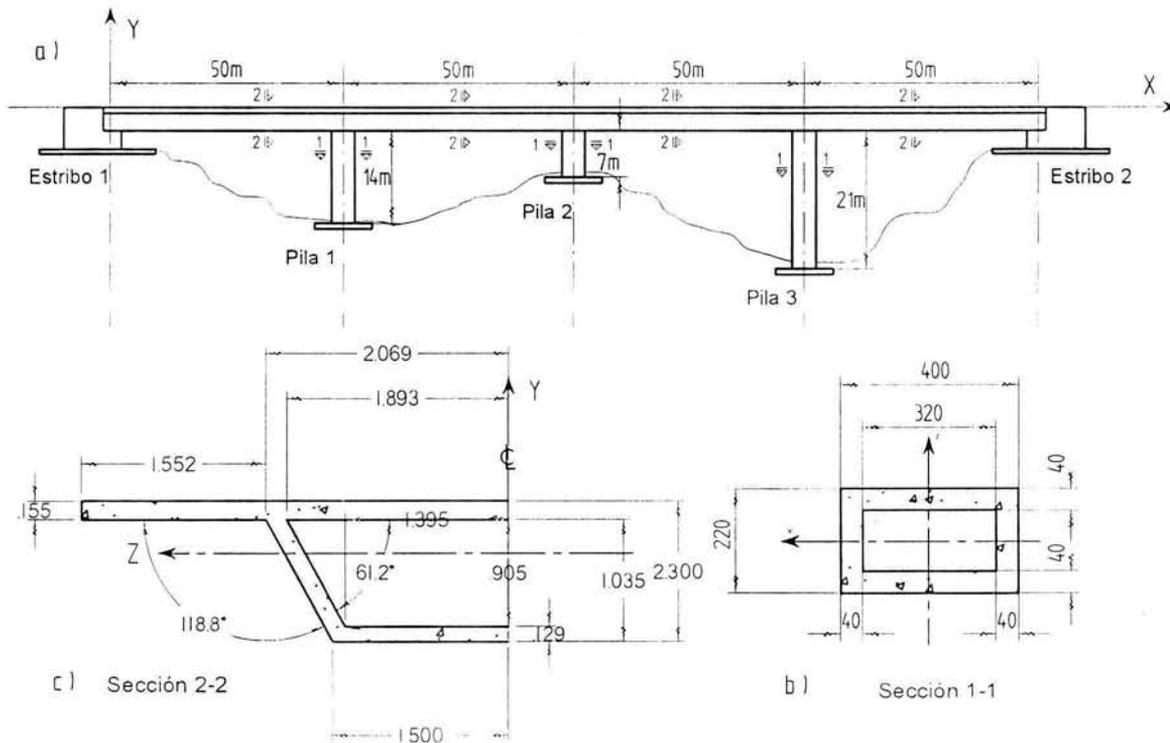


Figura 6.1 Geometría de la estructura del ejemplo.

El diseño preliminar fue realizado con base en un reglamento sísmico considerándose cargas gravitacionales y sísmicas (Referencia 31).

La Figura 6.2, muestra el modelo empleado para el ejemplo y, en el apéndice A se muestran las propiedades geométricas de los elementos del modelo (calzada y pilas).

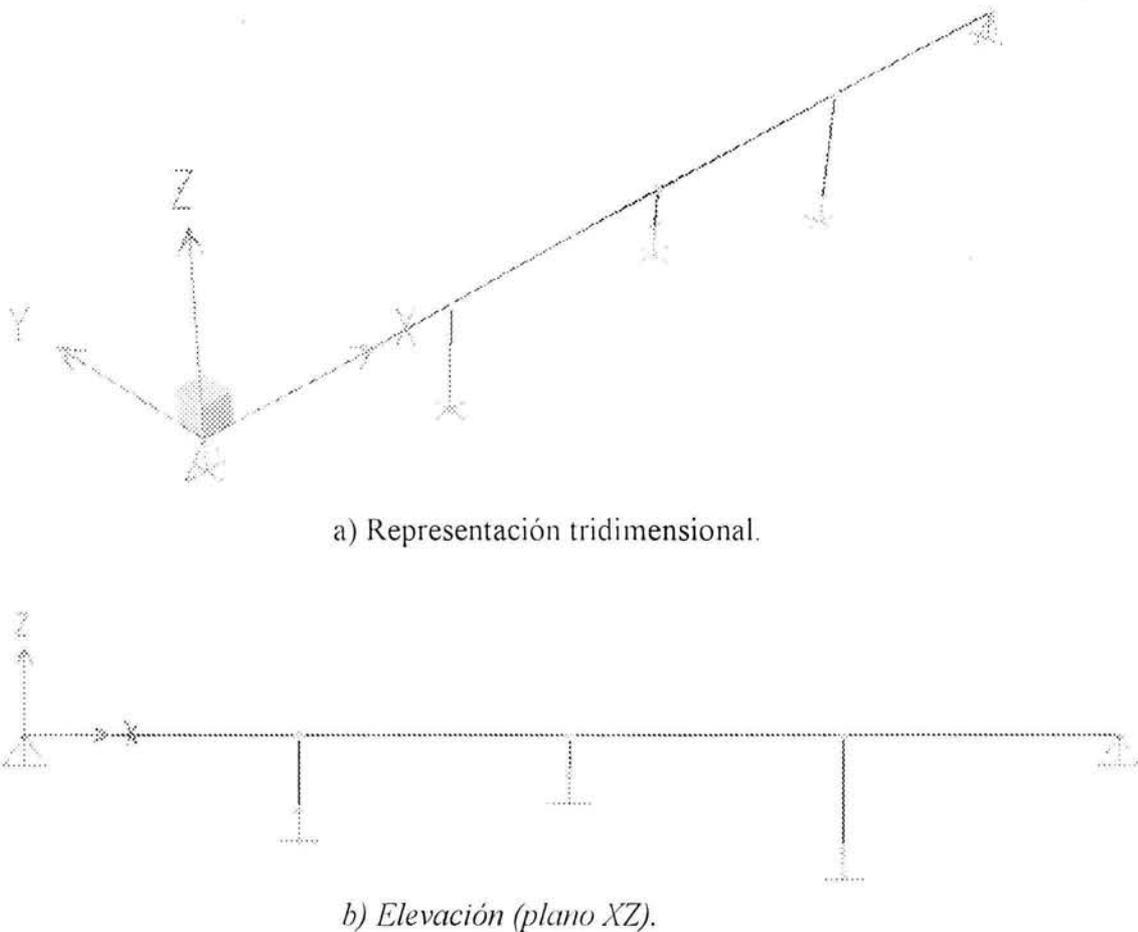


Figura 6.2 Modelo utilizado para la estructura del ejemplo.

En el diseño de los elementos estructurales se emplearon las propiedades nominales de los materiales que se describen a continuación:

Resistencia a la compresión del concreto: $f'_c = 270 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del concreto: $E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} = 230,000 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

El coeficiente sísmico para el prediseño fue $c = 0.4$. El factor de comportamiento sísmico empleado fue $Q = 4$, que es el máximo admisible para estructuras con las características del modelo que se estudia.

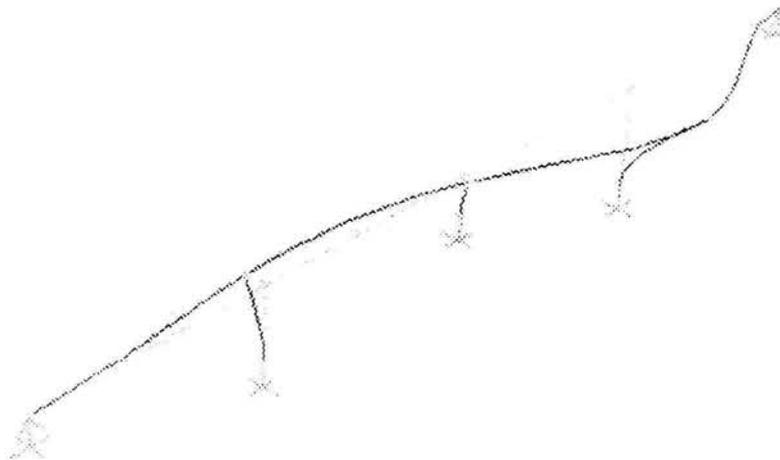
Con el fin de evaluar el comportamiento de las estructuras que incursionan en el intervalo no lineal es necesario conocer los valores reales de la resistencia de sus elementos estructurales. Por esto, en un método de diseño por desempeño, es necesario considerar las resistencias reales de los elementos estructurales para estimar el comportamiento sísmico de una estructura.

Los principales factores que intervienen en el cálculo de las resistencias reales de los elementos estructurales son:

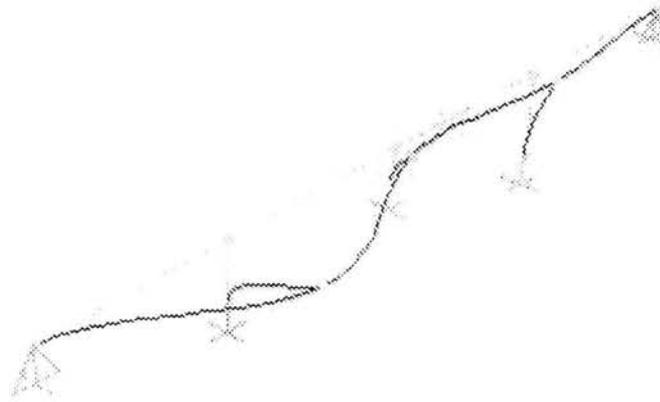
1. Contribución del tablero del puente.
2. Modelo de comportamiento empleado para el acero y el concreto.
3. Confinamiento del concreto.
4. Contribución del acero a compresión.
5. Áreas de acero de refuerzo, tanto para cumplir con los requisitos mínimos de acero como con su dimensionamiento.

6.2 Determinación de la resistencia asociada al modo fundamental

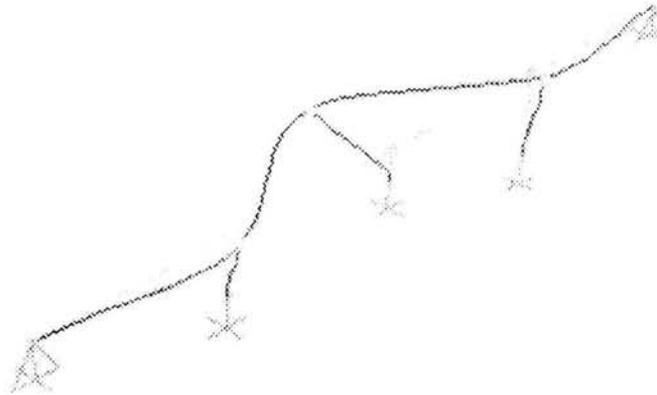
Para encontrar la resistencia asociada al modo fundamental de la estructura, derivada de un espectro de resistencias, es necesario definir las características de la curva de comportamiento correspondiente. Para ello, a partir del periodo fundamental elástico de la estructura pre-dimensionada, el cual fue de $T_1 = 1.11$ s (Figura 6.3a), se obtiene la pendiente de la rama inicial de esta curva, la cual dibujada en el espacio S_a contra S_d se muestra en la Figura 6.4.



a) Primer modo, $T_1 = 1.11$ s.



b) Segundo modo, $T_2 = 0.89$ s.



c) Tercer modo, $T_3 = 0.43$ s.

Figura 6.3 Primeros 3 modos de la estructura del ejemplo.

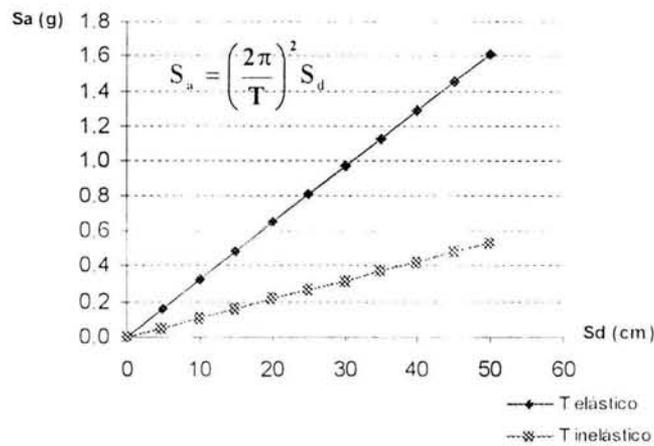
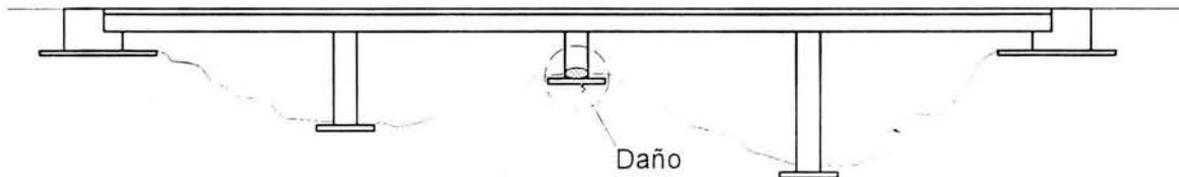
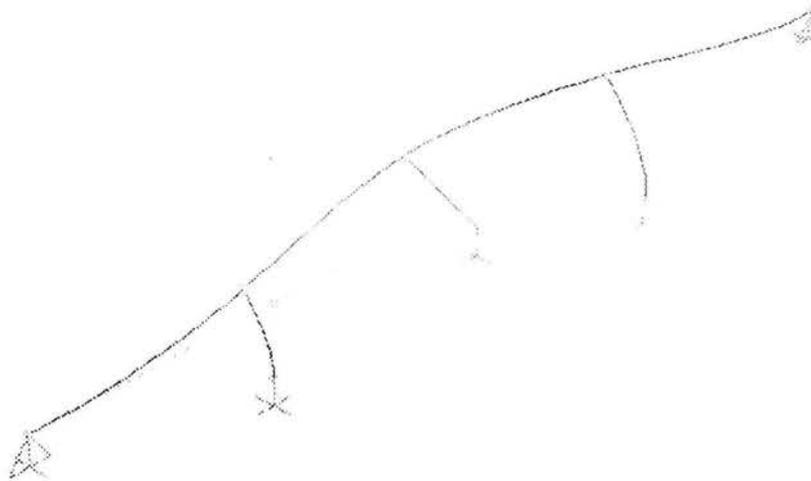


Figura 6.4 Pendientes para los dos periodos de la estructura del ejemplo.

En seguida es necesario definir una distribución de daño esperada en el puente. Lo anterior se realizó introduciendo una articulación plástica en el extremo inferior de la pila central (Figura 6.5).



a) *Distribución de daño.*



b) *Modo fundamental de la estructura con daño.*

Figura 6.5 *Distribución de daño en la estructura del ejemplo.*

La pendiente de la segunda rama de la curva de comportamiento también se obtuvo directamente del periodo fundamental pero de la estructura dañada, el cual fue $T_2 = 1.94$ s. Una vez definidas las pendientes de las dos ramas de la curva de comportamiento, la razón de rigidez inelástica a elástica fue de $\alpha = 0.33$.

Con el programa de análisis de señales Degtra (Ordaz y Montoya, 2000) (Figura 6.6), se obtuvo el espectro de resistencia (Figura 6.7) para una curva de comportamiento bilineal asumiendo una fracción de amortiguamiento del 5% y para una ductilidad objetivo de cuatro.

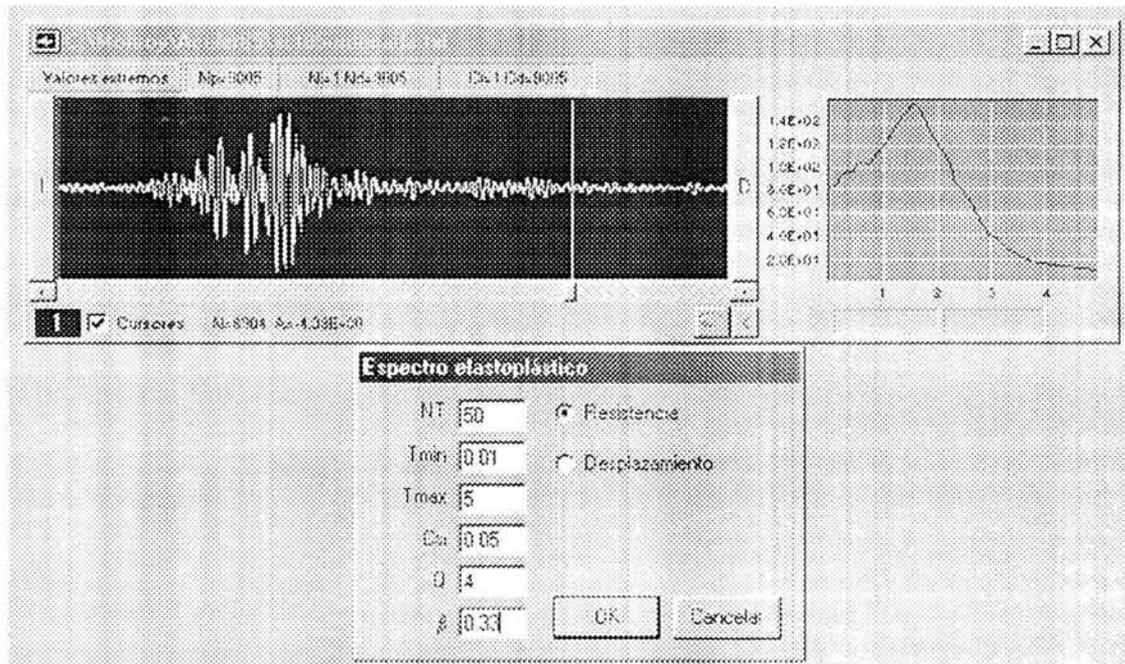


Figura 6.6 Programa DEGTRA (Ordaz y Montoya, 2000).

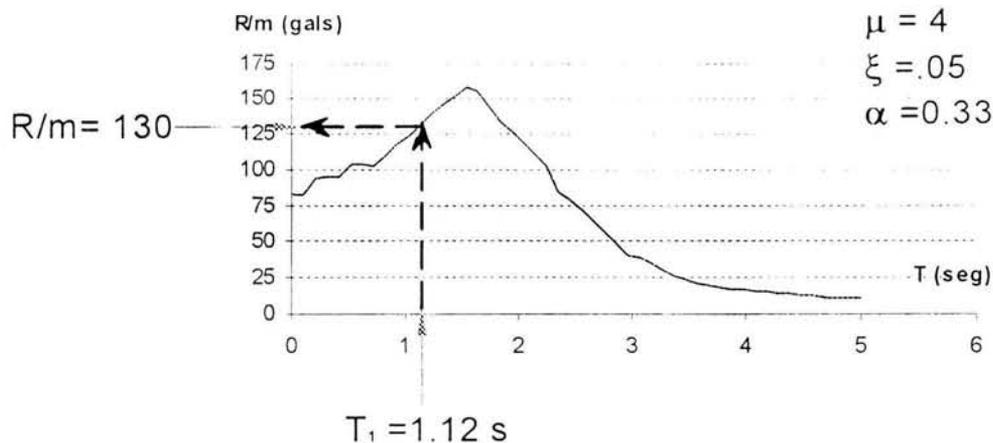


Figura 6.7 Espectro de resistencias del ejemplo, mostrando la resistencia correspondiente para la estructura sin daño.

El valor de la resistencia por unidad de masa correspondiente al sistema equivalente de 1gdl, se obtiene del espectro de resistencias correspondiente. Entrando con el periodo fundamental elástico de la estructura sin daño, se obtiene la resistencia por unidad de masa $(R/m)_1 = 130.00$ gals, (Figura 6.6). Una vez definido este valor, el cambio de pendiente de la curva de comportamiento del sistema equivalente de 1gdl queda definido (Figura 6.8).

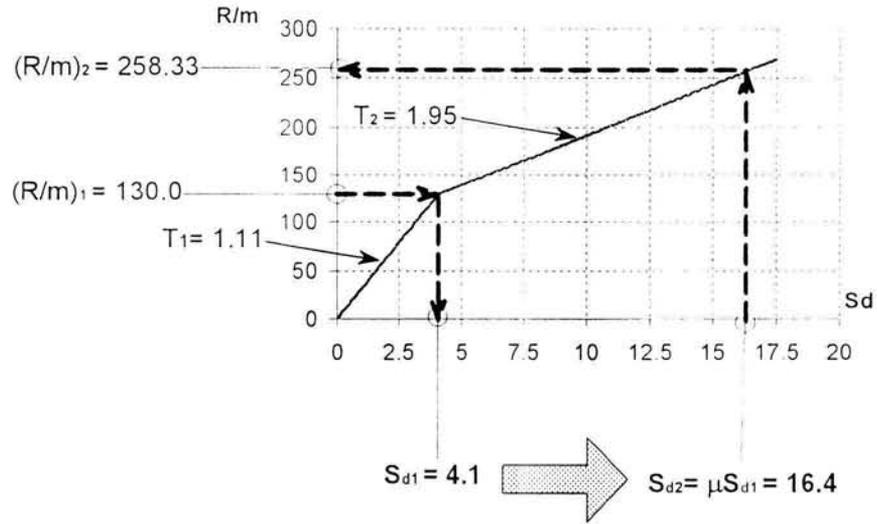


Figura 6.8 Curva completa de comportamiento.

6.3 Aplicación del procedimiento de diseño modal espectral

La aplicación del procedimiento descrito en el capítulo 5 permite, por ejemplo, encontrar las fuerzas de diseño de los elementos que admiten daño; para ello se realizó un análisis modal para la etapa 1 con el espectro de respuesta elástico de tal forma que para el periodo fundamental de la estructura sin daño ($T_1 = 1.11$ s), coincidiera la pseudo aceleración ($S_{a1} = 2.59$ m/s²) con $(R/m)_1 = 130.00$ gals = 1.30 m/s², (Figura 6.9). Por lo tanto, el factor utilizado para reducir el espectro de respuesta elástico fue de 0.502.

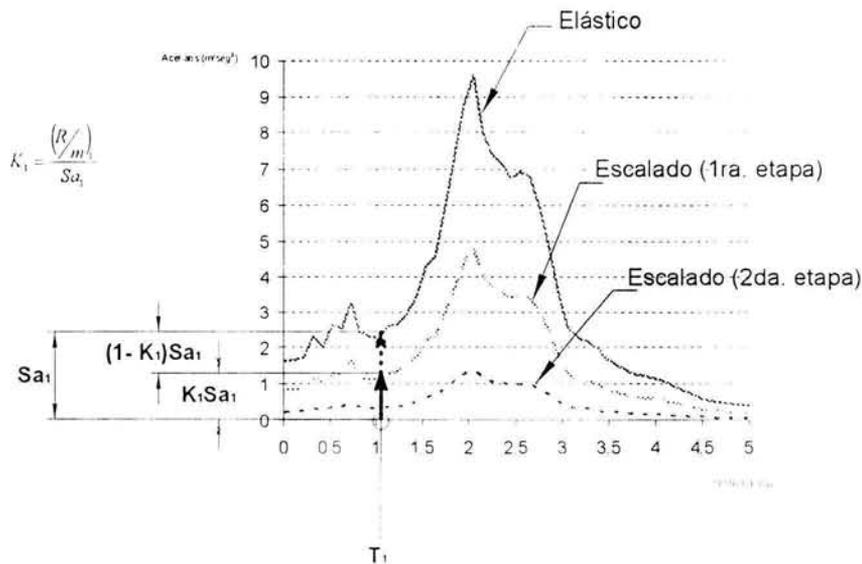


Figura 6.9 Valores del espectro escalado para T_1 con S_{a1} (etapa 1).

Para el diseño de los elementos en los cuales no se consideró daño, se realiza un segundo análisis modal espectral considerando todos los modos para la segunda etapa (estructura dañada) volviendo a escalar el espectro de respuesta elástico con el mismo criterio de la etapa 1; en esta ocasión se escala la pseudo aceleración ($S_{a2} = 8.79 \text{ m/s}^2$) del espectro de respuesta elástico correspondiente al periodo fundamental de la estructura dañada ($T_2 = 1.95 \text{ s}$) obligándola a coincidir con la diferencia de resistencias por unidad de masa, $(R/m)_2 - (R/m)_1 = 128.33 \text{ gals} = 1.28 \text{ m/s}^2$, (Figura 6.10). Para el análisis espectral correspondiente a la etapa 2 el factor de escala para reducir el espectro de respuesta elástico fue de 0.146. Debe señalarse que este análisis arroja una parte de las fuerzas de diseño de los elementos que no admiten daño.

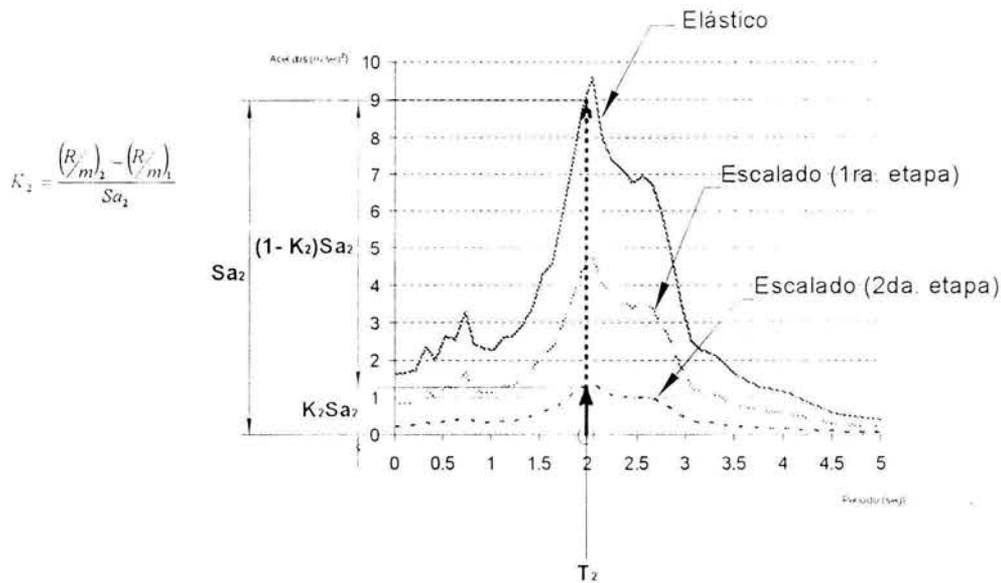
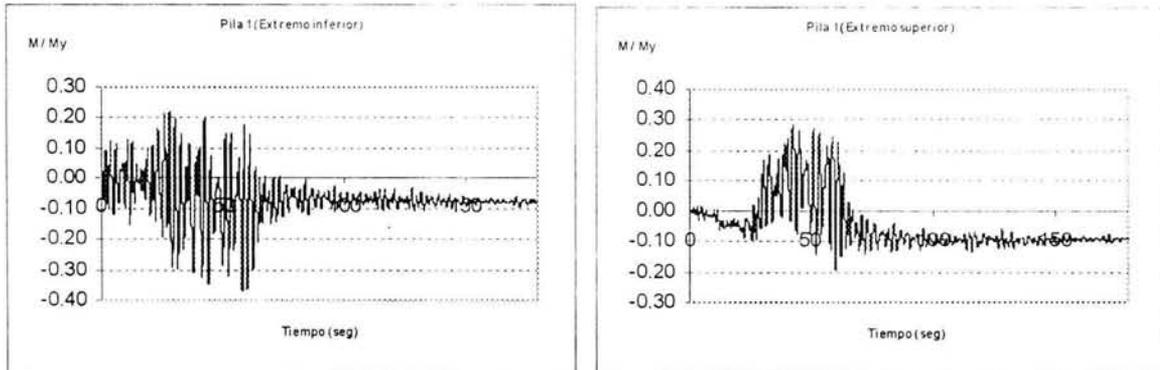


Figura 6.10 Valores del espectro escalado para T_2 con S_{a2} (etapa 2).

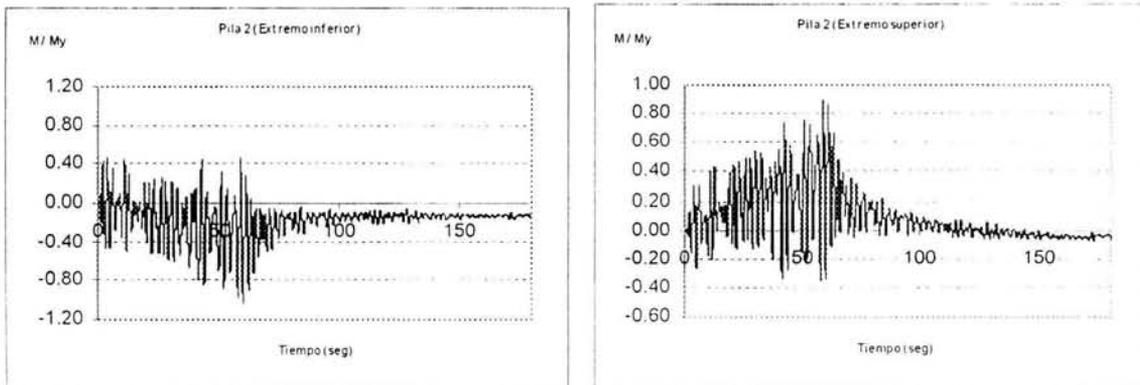
Para encontrar las fuerzas de diseño finales se deben de sumar los resultados de los análisis modales (etapa 1 y etapa 2) más el de carga vertical.

Una vez obtenidas la fuerzas de diseño finales (producto de la aplicación del método modal espectral), tanto para los elementos que admiten daño como para los que no se presentará daño, y con las dimensiones de los elementos consideradas en la etapa de prediseño se procedió, con base en el momento flexionante de diseño, a determinar la cantidad de acero para cada una de las pilas, para ello se propuso la configuración de refuerzo que se muestra en la Figura 6.11 y, del análisis de la sección transversal se obtuvo, entre otros resultados, la relación momento-curvatura para distintas cuantías de acero de refuerzo, seleccionando la correspondiente para cumplir más cercanamente con el momento flexionante de diseño, en la Tabla 6.1 se muestra, tanto la cuantía de acero como el cociente del momento flexionante resistente entre el actuante para cada una de las pilas.

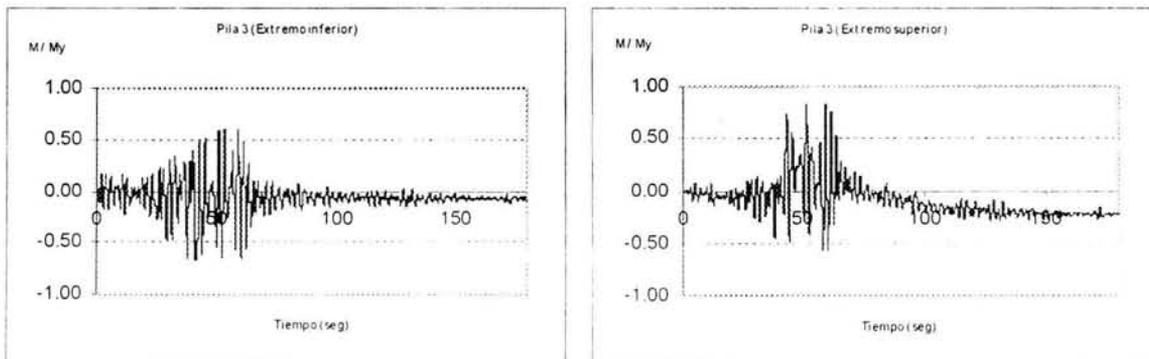
Figura 6.12 a b y c se muestra el cociente del momento flexionante actuante en dirección transversal entre el de fluencia para cada una de las pilas, respectivamente.



a) Pila 1 (sin daño)



b) Pila 2 (con daño)



c) Pila 3 (sin daño)

Figura 6.12 Relaciones demanda/capacidad (análisis dinámico no lineal paso a paso)

Ahora la Tabla 6.2 muestra los valores máximos absolutos del cociente mostrados en la Figura 6.12 a b y c, por último en la Tabla 6.3 también se muestran esos valores máximos absolutos pero correspondientes a un análisis de empujón utilizando el mismo programa (PUENTES, Ramírez 1999).

Tabla 6.2 Máximos absolutos de los cocientes mostrados en las figuras 6.12 a, b y c (análisis paso a paso)

Pila	M / My	M / My
	Extremo inferior	Extremo superior
1	0.37	0.28
2	1.04	0.89
3	0.67	0.84

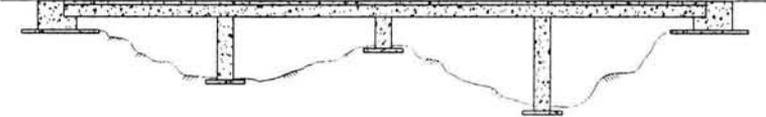
Tabla 6.3 Máximos absolutos de los cocientes de momentos (análisis de empujón)

Pila	M / My	M / My
	Extremo inferior	Extremo superior
1	0.38	0.29
2	0.96	0.86
3	0.75	0.47

Como se puede observar en las Tablas 6.2 y 6.3 la estructura alcanza la configuración de daño supuesta (Figura 6.5a) no sin antes soportar la demanda sísmica de diseño. Lo anterior quiere decir que la estructura tendrá la resistencia supuesta.



COMENTARIOS, CONCLUSIONES
Y RECOMENDACIONES



En esta tesis se presentó la aplicación de un método de diseño por desempeño previamente desarrollado por el grupo de investigación en el que colabora el autor, considerando la contribución de los modos superiores. Con el presente trabajo se verifican los alcances del método propuesto por Basilio (2002); que puede ser aplicado a sistemas de mgdl en los que los modos superiores de vibrar contribuyen significativamente a su respuesta, utilizando para ello solo análisis modales. El método modal conduce a resultados similares a los proporcionados por distintos tipos de análisis no lineal aproximado para considerar la participación de los modos superiores de vibrar en la respuesta debido a que considera las mismas hipótesis de comportamiento.

En el método de DSBD utilizado en esta tesis, las fuerzas en los elementos son una aproximación a las máximas probables, y además es fácil de aplicar ya que simplemente se utiliza un espectro del cual reduciéndolo se obtienen las fuerzas para cada modo necesarias para la combinación modal, por ejemplo, de acuerdo a la regla RSC (Rosenblueth, 1951), con lo cual se evita el cálculo de una distribución de fuerzas laterales equivalentes máximas (requerida por otros métodos similares al utilizado en este trabajo); por lo que esta es una formulación más racional para la obtención de los elementos mecánicos, calculando directamente las fuerzas máximas en los elementos considerando la contribución de los modos superiores de vibrar.

En el método propuesto por Basilio (2002) se elimina la limitación de que la curva de comportamiento de la estructura corresponde al modo fundamental que se considera como el que más contribuye a la respuesta, ya que en éste se combinan las fuerzas de diseño de los elementos directamente con la regla RSC (Rosenblueth, 1951).

La configuración de daño supuesta fue igual a la calculada tanto con la obtenida a partir tanto de un análisis dinámico no lineal paso a paso como de un no lineal aproximado (empujón). De esta manera se revisó que el método modal espectral tiene el mismo comportamiento al compararlo con el análisis del empujón, donde la estructura se encuentra sometida a cargas laterales monótonamente crecientes.

Uno de los aspectos que pueden influir significativamente en el comportamiento real de la estructura, y que puede modificar los resultados obtenidos de la aplicación del método utilizado en este trabajo, es la sobrerresistencia que proviene, por ejemplo, del diseño de los elementos cuando el área de acero requerida se ajusta a determinado número de varillas de ciertos diámetros para resistir las acciones sísmicas (como se realizó en el ejemplo desarrollado en este trabajo). Por lo que en un diseño completo de una estructura bajo acciones sísmicas, dicha sobrerresistencia debe considerarse (a parte

de otras, por ejemplo, la debida a la uniformización, tema que se encuentra fuera del alcance de esta tesis).

Como se observó en el ejemplo desarrollado en este trabajo, un análisis paso a paso constituye un procedimiento de comprobación de los métodos de diseño por desempeño, sin embargo, como en este trabajo se parte de que el método modal espectral (Basilio, 2002) se encuentra basado en otro de evaluación cuya validez, para el caso de edificios, se ha demostrado con anterioridad (Ayala, 1999, Basilio, 2002), con lo cual es posible concluir que los resultados obtenidos son correctos.

En este tipo de métodos de DSBD, es conveniente comprobar que el daño propuesto originalmente sea el mismo que ocurre cuando la estructura es sometida a un evento sísmico. Después de realizar dicha verificación, para este trabajo, se afirma que se cumplió satisfactoriamente con los objetivos de diseño propuestos desde un principio en el procedimiento.

Debemos enfatizar que el método de DSBD utilizado en este trabajo, tiene la ventaja de contar implícitamente en su procedimiento de control de daño, característica sobresaliente, por lo que se pueden asignar distintos estados límite de daño a la estructura. Vale la pena aclarar que en esta tesis se ilustra la aplicación del método de diseño por desempeño a una estructura en la que se considera sólo el estado límite de colapso incipiente; aunque el DSBD puede, en principio, considerar otros estados y no solamente el estudiado en este trabajo.

Las recomendaciones resultado de este trabajo son las siguientes:

Para el diseño de los elementos que se espera no se dañarán ante acciones sísmicas como las de diseño, se recomienda considerar un valor de cortante basal de diseño ligeramente superior al límite, con lo que se asegura que la estructura no llegue al colapso en caso de superarse ligeramente la demanda sísmica de diseño. Este aumento debe definirse en términos de la incertidumbre asociada a la aproximación de este método, lo cual queda fuera de los alcances de esta tesis.

Los resultados presentados son preliminares, siendo necesario realizar pruebas adicionales con estructuras de puentes de distintas características, asimismo es conveniente estudiar distintas configuraciones de daño, lo que llevaría a distintas rigideces de postfluencia cambiando la forma del espectro de resistencias y con ello la R/m de diseño.

Se recomienda realizar más análisis con distintas demandas sísmicas utilizando otros registros sísmicos.

Es deseable que el método de DSBD utilizado en esta tesis, se realice con espectros de diseño de resistencias, el hacerlo de esta manera permitirá incluir más casos; ya que se diseñaría para un conjunto de espectros de resistencias en vez de utilizar uno solo (como se realizó en este trabajo), además de que, éste se calculó de un registro que probablemente no se volverá a presentar.

Unos de los objetivos de esta tesis, fue presentar la aplicación de una metodología de DSBD para estructuras de puentes donde la contribución de los modos superiores puede ser significativa; por lo que todas las recomendaciones anteriormente mencionadas tendrán que ser estudiadas haciendo las combinaciones posibles tratando de cubrir el mayor número de posibilidades antes de garantizar la generalidad del método.

En todos los sismos severos recientes se han observado ejemplos de varios tipos de fallas, aún en diseños relativamente nuevos, mostrando que es mucho lo que falta por aprender antes de entender claramente el comportamiento de estas estructuras sobre todo para altos niveles de esfuerzos.

En terremotos ocurridos recientemente han evidenciado que muchos de los puentes existentes son vulnerables al ser sometidos a excitaciones sísmicas severas, particularmente aquellos diseñados antes de 1970. Debido a esto, se ha reconocido que es necesario mejorar los métodos de análisis y diseño estructural de puentes. Los análisis elásticos no reproducen adecuadamente la respuesta sísmica de esas estructuras, por lo que, es recomendable utilizar análisis no lineales o procedimientos aproximados basados, por ejemplo, en el método del empujón.

Las estructuras de puentes poseen características especiales que las hacen diferentes a las estructuras de edificios. Por eso es necesario contar con procedimientos y herramientas analíticas particulares y adecuadas a este tipo de estructuras. Los pocos programas de computación existentes para el análisis sísmico de puentes generalmente no logran reproducir el comportamiento que éstos exhiben durante excitaciones sísmicas importantes. Es por eso que, Ramírez (1999) desarrolló una herramienta para el análisis sísmico de puentes, en ella incluyó las características particulares que poseen los puentes.

El programa de computadora PUENTES (Ramírez, 1999) considera el comportamiento no lineal de los elementos estructurales incluyendo sistemas de protección sísmica. Contempla, entre otros, varios tipos de análisis, tales como análisis de historias en el tiempo, análisis de empujón y análisis modal, los que permiten obtener información acerca de la seguridad de nuevos diseños y la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes. Los análisis de historias en el tiempo pueden ser usados para la determinación del comportamiento global del puente cuando es sometido a sismos severos, y los procedimientos aproximados, como el método del empujón, para establecer las capacidades últimas de deformación de los componentes estructurales.

Entre las características más importantes del programa PUENTES (Ramírez, 1999) se pueden mencionar:

- Incluye dos modelos para caracterizar el comportamiento no lineal de las pilas de un puente. El primero es un elemento tridimensional no lineal que combina el concepto de plasticidad distribuida y penetración de fluencia, con un modelo de comportamiento histerético trilineal. El segundo es un elemento basado en superficies de interacción de flexión y cortante que toma en cuenta directamente la interacción entre los momentos flectores biaxiales y la fuerza cortante.
- Contiene el elemento junta de expansión para modelar eficientemente el comportamiento de los componentes de las juntas de expansión en puentes tales como: sujetadores, holguras, cuñas de cortante, etc.
- Presenta dos elementos para modelar las características de los aisladores elastoméricos comúnmente usados en puentes. El primero de ellos es útil para aquellos casos en que el elemento trabaja a niveles bajos y medios de deformaciones por cortante. El segundo puede ser usado en aquellos casos en que el aislador experimenta deformaciones por cortante altas ya que toma en cuenta el incremento de rigidez que experimentan los aisladores para estos niveles de deformación.

- Introduce un modelo tridimensional de aislador deslizante que toma en cuenta la dependencia del coeficiente de fricción con la velocidad del elemento.
- Las opciones especiales de conectividad han sido usadas en varios modelos estudiados por Ramírez (1999) y han probado ser una herramienta eficiente para modelar conexiones especiales entre el tablero y la subestructura.
- Considera el uso de velocidades y desplazamientos para representar los movimientos sísmicos variables espacialmente, Ramírez (1999) verificó el uso de este método comparando la respuesta de un sistema estructural sometido tanto a aceleraciones uniformes del terreno como a desplazamientos uniformes y variables en todos los apoyos.
- Los análisis de empujón implementados en el programa se realizan considerando la estructura tridimensional del puente. Esto permite que se tomen en cuenta la interacción y combinación de los efectos no lineales tridimensionales.
- Incorpora el concepto de índices de daño acoplado al análisis no lineal de historias en el tiempo, para determinar el daño sufrido por los diferentes elementos durante el proceso de análisis.

El programa PUENTES (Ramírez, 1999) está construido en una forma modular y secuencial, lo anterior permite incorporar modelos adicionales al programa para aumentar la biblioteca de elementos disponibles y suministrar mayor flexibilidad en el modelado de estructuras de puentes. El programa puede ser usado como una herramienta de análisis y evaluación de diferentes estructuras de puentes.

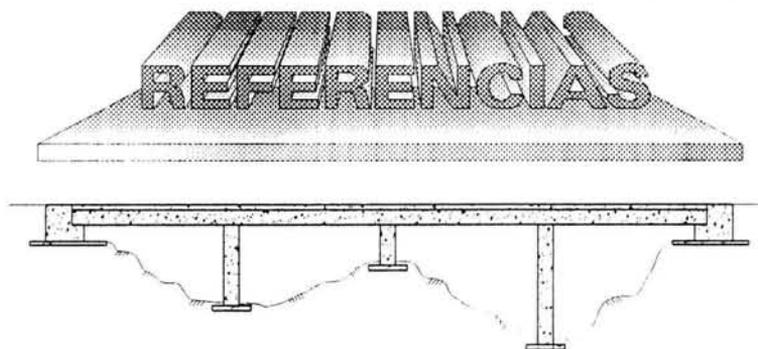
De los resultados obtenidos en los análisis realizados con el programa para el ejemplo desarrollado se puede concluir:

- Al comparar los casos en que se realizan análisis lineales y no lineales, se observa que al modelar la estructura con elementos lineales se subestiman los desplazamientos hasta en un 50%. Este efecto es más marcado en la dirección transversal y en las pilas más largas de los modelos.
- Es importante considerar la influencia de la rigidez de los estribos en los modelos de análisis, pues en caso contrario se sobrestimarían las demandas de desplazamiento en las pilas del puente, lo que lleva a un sobrediseño de los miembros de la estructura.
- Muchas de las columnas de puentes que se han dañado en sismos recientes han presentado fallas por cortante. Es por eso que es importante considerar el efecto de la interacción fuerza cortante momento flexionante en los modelos de comportamiento para las pilas del puente. El modelo desarrollado por Ramírez (1999) es capaz de reproducir el comportamiento de estos componentes al ser sometidos a esa combinación de efectos.

Ningún programa de computación o método de análisis es perfecto, todos son susceptibles a modificaciones y mejoras debido a que las investigaciones sobre los modelos estructurales y procedimientos de análisis progresan a medida que las tecnologías y el conocimiento avanza. Por lo anterior se recomienda que los resultados de los procedimientos de análisis y evaluación implementados en los desarrollos analíticos contenidos en el programa PUENTES, sean comparados con resultados experimentales producto de nuevas investigaciones y/o con respuestas medidas en puentes instrumentados cuando sean sometidos a sismos severos que puedan ocurrir en un futuro, y que

los algoritmos y modelos presentes en el programa sean evaluados y comparados con los resultados proporcionados con las nuevas o anteriores herramientas mejoradas. Si se considera que otros desarrollos son computacionalmente más eficientes y describen mejor el comportamiento de algún componente estructural o mejoren la velocidad y exactitud de los análisis, estos deberán ser incorporados en las nuevas herramientas o bien modificar las existentes.

A medida que la tecnología avance, haciéndose accesible y de uso común para la mayoría de los profesionales del diseño estructural, el uso de procedimientos de diseño más sofisticados con análisis que incluyan modelos no lineales serán una opción a seguir, sin embargo, tanto las herramientas necesarias como la tecnología involucrada no son bien entendidas (ni de fácil aplicación) por la mayoría de los profesionistas relacionados con el tema. Por lo que, en este momento, es deseable saber cómo aplicar esa tecnología y contar además con las herramientas para llevarla a la práctica efectivamente. El transmitir ese conocimiento a los actuales y futuros ingenieros que llevan la responsabilidad estructural de los puentes así como desarrollar esas metodologías y herramientas adecuadas para hacerla de uso común puede ser un proceso lento y complejo.



1. **Ayala, A. G. (1999)**, "Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras, un Nuevo Enfoque". Conferencia de ingreso como Académico de Número, Academia Mexicana de Ingeniería, México.
2. **Ayala, A. M. (1999)**, "Evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de edificios Asimétricos en 3D". Tesis de Maestría (Estructuras), DEPMI, UNAM, México.
3. **Bathe, K-J y Wilson, E. L. (1976)**, "Numerical Methods in Finite Element Analysis", Prentice-Hall Inc.
4. **Calvi, G. M. y Kingsley, G. R. (1995)**, "Displacement Based Seismic Design of Multi-Degree of Freedom Bridge Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24 (9), pp 1247-1266.
5. **Camilo, P. L. (1995)**, "Procedimiento Aproximado para la Determinación de la Capacidad Sísmica de Edificios", Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), DEPMI, UNAM, México.
6. **Chopra, A. K. (1995)**, "Dynamics of Structures" Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
7. **Clough, R. W. y Penzien, J. (1993)**, "Dynamics of Structures", 2ª. ed., McGraw-Hill, New York.
8. **Correa, M. (1993)**, "Aplicación del Método del Espectro de Capacidad a Edificios del Valle de México", Tesis de Maestría (Estructuras), DEPMI, UNAM, México.
9. **CSI (2001)**, "SAP2000 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures", Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA.
10. **DDF (1993)**, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y Normas Técnicas Complementarias RCDF y NTC", Diario Oficial de la Federación, México.
11. **Earthquake Engineering Research Center (EERC)**. Visual Resources. EQIIS database. University of California at Berkeley. http://www.eerc.berkeley.edu/visual_resources/
12. **Fajfar, P. y Gaspersic, P. (1998)**, "A Simplified Nonlinear Method for Seismic Evaluation of RC Bridges", Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Seattle, WA.

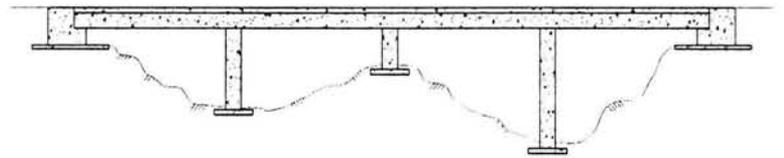
13. **Fajfar, P., Gaspersic, P. y Drobnic, D. (1997)**, "A Simplified Nonlinear Method for Seismic Damage Analysis of Structures." Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes; Bled, Slovenia, 24-27 June 1997. A.A. Balkema International Publishers, Rotterdam, Netherlands.
14. **Federal Emergency Management Agency (1997)**, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273 y 274.
15. **Freeman, S. A. (1994)**, "Capacity Spectrum Method", Seminario de Otoño de SEAONC, The Developing Art of Seismic Engineering. Structural Engineers Association of Northern California, San Francisco, CA.
16. **Freeman, S. A. (1998)**, "Development and Use of Capacity Spectrum Method", Proceedings 6th National Conference on Earthquake Engineering, Seattle WA.
17. **Kanaan, A. M. y Powell, G. H. (1973)**, "DRAIN-2D as General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures with Users Guide", Report No. UCB/EERC-73/22, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
18. **Mahoney M. y Hanson R. D. (1998)**, "An action plan for performance based design" Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering Mayo - Junio
19. **Meyer, C. y Roufaiel, M. (1983)**, "Analysis of Damaged Concrete Frames for Cyclic Loads", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 11, 207-228.
20. **Moehle, J. P. (1992)**, "Displacement Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes" *Earthquake Spectra*, 8 (3), pp. 403-428.
21. **Moehle, J. P. (1992)**, "Displacement Based Design of RC Structures subjected to Earthquakes", *Earthquake Spectra*, 8(3):403-428.
22. **Moehle, J. P. (1996)**, "Displacement Based Seismic Design Criteria", Proceedings of the 11th World Conference in Earthquake Engineering, Acapulco, México.
23. **Newmark, N. M. (1959)**, "A Method of Computing for Structural Dynamics", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 85, No. EM-3, pp. 67-94.
24. **Ordaz, M. y Montoya, C. (1999)**, "Degtra 2000 Programa de Análisis Espectral de Señales" Ver.2.1.0, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
25. **Park, Y. J. y Ang, A. H-S. (1985)**, "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete." *Journal of Structural Engineering ASCE*, 111(4), 740-757.
26. **Park, Y. J., Reinhorn, A. M. y Kunnath, S. K. (1987)**, "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear Wall Structures". Report No. NCEER-87-0008. National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York, Buffalo, NY.

27. **Poland, C. (1999)**, "Developing Performance-Based Engineering for use in Professional Practice" Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) Vol. 2 No. 1 enero.
28. **Poland, C. y Hom, D. (1997)**, "Opportunities and Pitfalls of Performance Based Seismic Engineering Performance en Fajfar, P. Krawinkler, H. (EDS) (1997), "Seismic Design Methodologies for the next generation of Codes" "Proceedings of International Conference at Bled, Slovenia. A. A. Balkema, Rotterdam/Brookfield.
29. **Priestley M. J. N. (2000)**, "Performance Based Seismic Design" Memorias de la 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda, febrero.
30. **Priestley, M. J. N. (1993)**, "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts between Design and Reality", Memorias del Tom Paulay Symposium: Recent Developments in Lateral Force Transfer in Buildings, La Jolla California.
31. **Priestley, M. J. N., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996)**, "Seismic Design and Retrofit of Bridges". John Wiley and Sons, Inc., NY.
32. **Requena, M. (1999)**, "Método aproximado para la Evaluación del Comportamiento Sísmico de Edificios Altos". Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.
33. **Sandoval, P. (2000)**, "Procedimiento de Diseño Sísmico por Desempeño, basado en un Método Simplificado de Análisis No Lineal". Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.
34. **SEAOC (1995)**, Vision 2000 "Performance Based Seismic Engineering of Buildings", Structural Engineers, Association of California, Sacramento, Cal.
35. **Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C. y Madam, A. (1996)**, "IDARC2D Version 4.0. A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", Report No. NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
36. **Varela, J. (1996)**, "Evaluación del Comportamiento de un Edificio Alto de Concreto Reforzado, Diseñado con los Reglamentos de México y el Japón". Tesis presentada en la DEPFI, UNAM, como requisito para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras), México.
37. **Weaver, W. y Gere, J. M. (1990)**, Matrix Analysis of Framed Structures. 3rd ed. Van Nostrand-Reinhold, New York.
38. **Wilson, E. L. (1994)**, "The Static and Dynamic Analysis of Structures with Limited Number of Nonlinear Elements." Structural Analysis Programs, Inc., Draft, 14 de marzo.
39. **Ye, X. (1996)**, "Evaluación de daño estructural en edificios de Concreto Reforzado Sujetos a Sismos.", Tesis Doctoral. DEPFI, UNAM, México.
40. **Zienkiewicz, O. C. (1977)**, "The Finite Element Method", McGraw-Hill. London, England.

APÉNDICES



PROPIEDADES GEOMÉTRICAS
DEL EJEMPLO



Obtención de las propiedades geométricas del puente ejemplo

Apéndice A

Propiedades geométricas del ejemplo

Datos :

- B = 14.00
- b = 5.80
- H = 2.30
- L = 3.00
- E = 0.30
- e = 0.25
- t = 0.30

$\alpha = 28.81$ 0.50 α (rad)

$\beta = 56.44$

B-2L = 8

H-E = 2.00

d = 0.342

d1 = -0.058

d2 = 0.205

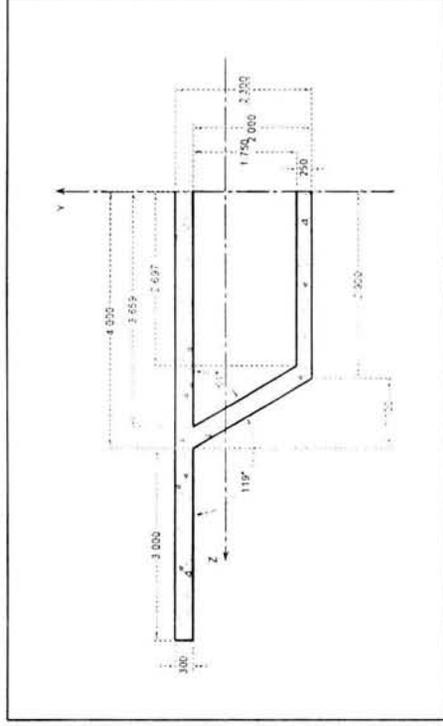


Figura	Descripción	Base mayor	Base menor	espesor(altura)	Area	a	b	c	y (centroide)	A y	x (centroide)	l _i	d = y-y _c	Ad ²	Iz	I _m
1	Losa superior	14.00	0.30	4.200	4.200	2.150	9.030	7.000	0.032	0.615	3.415	68.600				
2	Trapezio completo	8	5.80	13.800	1.100	8.000	5.800	1.053	14.533	4.000	3.375	51.723				
3	Trapezio hueco	7.315	5.390	1.75	-11.117	0.963	7.315	5.390	1.169	-12.998	3.658	-2.816	-0.366	-1.740	-4.555	-35.128

A = 6.883 m²

y_c = 1.535

Iz = 6.827 m⁴

Iy = 85.194 m⁴

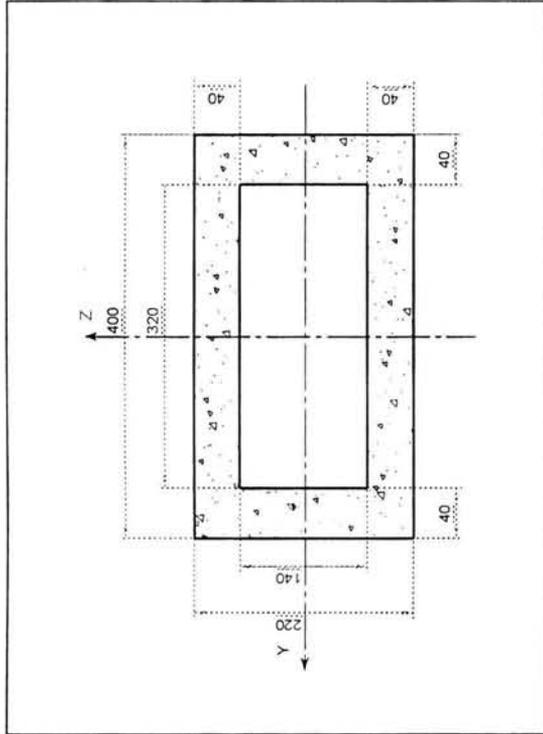
Calculo del momento polar de inercia

- Trapezio medio 7.6576 5.59512 2.275
- canto 2.4978
- Σ perimetro/t = 64.558

J_{trap} = 14.081

J_{volido} = 0.027

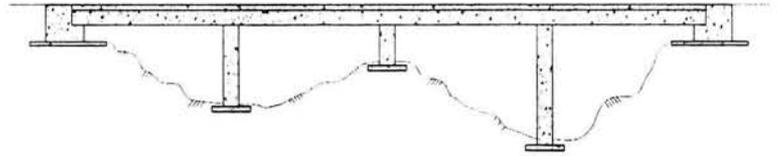
J = 14.135 m⁴



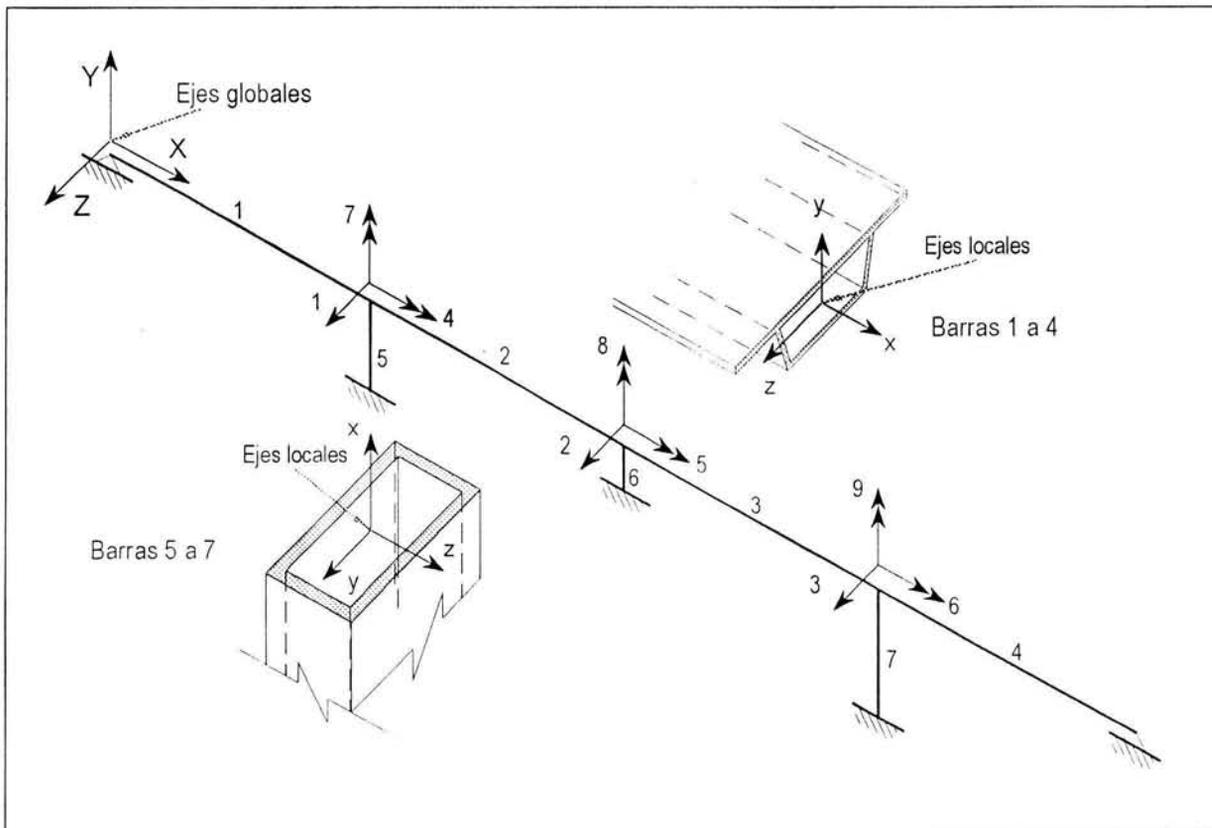
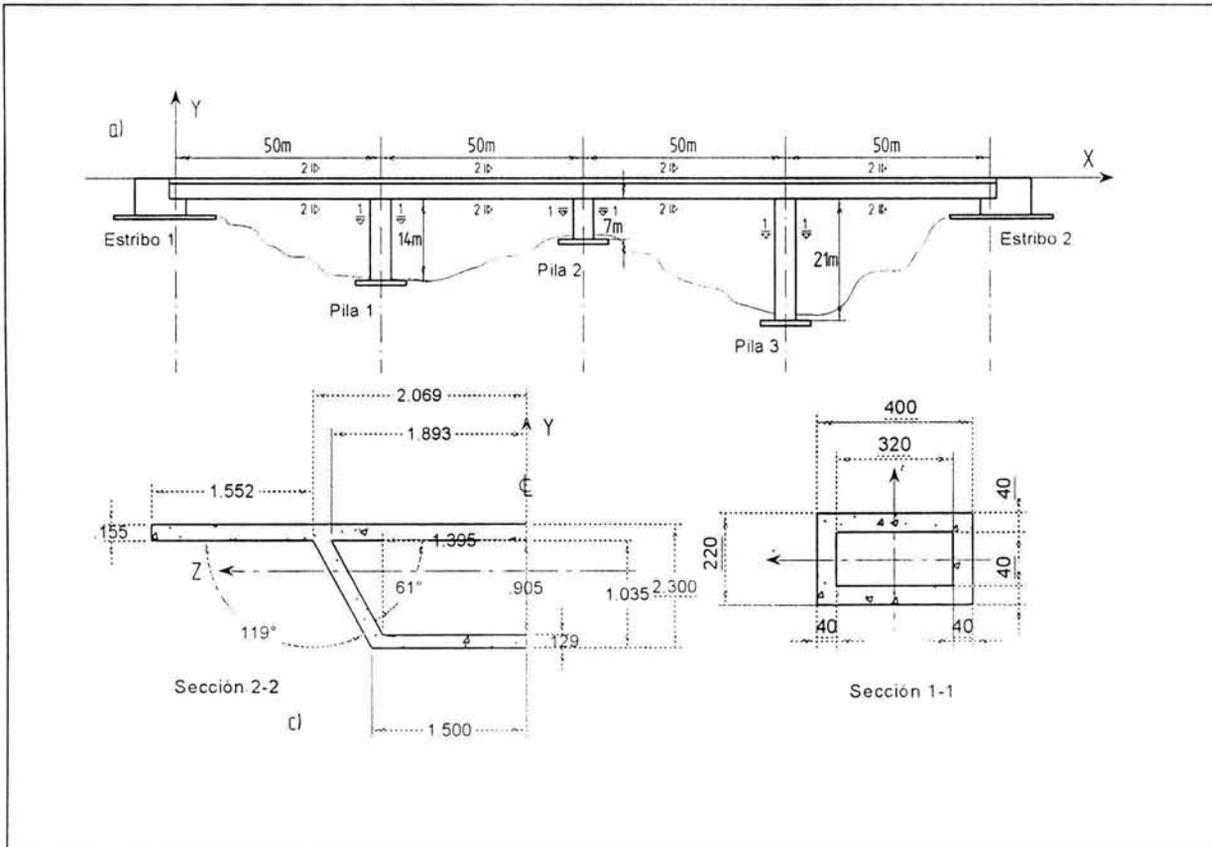
Pila	$B =$	4
	$b =$	3.2
	$H =$	2.2
	$h =$	1.4
	Area =	4.32 m ²
	$I_z =$	7.91 m ⁴
	$I_y =$	2.82 m ⁴
	$J_{ext} =$	2
	$a =$	1.1
	$b =$	9.315
	$J_{int} =$	1.6
	$a =$	0.7
	$b =$	2.123
	$J =$	7.193 m ⁴
Como sección de pared delgada		
	@ =	6.48
	per/t =	27
	$J =$	6.221 m ⁴

APÉNDICE B

CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL EJEMPLO



Obtención de características dinámicas del ejemplo



Obtención de la matriz de rigidez de toda la estructura(9x9)

Datos ejemplo, referidos a los ejes locales anteriores

$$E := 2430000 \quad \nu := .25 \quad G := \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad G = 972000$$

Propiedades geométricas de las barras 2 y 3 (interiores, tablero)

$$L := 50 \quad I_z := 6.827 \quad I_y := 85.194 \quad J := 14.135 \quad A := 6.883 \quad L_2 := L \quad L_3 := L$$

Rigideces angulares y lineales

$$\begin{aligned} \text{raay2} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & \text{rbby2} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & \text{raby2} &:= \frac{2 \cdot E \cdot I_y}{L} \\ \text{raaz2} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{rbbz2} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{rabz2} &:= \frac{2 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{Jt2} &:= \frac{G \cdot J}{L} \\ \text{raay3} &:= \text{raay2} & \text{rbby3} &:= \text{rbby2} & \text{raby3} &:= \text{raby2} \\ \text{raaz3} &:= \text{raaz2} & \text{rbbz3} &:= \text{rbbz2} & \text{rabz3} &:= \text{rabz2} & \text{Jt3} &:= \text{Jt2} \end{aligned}$$

Propiedades geométricas de las barras 1 y 4 (extremos, tablero)

$$L := 50 \quad I_z := 6.827 \quad I_y := 85.194 \quad J := 14.135 \quad A := 6.883 \quad L_1 := L \quad L_4 := L$$

Rigideces angulares y lineales

$$\begin{aligned} \text{raay1} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & \text{rbby1} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & \text{raby1} &:= \frac{2 \cdot E \cdot I_y}{L} \\ \text{raaz1} &:= 0 & \text{rbbz1} &:= \frac{3 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{rabz1} &:= 0 & \text{Jt1} &:= \frac{G \cdot J}{L} \\ \text{raay4} &:= \text{rbby1} & \text{rbby4} &:= \text{raay1} & \text{raby4} &:= \text{raby1} \\ \text{raaz4} &:= \text{rbbz1} & \text{rbbz4} &:= \text{raaz1} & \text{rabz4} &:= \text{rabz1} & \text{Jt4} &:= \text{Jt1} \end{aligned}$$

Propiedades geométricas de las barras 5 a 7 (pilas)

$$L := 14 \quad I_z := 7.91 \quad I_y := 2.82 \quad J := 7.193 \quad A := 4.32 \quad L_5 := L$$

Rigideces angulares y lineales

$$\begin{aligned} \text{raay5} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & \text{rbby5} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & \text{raby5} &:= \frac{2 \cdot E \cdot I_y}{L} \\ \text{raaz5} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{rbbz5} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{rabz5} &:= \frac{2 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{Jt5} &:= \frac{G \cdot J}{L} \\ L := 7 & \quad I_z := 7.91 & \quad I_y := 2.82 & \quad J := 7.193 & \quad A := 4.32 & \quad L_6 := L \end{aligned}$$

Rigideces angulares y lineales

$$\begin{aligned} \text{raay6} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & \text{rbby6} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & \text{raby6} &:= \frac{2 \cdot E \cdot I_y}{L} \\ \text{raaz6} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{rbbz6} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{rabz6} &:= \frac{2 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{Jt6} &:= \frac{G \cdot J}{L} \end{aligned}$$

$$L := 21 \quad I_z := 7.91 \quad I_y := 2.82 \quad J := 7.193 \quad A := 4.32 \quad L7 := L$$

Rigideces angulares y lineales

$$\begin{aligned} \text{raay7} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & \text{rbby7} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & \text{raby7} &:= \frac{2 \cdot E \cdot I_y}{L} \\ \text{raaz7} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{rbbz7} &:= \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{rabz7} &:= \frac{2 \cdot E \cdot I_z}{L} & \text{Jt7} &:= \frac{G \cdot J}{L} \end{aligned}$$

Definiendo a la matriz K (9x9)

$$i := 1..9 \quad j := 1..9 \quad \text{KT}_{i,j} := 0$$

Formación de la matriz de rigidez en globales

Primera columna

$$\text{KT}_{1,1} := \frac{\text{raay1} + 2 \cdot \text{raby1} + \text{rbby1}}{L1^2} + \frac{\text{raay2} + 2 \cdot \text{raby2} + \text{rbby2}}{L2^2} + \frac{\text{raaz5} + 2 \cdot \text{rabz5} + \text{rbbz5}}{L5^2}$$

$$\frac{\text{raay1} + 2 \cdot \text{raby1} + \text{rbby1}}{L1^2} = 19874.06$$

$$\frac{\text{raay2} + 2 \cdot \text{raby2} + \text{rbby2}}{L2^2} = 19874.06$$

$$\frac{\text{raaz5} + 2 \cdot \text{rabz5} + \text{rbbz5}}{L5^2} = 84058.16 \quad \text{KT}_{1,1} = 123806.28$$

Segunda columna

$$\text{KT}_{1,2} := \frac{-\text{raay2} - 2 \cdot \text{raby2} - \text{rbby2}}{L2^2}$$

$$\text{KT}_{2,2} := \frac{\text{raay2} + 2 \cdot \text{raby2} + \text{rbby2}}{L2^2} + \frac{\text{raay3} + 2 \cdot \text{raby3} + \text{rbby3}}{L3^2} + \frac{\text{raaz6} + 2 \cdot \text{rabz6} + \text{rbbz6}}{L6^2}$$

Tercer Columna

$$\text{KT}_{2,3} := \frac{-\text{raay3} - 2 \cdot \text{raby3} - \text{rbby3}}{L3^2}$$

$$\text{KT}_{3,3} := \frac{\text{raay3} + 2 \cdot \text{raby3} + \text{rbby3}}{L3^2} + \frac{\text{raay4} + 2 \cdot \text{raby4} + \text{rbby4}}{L4^2} + \frac{\text{raaz7} + 2 \cdot \text{rabz7} + \text{rbbz7}}{L7^2}$$

Cuarta columna

$$\text{KT}_{1,4} := \frac{-\text{rbbz5} - \text{rabz5}}{L5}$$

$$\text{KT}_{4,4} := \text{Jt1} + \text{Jt2} + \text{rbbz5} \quad \text{Jt1} = 274784.4 \quad \text{Jt2} = 274784.4 \quad \text{rbbz5} = 5491800$$

Quinta columna

$$KT_{2,5} := \frac{-rbbz6 - rabz6}{L6}$$

$$KT_{4,5} := -Jt2$$

$$KT_{5,5} := Jt2 + Jt3 + rbbz6$$

Sexta columna

$$KT_{3,6} := \frac{-rbbz7 - rabz7}{L7}$$

$$KT_{5,6} := -Jt3$$

$$KT_{6,6} := Jt3 + Jt4 + rbbz7$$

Séptima columna

$$KT_{1,7} := \frac{rbby1 + raby1}{L1} - \frac{raay2 + raby2}{L2}$$

$$KT_{7,7} := rbby1 + Jt5 + raay2$$

Octava columna

$$KT_{1,8} := -\frac{raay2 + raby2}{L2}$$

$$KT_{2,8} := \frac{rbby2 + raby2}{L2} - \frac{raay3 + raby3}{L3}$$

$$KT_{7,8} := raby2$$

$$KT_{8,8} := rbby2 + Jt6 + raay3$$

Novena columna

$$KT_{2,9} := -\frac{raay3 + raby3}{L3}$$

$$KT_{3,9} := \frac{rbby3 + raby3}{L3} - \frac{raay4 + raby4}{L4}$$

$$KT_{8,9} := raby3$$

$$KT_{9,9} := rbby3 + Jt7 + raay4$$

$$KT = \begin{pmatrix} 123806.3 & -19874.1 & 0 & -588407.1 & 0 & 0 & 0 & -496851.4 & 0 \\ 0 & 712213.4 & -19874.1 & 0 & -2353628.6 & 0 & 0 & 0 & -496851.4 \\ 0 & 0 & 64654.2 & 0 & 0 & -261514.3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6041368.8 & -274784.4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 11533168.8 & -274784.4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4210768.8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 33622826.9 & 8280856.8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 34122226.6 & 8280856.8 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 33456360.3 \end{pmatrix}$$

$$KTI := KI^T$$

$$KTI_{i,i} := 0$$

$$KK := KI + KTI$$

$$KK = \begin{pmatrix} 123806.3 & -19874.1 & 0 & -588407.1 & 0 & 0 & 0 & -496851.4 & 0 \\ -19874.1 & 712213.4 & -19874.1 & 0 & -2353628.6 & 0 & 0 & 0 & -496851.4 \\ 0 & -19874.1 & 64654.2 & 0 & 0 & -261514.3 & 0 & 0 & 0 \\ -588407.1 & 0 & 0 & 6041368.8 & -274784.4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -2353628.6 & 0 & -274784.4 & 11533168.8 & -274784.4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -261514.3 & 0 & -274784.4 & 4210768.8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 33622826.9 & 8280856.8 & 0 \\ -496851.4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8280856.8 & 34122226.6 & 8280856.8 \\ 0 & -496851.4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8280856.8 & 33456360.0 \end{pmatrix}$$

$$K11 := \text{submatrix}(KK, 1, 3, 1, 3) \quad K12 := \text{submatrix}(KK, 1, 3, 4, 9)$$

$$K21 := \text{submatrix}(KK, 4, 9, 1, 3) \quad K22 := \text{submatrix}(KK, 4, 9, 4, 9)$$

$$K11 = \begin{pmatrix} 123806.28 & -19874.06 & 0 \\ -19874.06 & 712213.42 & -19874.06 \\ 0 & -19874.06 & 64654.24 \end{pmatrix}$$

$$K12 = \begin{pmatrix} -588407.14 & 0 & 0 & 0 & -496851.41 & 0 \\ 0 & -2353628.57 & 0 & 0 & 0 & -496851.41 \\ 0 & 0 & -261514.29 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

$$K21 = \begin{pmatrix} -588407.14 & 0 & 0 \\ 0 & -2353628.57 & 0 \\ 0 & 0 & -261514.29 \\ 0 & 0 & 0 \\ -496851.41 & 0 & 0 \\ 0 & -496851.41 & 0 \end{pmatrix}$$

$$K22 = \begin{pmatrix} 6041368.8 & -274784.4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -274784.4 & 11533168.8 & -274784.4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -274784.4 & 4210768.8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 33622826.91 & 8280856.8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 8280856.8 & 34122226.63 & 8280856.8 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 8280856.8 & 33456360.34 \end{pmatrix}$$

$$K := K11 - K12 \cdot K22^{-1} \cdot K21$$

$$(58215.68 \quad -23315.7 \quad -39.71)$$

$$K = \begin{pmatrix} -23315.7 & 222744.43 & -23365.96 \\ -39.71 & -23365.96 & 48387.29 \end{pmatrix}$$

Matriz de masas

$$W1 := 11102.958 \quad W2 := 10374.075 \quad W3 := 11102.958 \quad g := 9.81$$

$$m1 := \frac{W1}{g} \quad m2 := \frac{W2}{g} \quad m3 := \frac{W3}{g}$$

$$M := \begin{pmatrix} m1 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 \\ 0 & 0 & m3 \end{pmatrix} \quad M = \begin{pmatrix} 1131.8 & 0 & 0 \\ 0 & 1057.5 & 0 \\ 0 & 0 & 1131.8 \end{pmatrix}$$

Matriz dinámica del sistema y sus Eigenvalores

$$A := M^{-1} \cdot K \quad A = \begin{pmatrix} 51.44 & -20.6 & -0.04 \\ -22.05 & 210.63 & -22.1 \\ -0.04 & -20.64 & 42.75 \end{pmatrix} \quad \lambda := \text{eigenvals}(A) \quad \lambda = \begin{pmatrix} 49.47 \\ 216.02 \\ 39.32 \end{pmatrix}$$

Frecuencias y periodos

$$\omega2 := \text{sort}(\lambda) \quad \omega := \sqrt{\omega2} \quad T := \frac{2 \cdot \pi}{\omega} \quad f := \frac{1}{T} \quad T1 := T_1 \quad T2 := T_2 \quad T3 := T_3$$

$$\omega2 = \begin{pmatrix} 39.324 \\ 49.474 \\ 216.024 \end{pmatrix} \quad \omega = \begin{pmatrix} 6.271 \\ 7.034 \\ 14.698 \end{pmatrix} \quad T = \begin{pmatrix} 1.002 \\ 0.893 \\ 0.427 \end{pmatrix} \quad f = \begin{pmatrix} 0.998 \\ 1.119 \\ 2.339 \end{pmatrix}$$

Eigenvectores de la matriz dinámica

$$AA := \text{eigenvecs}(A) \quad AA = \begin{pmatrix} 0.954 & -0.123 & 0.27 \\ 0.091 & 0.985 & 0.157 \\ -0.286 & -0.117 & 0.95 \end{pmatrix}$$

Las columnas de AA son las formas modales

$$A1 := \text{eigenvec}(A, \omega2_1) \quad A2 := \text{eigenvec}(A, \omega2_2) \quad A3 := \text{eigenvec}(A, \omega2_3)$$

$$A1 = \begin{pmatrix} 0.270 \\ 0.157 \\ 0.950 \end{pmatrix} \quad A2 = \begin{pmatrix} -0.954 \\ -0.091 \\ 0.286 \end{pmatrix} \quad A3 = \begin{pmatrix} -0.123 \\ 0.985 \\ -0.117 \end{pmatrix}$$

$$|A1| = 1 \quad |A2| = 1 \quad |A3| = 1$$

Verificación de la ortogonalidad con respecto a la matriz de masas y rigideces, masas y rigideces generalizadas

$$\begin{pmatrix} 1131.18 & -0 & -0 \end{pmatrix}$$

$$MG := AA^T \cdot M \cdot AA \quad MG = \begin{pmatrix} -0 & 1059.65 & -0 \\ -0 & -0 & 1129.96 \end{pmatrix}$$

$$KG := AA^T \cdot K \cdot AA \quad KG = \begin{pmatrix} 55964.05 & 0 & -0 \\ 0 & 228910.78 & -0 \\ -0 & -0 & 44434.27 \end{pmatrix}$$

Comprobación $k^* = \omega^2 m^*$

$$\text{diag}(\lambda) \cdot MG = \begin{pmatrix} 55964.05 & -0 & -0 \\ -0 & 228910.78 & -0 \\ -0 & -0 & 44434.27 \end{pmatrix}$$

Ahora trabajando las formas modales en forma vectorial, normalizadas respecto al desplazamiento del primer nivel

$$a1 := \frac{1}{\Lambda1_1} \Lambda1 \quad a2 := \frac{\Lambda2}{\Lambda2_1} \quad a3 := \frac{\Lambda3}{\Lambda3_1}$$

$$a1 = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.582 \\ 3.514 \end{pmatrix} \quad a2 = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.096 \\ -0.299 \end{pmatrix} \quad a3 = \begin{pmatrix} 1.000 \\ -7.991 \\ 0.952 \end{pmatrix}$$

Masas generalizadas

$$M = \begin{pmatrix} 1131.8 & 0 & 0 \\ 0 & 1057.5 & 0 \\ 0 & 0 & 1131.8 \end{pmatrix}$$

$$mg1 := a1^T \cdot M \cdot a1 \quad mg2 := a2^T \cdot M \cdot a2 \quad mg3 := a3^T \cdot M \cdot a3$$

$$mg1 = (15469.07) \quad mg2 = (1242.93) \quad mg3 = (69687.02)$$

$$\frac{1}{\sqrt{mg1}} = (0.0080) \quad \frac{1}{\sqrt{mg2}} = (0.0284) \quad \frac{1}{\sqrt{mg3}} = (0.0038)$$

Desplazamientos normalizados (con respecto a las masas generalizadas)

$$\Phi1 := \frac{a1}{\sqrt{mg1_1}} \quad \Phi2 := \frac{a2}{\sqrt{mg2_1}} \quad \Phi3 := \frac{a3}{\sqrt{mg3_1}}$$

$$\Phi1 = \begin{pmatrix} 0.008 \\ 0.005 \\ 0.028 \end{pmatrix} \quad \Phi2 = \begin{pmatrix} 0.028 \\ 0.003 \\ -0.008 \end{pmatrix} \quad \Phi3 = \begin{pmatrix} 0.004 \\ -0.030 \\ 0.004 \end{pmatrix} \quad |\Phi1| = 0.030 \quad |\Phi2| = 0.030 \quad |\Phi3| = 0.031$$

Comprobación

$$\Phi := \text{augment}(\text{augment}(\Phi_1, \Phi_2), \Phi_3)$$

$$\Phi = \begin{pmatrix} 0.008 & 0.028 & 0.004 \\ 0.005 & 0.003 & -0.030 \\ 0.028 & -0.008 & 0.004 \end{pmatrix}$$

$$\Phi^T \cdot M \cdot \Phi = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad \Phi^T \cdot K \cdot \Phi = \begin{pmatrix} 39.32 & -0 & -0 \\ -0 & 49.47 & -0 \\ -0 & -0 & 216.02 \end{pmatrix}$$

Obtención de los coeficientes de participación (utilizando modos normalizados)

$$J := \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$Cp1 := \Phi_1^T \cdot M \cdot J \quad Cp2 := \Phi_2^T \cdot M \cdot J \quad Cp3 := \Phi_3^T \cdot M \cdot J$$

$$Cp1 = (46.03) \quad Cp2 = (25.37) \quad Cp3 = (-23.64)$$

$$Cp1^2 = (2118.7) \quad Cp2^2 = (643.4) \quad Cp3^2 = (559)$$

$$c1 := Cp1_{1,1} \cdot \Phi_1 \quad c2 := Cp2_{1,1} \cdot \Phi_2 \quad c3 := Cp3_{1,1} \cdot \Phi_3$$

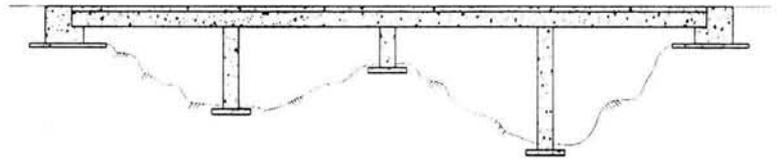
$$c1 = \begin{pmatrix} 0.370 \\ 0.215 \\ 1.301 \end{pmatrix} \quad c2 = \begin{pmatrix} 0.719 \\ 0.069 \\ -0.215 \end{pmatrix} \quad c3 = \begin{pmatrix} -0.090 \\ 0.716 \\ -0.085 \end{pmatrix} \quad c1 + c2 + c3 = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}$$

$$\text{sumCp2} := Cp1^2 + Cp2^2 + Cp3^2$$

$$\frac{(Cp1^2)_1}{\text{sumCp2}} = (0.64) \quad \frac{(Cp2^2)_1}{\text{sumCp2}} = (0.19) \quad \frac{(Cp3^2)_1}{\text{sumCp2}} = (0.17)$$

APÉNDICE C

INSTRUCTIVO DEL PROGRAMA PUENTES



PUENTES*

PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA ANÁLISIS DINÁMICO TRIDIMENSIONAL NO LINEAL DE ESTRUCTURAS DE PUENTES

GUIA DEL USUARIO

1. ASPECTOS GENERALES

Las instrucciones siguientes ayudarán a crear el archivo de datos para el programa de computadora PUENTES. El archivo de datos se divide en secciones, cada una de ellas comienza con el símbolo "*". El usuario debe introducir el título de cada sección exactamente como se indica más adelante, sólo los títulos de secciones y comandos pueden aparecer en el archivo de entrada, no se permiten las líneas nulas o en blanco dentro del archivo de datos.

El orden en que aparecen las diferentes secciones en el archivo de datos no es importante a menos que la información de una de sección se use en las secciones subsiguientes (por ejemplo, la definición de elementos debe ser precedida por la definición de nudos).

Debe seguirse estrictamente el orden en que aparezcan los datos de entrada en cada comando. Uno o más blancos pueden usarse como separadores. Varios comandos pueden no requerirse dentro de cada sección.

Los títulos de secciones y las palabras clave de comandos se presentan en esta guía con letra **normal remarcada**. Los títulos de secciones y la primera palabra clave de cada comando no puede alterarse, en la mayoría de los casos, todas las demás palabras claves pueden acortarse a tres letras.

Las partes de comandos impresas en *cursiva remarcada* pueden tomar cualquiera de los valores (típicamente secuencias alfa-numéricas) seguidas del signo igual en el párrafo "Descripción" de cada comando.

Será muy beneficioso para el usuario referirse a los ejemplos proporcionados con este manual cuando forme su archivo de datos para el programa.

Se necesitarán archivo(s) de carga (datos) para ejecutar las opciones de análisis dinámico. Los detalles sobre su(s) formato(s) se proporcionan en las secciones "***grupos de excitación**" y "***análisis de historia de tiempo**".

2. SISTEMA COORDENADO

El sistema coordenado global del programa PUENTES es un sistema rectangular de origen arbitrario en el espacio tridimensional (X, Y y Z) que sigue la regla de la mano derecha, el eje Y global es siempre vertical. Este sistema coordenado se usa para definir ubicaciones de los nudos así como las direcciones y sentidos de las cargas. Los grados de libertad traslacionales se denotan por u_1 (u_x), u_2 (u_y), u_3 (u_z) y los grados de libertad rotacionales por u_4 (rot_x), u_5 (rot_y), u_6 (rot_z). Los grados de libertad también se identifican con los números del 1 al 6 respectivamente.

* Desarrollado por el Dr. Orlando de Jesús Ramírez Boscán.

3. INFORMACION GENERAL

BLOQUE A1:

- Título de la sección

*tipo de analisis

- Comando:

ta *variable*

- Descripción

ta	palabra clave
<i>variable</i>	= 3d
	= 2d

- Notas:

1. El usuario debe introducir sólo una de las opciones para la *variable*.

La elección de la opción 3d producirá que el programa efectúe un análisis tridimensional. Similarmente, la opción 2d significa análisis bidimensional.

2. La opción 2d no esta disponible en la versión actual del programa.

BLOQUE A2:

- Título de la sección:

*opcion de analisis

- Comando:

oa *variable*

- Descripción:

oa	palabra clave
<i>variable</i>	= fuerza cuasiestatica
	= desplazamientos cuasiestaticos
	= aceleracion dinamica
	= desplazamientos dinamicos
	= fuerza dinamica
	= analisis modal
	= empujon modal
	= empujon usuario
	= empujon rampa

- Notas:

1. El usuario debe usar sólo una opción para la *variable*. La elección de:

fuerza cuasiestática resultará en un análisis de la estructura para fuerzas incrementales.

desplazamientos cuasiestáticos indica la realización de un análisis para desplazamientos incrementales.

aceleración dinámica, análisis dinámico para la aceleración de terreno.

desplazamientos dinámicos, análisis dinámico para desplazamientos del terreno.

fuerza dinámica, análisis para las cargas dinámicas.

análisis modal, análisis para determinar las frecuencias naturales y formas modales de la estructura.

2. Las primeras dos opciones de análisis del empujón ("pushover") difieren en la distribución de las fuerzas que actúan sobre (empujando) la estructura:

1) En el **empujon modal** éste es controlado por las formas instantáneas del modo y los pesos concentrados en los nudos del modelo estructural.

2) En el **empujon usuario**, éste es controlado por cargas concentradas que actúan sobre los nudos del modelo estructural, ambos (pesos y cargas) son proporcionados por el usuario.

Los siguientes dos criterios se usan para terminar el análisis:

1) El desplazamiento máximo de un nudo en dirección de un grado de libertad y/o

2) Una fracción del cortante basal total.

3. El análisis de tipo empujón rampa requiere como dato el índice de aplicación de aceleración lineal creciente que actúe en dos direcciones horizontales globales (X y Z) en unidades [m/seg³]. El análisis termina cuando se excede el desplazamiento de un nudo en dirección de un grado de libertad especificado por el usuario.

BLOQUE A3:

- Título de la sección:

***unidades**

- Comando:

uni longitud peso angulo

- Descripción:

uni	palabra clave
longitud	= metros
	= centímetros
	= milímetros
	= pies
	= pulgadas

peso	= kilogramo
-------------	-------------

	= newtons
	= libras
	= toneladas
	= kilonewtons
	= kips
<i>angulo</i>	= grados
	= radianes

- Notas:

1. El usuario debe introducir sólo una de las opciones para las variables *longitud*, *peso* y *angulo*. Por ejemplo, el comando **uni metros kilonewtons grados** indica que todas las dimensiones en el archivo de entrada estarán en unidades de [m], los pesos en unidades de [kN], y los ángulos en unidades de [grados]. Es válida cualquier combinación de unidades consistentes.

4. COMPONENTES ESTRUCTURALES Y PROPIEDADES

Los comandos requeridos pueden introducirse enseguida del título de una sección solamente con la sintaxis típica de la sección del comando respectivo.

BLOQUE B1:

- Título de la sección:

***coordenadas de las juntas**

- Comando:

co numero_de_junta x y z

- Descripción:

<i>co</i>	palabra clave
<i>numero_de_junta</i>	número del nudo asignado por el usuario
<i>x</i>	valor de la coordenada x global del nudo
<i>y</i>	valor de la coordenada y global del nudo
<i>z</i>	valor de la coordenada z global del nudo

- Notas:

1. Este comando se usa para definir las coordenadas de los nudos en el sistema global.

2. La numeración de nudos debe ser consecutiva.

BLOQUE B2:

- Título de la sección:

***condiciones de apoyo**

- Comando:

ca restricciones lista_de_nudos_restringidos

- Descripción:

<i>ca</i>	palabra clave
<i>restricciones</i>	secuencia de seis dígitos (0 o 1) identificando la condición de apoyo. = articulado = fijo
<i>lista_de_nudos_restringidos</i>	lista de nudos separada por espacios y/o número de nudo al número de nudo

- Notas:

1. Este comando define restricciones de translación y rotación de los nudos. Cada nudo tiene seis grados de libertad ($u_x, u_y, u_z, rot_x, rot_y$ y rot_z) en el sistema coordinado global. Un valor de 1 en cualquiera de las seis posiciones en la secuencia *restricciones* indica que el grado de libertad correspondiente se restringe, un valor de 0 significa que el grado de libertad está libre.

Por lo tanto, la secuencia 111110 denotará que el único movimiento posible que el nudo (apoyo) puede experimentar es la rotación alrededor del eje z global. Si se selecciona la segunda opción (*art*) para el campo *restricciones*, indicaría que todos los grados de libertad de traslación se restringen mientras que los grados de libertad de rotación estarán libres. La utilización de *fijo* significa que todos los grados de libertad (seis) de un nudo se restringen (empotramiento).

2. La segunda opción para el campo *lista_de_nudo_restringido* puede usarse para aplicar una condición de frontera a un grupo de nudos que tengan numeración consecutiva, puede combinarse también con la primera opción, por ejemplo, el comando **ca 111000 4 6 8 al 11** resultará en la correspondiente restricción de traslación(en x, y y z global) sobre los nudos 4, 6, 8, 9, 10 y 11.

3. Las condiciones de frontera de más de 30 nudos no pueden definirse con un sólo comando.

BLOQUE B3:

- Título de la sección:

***gdl acoplados**

- Comando:

ga nudo_esclavo grado_de_libertad_esclavo nudo esclavo lista_de_nudos grado de libertad lista_de_grado_de_libertad coeficiente lista_de_coeficientes.

- Descripción:

ga	palabra clave
<i>nudo_esclavo</i>	número de nudo esclavo
<i>grado_de_libertad_esclavo</i>	número de grado de libertad esclavo
nudo esclavo	palabra clave
<i>lista_de_nudos</i>	lista de números de nudos
grado de libertad	palabra clave
<i>lista_de_grados_de_libertad</i>	lista de grados de libertad
coeficiente	palabra clave
<i>lista_de_coeficientes</i>	lista de coeficientes

- Notas:

1. Este comando se usa para relacionar los desplazamientos o las rotaciones de un nudo con los desplazamientos y/o rotaciones de otros nudos en la estructura.

Por ejemplo, el comando **ga 6 2 nudo esclavo 7 7 grado de libertad 2 6 coeficiente -1.0 -2.5** expresa el hecho que el desplazamiento del nudo 6 a lo largo del eje y global (grado de libertad 2) es igual al desplazamiento de nudo 7 a lo largo del eje y global (grado de libertad 2) multiplicado por 1.0 más la rotación de nudo 7 sobre el eje z global (grado de libertad 6) multiplicado por 2.5.

En formato de ecuación lo anterior puede escribirse como:

$$u_{y6} + (-1.0)u_{y7} + (-2.5)rot_{z7} = 0 \Rightarrow u_{y6} = 1.0u_{y7} + 2.5 rot_{z7}.$$

Con esta representación el origen y el significado de los coeficientes en las ecuaciones acopladas llega a ser aparente.

BLOQUE B4:

- Título de la sección:

***propiedades de elementos**

- Comando:

Este comando está formado por múltiples líneas, tiene sintaxis diferente dependiendo del tipo de elemento cuyas propiedades se definen.

Las propiedades de elementos del mismo tipo se definen en una lista después del tipo de elemento.

A cada propiedad se le asigna un número en la lista y consiste de varios atributos de la sección transversal y/o del material.

Ese número de propiedad luego se asigna al elemento apropiado después de que se define la geometría estructural.

Si el dato para la variable *tipo_elemento* es cualquiera de los siguientes: **viga elastica 3d**, **viga elastica 2d**, **aislador 1**, **aislador deslizante**, **junta bilineal**, **fundacion elastica** o **amortiguador lineal**, el comando tiene la sintaxis:

```

tipo_elemento
propiedad 1
etiqueta_1 valor_1 etiqueta_2 valor_2 etiqueta_3 valor_3 ...
propiedad 2
etiqueta_1 valor_1 etiqueta_2 valor_2 etiqueta_3 valor_3 ...
... ..
fin propiedades tipo_elemento
    
```

- Descripción:

- tipo_elemento* = viga elastica 3d
- = viga elastica 2d (no disponible en la versión actual)
- = aislador 1
- = aislador deslizante
- = junta expansion
- = fundacion elastica
- = amortiguador lineal

propiedad palabra clave

1	número de propiedad que sigue
<i>etiqueta_1</i>	primera etiqueta (especifica para cada tipo de elemento, ver notas)
<i>valor_1</i>	valor del atributo identificado por su etiqueta
<i>etiqueta_2</i>	segunda etiqueta (especifica para cada tipo de elemento, ver notas)
<i>valor_2</i>	valor del atributo identificado por su etiqueta
<i>etiqueta_3</i>	tercera etiqueta (especifica para cada tipo de elemento, ver notas)
<i>valor_3</i>	valor del atributo identificado por su etiqueta

Continuar hasta que se le asignen valores a todos los atributos incluidos en la primera propiedad.

Repetir hasta que sean introducidas todas las propiedades necesarias para la definición de los diferentes elementos del mismo tipo de elemento.

<i>fin</i>	palabra clave
<i>tipo_elemento</i>	= viga elastica 3d = viga elastica 2d (no disponible en la versión actual) = aislador 1 = aislador deslizante = junta expansion = fundacion elastica = amortiguador lineal

propiedades palabra clave

Repetir hasta que todas las propiedades de todos los tipos de elemento definidos en el análisis se les asignen números y se les asignen valores a todas las etiquetas de atributos dentro de cada propiedad.

- Notas:

Etiquetas de propiedades geométricas y materiales del elemento **viga elastica 3d**:

a	área de la sección transversal
ixx	momento de inercia torsional
iyx	momento de inercia de la sección alrededor el eje y-y (comúnmente el eje vertical ortogonal de la viga o eje débil)
izz	momento de inercia de la sección alrededor el eje z-z (comúnmente el eje horizontal ortogonal de la viga o eje fuerte)
e	módulo de elasticidad del material
g	módulo de rigidez a cortante del material
theta	ángulo que define la orientación del eje y local del elemento viga

Nota Especial:

La relación entre el sistema coordenado local de un elemento viga y el sistema coordenado global queda determinado por el ángulo **theta**.

El origen del sistema coordenado local es el primer nudo del elemento, el eje X positivo está a lo largo de la viga hacia el segundo nudo. el eje Y es el eje débil y el eje Z es el eje fuerte de la sección transversal de la viga.

Cuando el eje x local es paralelo al eje y global es decir la barra esta en posición vertical, el ángulo **theta** es el ángulo entre el eje z local y el eje z global.

Si el eje x local no es vertical, **theta** es el ángulo que el sistema coordenado local se ha rotado sobre el eje x local desde una posición donde el eje z local es paralelo al plano XZ global y el eje y local indica en la misma dirección positiva que el eje Y global.

Etiquetas de atributos geométricos y de materiales del elemento **viga elastica 2d**:

a	área de la sección transversal
ixx	momento de inercia torsional
iyy	momento de inercia alrededor del eje y-y (comúnmente el eje vertical ortogonal de la viga o eje débil)
izz	momento de inercia sobre el eje z-z (comúnmente el eje horizontal ortogonal de la viga o eje fuerte)
e	módulo de elasticidad de material
g	módulo de rigidez a cortante del material
theta	ángulo que define el eje y local

Etiquetas de atributos geométricos y de materiales del elemento **aislador 1**:

alpha	relación de postfluencia a rigidez elástica
beta	parámetro de control del ciclo
gamma	parámetro de control del ciclo
uy	desplazamiento de fluencia
fy	fuerza de fluencia

Etiquetas de atributos geométricos y de materiales del elemento **aislador deslizante**:

iforce	fuerza inicial de compresión para la carga estática (sin contribución dinámica), comúnmente la fuerza de compresión que resulta de la aplicación de la carga muerta
istiffness	rigidez del dispositivo antes de que ocurra el deslizamiento
sstiffness	rigidez del dispositivo después de que ocurra el deslizamiento (debido a recentramiento del resorte)
vlimit	velocidad límite arriba del cual el coeficiente de fricción permanece constante e igual a μ_{max}
mmin	valor mínimo del coeficiente de fricción (a velocidad baja)
mmax	valor máximo del coeficiente de fricción (a velocidad alta)
mstatic	coeficiente de rompimiento por fricción

Etiquetas de atributos geométricos y de materiales del elemento **junta expansion**:

cgap	junta de compresión (desplazamiento al inicio de la rama de compresión inicial)
tgap	junta de tensión (desplazamiento al inicio de la rama de tensión inicial)
cistiffness	rigidez inicial de compresión
tistiffness	rigidez inicial de tensión
cdisp	desplazamiento al inicio de la segunda rama de compresión
tdisp	desplazamiento al inicio de la segunda rama de tensión
estiffness	rigidez secundaria de compresión
tstiffness	rigidez secundaria de tensión

Etiquetas de atributos geométricos y de materiales del elemento **fundacion elastica**:

kux	rigidez translacional en la dirección X global
kuy	rigidez translacional en la dirección Y global
kuz	rigidez translacional en la dirección Z global

krx	rigidez rotacional alrededor del eje X global
kry	rigidez rotacional alrededor del Y global
krz	rigidez rotacional alrededor del eje Z global

Etiquetas de atributos geométricos y de materiales del elemento **amortiguador lineal**:

dx	amortiguamiento translacional en la dirección X global
dy	amortiguamiento translacional en la dirección Y global
dz	amortiguamiento translacional en la dirección Z global
rx	amortiguamiento rotacional alrededor del eje X global
ry	amortiguamiento rotacional alrededor del eje Y global
rz	amortiguamiento rotacional alrededor del eje Z global

Si la entrada en el siguiente campo es **viga hysteretica 3d** o **viga hysteretica 2d**, el comando tiene la sintaxis:

```

elemento_tipo
propiedad 1
rigidez axial axial_stiff_valor
rigidez torsional tors_stiff_valor
signo signo
miembro ubicacion
direccion direccion
momento momento_agrietamiento momento_fluencia momento_ultimo
curvatura curvatura_agrietamiento curvatura_fluencia curvatura_ultima
parametros ciclo
stren deterioro valor degra rigidez valor salto control valor control de salto valor control
deslizamiento valor
propiedad 2
.....
fin elemento_tipo propiedades

```

- Descripción:

<i>elemento_tipo</i>	= viga hysteretica 3d = viga hysteretica 2d (no disponible en la versión actual)
propiedad 1	palabra clave número de propiedad
rigidez axial	palabra clave
<i>axial_stiff_valor</i>	rigidez axial elástica del elemento
rigidez torsional	palabra clave
<i>tors_stiff_valor</i>	rigidez torsional elástica del elemento
signo	palabra clave
<i>signo</i>	= positivo = negativo = todos
miembro <i>ubicacion</i>	palabra clave = inicio = fin = todos
direccion <i>direccion</i>	palabra clave = y

	= z
	= todos
momento	palabra clave
<i>momento_agrietamiento</i>	momento flexionante que inicia el agrietamiento del elemento en una sección cuya ubicación se especifica en <i>ubicacion</i> desde el plano de flexión identificado en <i>direccion</i> (y significa el plano global XY, etc.) e indicando en la dirección (indicada en el <i>signo</i>) del eje ortogonal siguiendo la regla de la mano derecha
<i>momento_fluencia</i>	momento flexionante que inicia la fluencia del elemento
<i>momento_ultimo</i>	momento flexionante que ocasiona la falla del elemento
curvatura	palabra clave
<i>curvatura_agrietamiento</i>	curvatura de la sección (a la que ocurre el agrietamiento del elemento) en la ubicación especificada, desde el plano de flexión identificado en <i>direccion</i> (y significa plano global XY, etc.) e indicando la dirección (indicada en <i>signo</i>) del eje ortogonal al plano siguiendo la regla derecha.
<i>curvatura_fluencia</i>	curvatura de la sección correspondiente a la fluencia del elemento
<i>curvatura_ultima</i>	curvatura de la sección a la cual el elemento falla
parametros ciclo	palabra clave
srtren deterioro	palabra clave
<i>valor</i>	valor de deterioro de resistencia (ver Nota 2)
degra rigidez	palabra clave
<i>valor</i>	valor de degradación de rigidez (ver Nota 3)
control de salto	palabra clave
<i>valor valor</i>	parámetro para controlar el desplazamiento, usado para modelar el estrechamiento (ver Nota 4)
control deslizamiento	palabra clave
<i>valor valor</i>	parámetro para deslizamiento de cierre, usado para modelar el estrechamiento (ver Nota 5 más adelante)

• Notas:

1. En esta versión de PUNTES los parámetros que controlan el comportamiento histerético de los extremos de los elementos **viga histeretica 3d** se consideran idénticos para las relaciones momento curvatura negativo y positivo. La subrutina, sin embargo, tiene la capacidad para manejar valores diferentes en la rama de carga negativa y positiva.
2. El parámetro de deterioro de resistencia (β) representa la relación del incremento de deformación plástica por unidad de incremento de energía absorbida. El cambio de deformación es proporcional al parámetro dividido por el correspondiente momento de fluencia. Valores típicos:
 - * Ningún deterioro de resistencia (acero): 0.0
 - * Deterioro severo de resistencia: 0.4
 - * Valor recomendado para el concreto reforzado: 0.1
3. En el modelo histerético la degradación de rigidez es tomada en cuenta forzando la rama de descarga hacia el mismo punto.

El punto de descarga se obtiene multiplicando el momento de fluencia por el parámetro de degradación de rigidez (parámetro α). Valores típicos:

- * Degradación severa de rigidez: 0.1
- * Degradación insignificante de rigidez (acero): 10.0
- * Valor recomendado para concreto reforzado: 2.0

4. Después de que el elemento viga ha pasado por un ciclo completo de agrietamiento y fluencia dado, en una sección determinada puede ocurrir el deslizamiento del acero dentro del concreto.

El momento de fluencia después de ese deslizamiento se obtiene multiplicando el parámetro de control de deslizamiento (parámetro γ) por los momentos de fluencia definidos en el punto inferior de la rama de recarga. Valores típicos:

- * Ciclos sumamente estrechos: 0.1
- * Ningún estrechamiento (acero): 1.0
- * Valor recomendado para el concreto reforzado: 0.5

5. Rango de valores para el parámetro de deslizamiento de cierre (parámetro SLPF): entre 0 y 1.

- * Valor recomendado para el acero: 1.0.
- * Valor recomendado para el concreto reforzado: 0.8.

6. Las relaciones momento - curvatura en los extremos de un elemento viga histerética son trilineales o, más bien, esas envolventes son trilinearizadas para que las **rigideces inicial, prefluencia y postfluencia** de miembros de concreto reforzado y preesforzado o las **rigideces inicial y de postfluencia** de miembros de acero se representen verídicamente.

Se recomienda el uso de un programa detallado de análisis de secciones para establecer esas envolventes. Un ejemplo típico de tal programa, capaz de manejar secciones de cualquier tamaño, geometría, múltiples capas de acero de refuerzo, preesfuerzo, tensión de endurecimiento del acero, etc. es RESPONSE por A. Felber (M. P. Collins and D. Mitchell, Prestressed Concrete Structures, Prentice-Hall Inc., 1991).

7. La rigidez de post-fluencia de un elemento viga histerética no puede ser negativa o cero, es decir, el valor de entrada en el campo *momento_ultimo* debe ser siempre mayor que uno así como el del campo *momento_fluencia*.
8. Es mejor obtener el momento último que puede mantenerse en una sección con base en consideraciones de energía. A veces, este enfoque puede ser laborioso, una alternativa práctica es desarrollar un análisis de la sección para una curvatura que ocasiona, en la fibra extrema del concreto, una deformación de 0.005 (0.003 como recomienda el ACI).
9. La convergencia, a pesar de la eficacia probada del modelo histerético usado en el programa, puede ser un problema si la rigidez de post-fluencia de un elemento es cercana a cero. La relación recomendada de la rigidez de post-fluencia a rigidez de pre-fluencia (o inicial en el caso de acero estructural) debe de estar en el rango de 0.001 a 0.01. Esta es fácil de lograr si el esfuerzo por endurecimiento del acero de refuerzo (o estructural) se toma en cuenta en el análisis de la sección.

Si la entrada en campo del *tipo_elemento* es *viga histeretica 3dco*, el comando tiene la sintaxis:

```

tipo_elemento
propiedad 1
rigidez axial valor_rigidez_axial
rigidez torsional valor_rigidez_torsional
signo signo
barra ubicacion
dirección direccion
momento momento_agrietamiento momento_fluencia momento_ultimo

```

```

curvatura curvatura_agrietamiento curvatura_fluencia curvatura_ultimo
cortante cortante_fluencia cortante_ultimo
desplazamiento despl_fluencia despl_ultimo
ciclo parametros flexion
stren deterioro valor rigidez degra valor deslizamiento control valor deslizamiento factor valor
ciclo parametros cortante
stren deterioro valor rigidez degra valor deslizamiento control valor deslizamiento factor valor
propiedad 2
.....
fin tipo_elemento propiedades
    
```

• Descripción:

```

tipo_elemento = viga hysteretica 3dco
                = viga hysteretica 2dco (no disponible en esta versión)
propiedad     palabra clave
1             número de propiedad
rigidez axial palabra clave
valor_rigidez_axial rigidez axial elástica del elemento
rigidez torsional palabra clave
valor_rigidez_torsional rigidez torsional elástica del elemento
signo         palabra clave
signo        = positivo
              = negativa
              = todos
barra        palabra clave
ubicacion    = inicio
              = fin
              = todos
direccion    palabra clave
direccion    = y
              = z
              = todos
momento      palabra clave
momento_agrietamiento momento de flexión que inicia el agrietamiento del elemento de una sección
                cuya ubicación se especifica en ubicacion, en el plano identificado en direccion
                (Y significa plano global XY, etc.) indicado en direccion (indicada en signo) del
                eje ortogonal al plano siguiendo la regla de la mano derecha
momento_fluencia momento de flexión que produce la fluencia del elemento
momento_ultimo momento de flexión que ocasiona la falla del elemento

curvatura     palabra clave
curvatura_agrietamiento curvatura de la sección (ruptura de elemento) en la ubicación especificada en
                ubicacion, para flexión en un plano indicado en direccion (Y significa plano
                global XY, etc.) en direccion (indicada en signo) del eje ortogonal al plano que
                sigue la regla de la mano derecha
curvatura_fluencia curvatura de la sección para la cual el elemento fluye
curvatura_ultima  curvatura de la sección para la cual el elemento falla
cortante       palabra clave
cortante_fluencia coordenada de fuerza del primer punto sobre la curva fuerza-desplazamiento
                (fuerza cortante de fluencia)
cortante_ultimo  coordenada de fuerza del segundo punto sobre la curva fuerza-desplazamiento
    
```

	(fuerza cortante última)
desplazamiento	palabra clave
<i>desplazamiento_fluencia</i>	coordenada de desplazamiento del primer punto sobre la curva fuerza-desplazamiento (desplazamiento de fluencia)
<i>desplazamiento_ultimo</i>	coordenada de desplazamiento del segundo punto sobre la curva fuerza-desplazamiento (desplazamiento último)
ciclo parametros	palabra clave
stren deterioro	palabra clave
<i>valor</i>	valor de deterioro de resistencia (ver nota 2)
rigidez degra	palabra clave
<i>valor</i>	valor de degradación de rigidez (ver nota 3)
control deslizamiento	palabra clave
<i>valor</i>	parámetro control del deslizamiento, usado para modelar el estrechamiento (ver nota 4)
factor deslizamiento	palabra clave
<i>valor</i>	parámetro de valor de cierre, usado para modelar el estrechamiento (ver nota 5 más adelante)

• Notas:

1. En esta versión de PUENTES los cuatro parámetros que controlan el comportamiento histerético de los extremos de elementos **viga histeretica de cortante 3d** se consideran idénticos para relaciones momento curvatura negativas y positivas. La subrutina, sin embargo, tiene la capacidad para manejar valores diferentes en la rama de carga negativa y positiva.
2. El parámetro de deterioro de resistencia (β) representa la relación de deformación plástica por el incremento de unidad de energía absorbida. El cambio de la deformación es proporcional al parámetro dividido por el correspondiente momento de fluencia. Valores típicos:
 - * Ningún deterioro de resistencia (acero): 0.0
 - * Deterioro severo de resistencia: 0.4
 - * Valor recomendado para el concreto reforzado: **0.1**
3. La degradación de rigidez en el modelo histerético se toma en cuenta forzando la rama de descarga para llegar al mismo punto. El punto de descarga se obtiene multiplicando el momento de fluencia por el parámetro de degradación de rigidez (parámetro α). Valores típicos:
 - * Degradación severa de rigidez: 0.1
 - * Degradación insignificante de rigidez (acero): 10.0
 - * Valor recomendado para el concreto reforzado: **2.0**
4. Después de que el elemento viga ha pasado un ciclo completo de agrietamiento y fluye en una sección determinada puede ocurrir el deslizamiento del acero adentro concreto. El momento de fluencia después de ese deslizamiento se obtiene multiplicando el parámetro de control de deslizamiento (parámetro γ) por los momentos de fluencia definidos por el punto inferior de la rama de recarga. Valores típicos:
 - * Ciclos sumamente estrechos: 0.1
 - * Ningún estrechamiento (acero): 1.0
 - * Valor recomendado para el concreto reforzado: **0.5**

5. Rango de valores para el parámetro de cierre de deslizamiento (parámetro SLPF): entre 0 y 1.
 - * Valor recomendado para el acero: 1.0.
 - * Valor recomendado para el concreto reforzado: 0.8.
6. Este elemento está en desarrollo en la versión actual del programa, en su lugar se recomienda el uso del elemento viga histeretica 3d.

BLOQUE B5:

- Título de la sección:

- **definición de elementos**

- Comando:

elemento numero_elemento junta_1 junta_2

- Descripción:

<i>elemento</i>	palabra clave
<i>numero_elemento</i>	número del elemento
<i>junta_1</i>	número del nudo ubicado al inicio del elemento
<i>junta_2</i>	número del nudo ubicado al final del elemento

- Nota:

1. Este comando se usa para la definición de elementos especificando los nudos ubicados en sus extremos.

BLOQUE B6:

- Título de la sección:

*** tipo de elemento**

- Comando:

tipo nombre_tipo elementos lista_elementos

- Descripción:

tipo	palabra clave
<i>nombre_tipo</i>	= 3d_e_b
	= 2d_e_b (no disponible en esta versión)
	= 3d_h_b
	= 2d_h_b (no disponible en esta versión)
	= 3d_s_h_b
	= iso_1
	= iso_sli

= bi_gap
= e_found
= I_damp
elementos palabra clave
lista_elementos lista de los números de elementos separados por espacios y/o número de elemento al número de elemento.

• Notas:

1. Este comando asigna nombre a los elementos.

Por ejemplo, a los elementos que se les asigna el nombre como:

3d_e_b serán elementos viga elástica tridimensionales
2d_e_b serán elementos viga elástica bidimensionales
3d_h_b elementos viga histerética tridimensionales
2d_h_b elementos viga histerética bidimensionales
3d_s_h_b elementos viga histerética tridimensionales con rigidez a cortante variable
iso_1 elementos aislador elastomérico
iso_sli elementos aislador deslizante
bi_gap elementos de junta bilineal
e_found elementos de fundación elástica y
I_damp elementos amortiguador lineal

2. La segunda opción para la *lista_elementos* puede usarse para aplicar un nombre de tipo a un grupo de elementos con números consecutivos, puede combinarse con la primera opción. Por ejemplo, el comando **tipo 3d_e_b elementos 4 6 8 a 11** definen a los elementos 4, 6, 8, 9, 10 y 11 como elementos viga elástica tridimensional.

3. No más de 30 elementos pueden asignarse a un tipo con un solo comando.

BLOQUE B7:

• Título de la sección:

***numero de propiedad**

• Comando:

propiedad numero_propiedad elementos lista_elementos

• Descripción:

propiedad palabra clave
propiedad_numero número de propiedad (definida en la sección ***propiedades de elemento** para todos los tipos de elementos usados en el análisis)
elementos palabra clave
lista_elementos lista de los números de elementos separados por espacios y/o número de elemento al número de elemento

• Nota:

1. El número de propiedad es el mismo número que sigue a la palabra clave **propiedad** (para un tipo de elemento determinado) en la sección de ***propiedades de elemento**. Por ejemplo, los comandos:

```

*unidades
un metros kilonewton grados
*propiedades de elemento
viga elastica 3d
propiedad 1
a 0.64 ix 0.068 iyy 0.034 izz 0.034 e 30000000 g 12000000 theta 0
propiedad 2
a 0.81 ix 0.109 iyy 0.055 izz 0.055 e 30000000 g 12000000 theta 0
fin viga elastica 3d propiedades
*tipo de elemento
tipo 3d_e_b elementos 4 6 8 a 11
*numero de propiedad
propiedad 2 elementos 4 6 8 a 11
    
```

asignarán elementos viga elástica tridimensionales a las barras con números 4, 6, 8, 9, 10, y 11 con la lista siguiente de sección transversal y atributos de materiales: $a = 0.81 \text{ m}^2$, $I_{xx} = 0.109 \text{ m}^4$, $I_{yy} = 0.055 \text{ m}^4$, $I_{zz} = 0.055 \text{ m}^4$, $E = 30000000 \text{ kPa}$, $G = 12000000 \text{ kPa}$, $\theta = 0^\circ$ donde $[\text{kPa}] = [\text{kN/m}^2]$.

2. No más de 30 elementos pueden asignarse a un número de propiedad en una solo comando.

BLOQUE B8:

- Título de la sección:
- **brazo rigido**
- Comando:
ra xs valor xe valor ys valor ye valor zs valor ze valor elementos lista_de_elementos
- Descripción:

Dos descripciones diferentes se aplican dependiendo del tipo de elemento:

- Elementos viga: **viga elastica 3d, viga hysteretica 3d, viga hysteretica 3d cortante**

Los brazos rígidos de los elementos viga se definen en el respectivo sistema coordenado local sobre los ejes locales x, y y z. El sistema coordenado local de una viga es tal que su origen está en su primer nudo, el eje x positivo está a lo largo del eje de la viga hacia el segundo nudo, el eje y es el eje débil y el eje z es el fuerte de la sección transversal de la viga.

Los brazos rígidos de una viga son las distancias entre los nudos teóricos (usados para la definición del elemento viga) y los puntos ubicados en los extremos de los bloques rígidos (formados por la intersección de los ejes de dos o más vigas), los signos (positivos o negativos) de estas distancias son importantes y dependen de las direcciones de los ejes locales de la viga.

- Descripción:

ra	palabra clave
xs	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje <u>local</u> x al inicio del elemento viga
xe	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje <u>local</u> x al final del elemento viga
ys	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje <u>local</u> y al inicio de elemento viga
ye	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje <u>local</u> y al final del elemento viga
zs	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje <u>local</u> z al inicio del elemento viga
ze	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección al eje <u>local</u> z al final del elemento de viga
elementos	palabra clave
lista_de_elementos	lista de los números de elementos separados por espacios y/o número de elemento al número de elemento

- Elementos especiales: aislador 1, aislador deslizante, junta bilineal, fundación elástica, amortiguador lineal

El brazo rígido de elementos especiales se define en el sistema **coordinado global** como las proyecciones sobre los ejes globales X, Y y Z.

Los brazos rígidos son las distancias teóricas entre los nudos (usados para la definición del elemento) y sus extremos, los brazos rígidos de elementos especiales se definen con respecto al sistema **coordinado global** como sus proyecciones sobre los ejes X, Y, y Z globales.

Los brazos rígidos son las distancias entre los nudos teóricos (usados para la definición del elemento) y los extremos rígidos, para su ubicación, el signo (positivo o negativo) de estas distancias es importante y depende de las direcciones de los ejes globales.

- Descripción:

ra	palabra clave
xs	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje <u>global</u> X al inicio del elemento
xe	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje <u>global</u> X al final del elemento
ys	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje <u>global</u> Y al inicio del elemento
ye	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje <u>global</u> Y al final del elemento
zs	palabra clave
valor	distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje <u>global</u> Z al inicio del elemento
ze	palabra clave

valor distancia teórica desde el nudo real en dirección del eje global Z al final del elemento
elementos palabra clave
lista_elementos lista de los números de elemento separados por espacios y/o número del elemento al número del elemento

- Nota:
1. Este comando puede usarse para definir zonas rígidas en los extremos de un elemento viga o transferir un elemento especial a una nueva ubicación.
 2. Solo pueden definirse los brazos rígidos no nulos.
 3. Con un solo comando pueden definirse los brazos rígidos de hasta **30** elementos.
 4. El inicio y final de un elemento se determina por el orden en que aparecen los nudos que definen al elemento en el comando respectivo en la sección de ***definición de elementos**.

BLOQUE B9:

- Título de la sección:

***barra libera**

- Comando:

libera ubicacion grado_de_libertad_liberado lista_elementos

- Descripción:

libera	palabra clave
<i>ubicacion</i>	= inicio
	= final
<i>grado_de_libertad_liberado</i>	número identificando los grados de libertad (secuencia de seis dígitos formada por 0 o 1).
	= articulado
<i>lista_elementos</i>	lista de los números de elementos separados por espacios y/o número de elemento al número de elemento

- Notas:
1. Seis grados de libertad describen los desplazamientos y rotaciones en cada extremo de un elemento viga tridimensional, un valor de **1** en cualquiera de las seis posiciones en el *grado_de_libertad_liberado* indica que el correspondiente grado de libertad se fija (restringe). Por lo tanto, la secuencia **111101** denotará que la rotación sobre el eje y global se libera (es decir, sin oposición por fuerzas internas). Una consecuencia de tal condición es que la fuerza o momento interno asociado con el desplazamiento a lo largo del grado de libertad es cero.
 2. Se usa la segunda opción (articulado) en el *grado_de_libertad_liberado* para indicar que todos los grados de libertad translacional se fijan mientras que los grados de libertad angular (giros) se liberan.

3. No es necesario liberar grados de libertad idénticos del nudo común de un elemento adyacente, con liberar el grado de libertad deseado en uno sólo de ellos es suficiente.
4. En un sólo comando pueden incluirse hasta **30** elementos en la *lista_elementos*.

BLOQUE B10:

- Título de la sección:

*** resortes nudos de barra**

- Comando:

js ubicacion grado de libertad grado_de_libertad_1 rigidez rigidez_1 grado de libertad grado_de_libertad_2 rigidez rigidez_2... lista_elementos

- Descripción

<i>js</i>	palabra clave
<i>ubicacion</i>	= inicio
	= fin
<i>grado de libertad</i>	palabra clave
<i>grado_de_libertad_1</i>	número que identifica el grado de libertad a lo largo del cual actúa un resorte que conecta al nudo y al elemento.
<i>rigidez</i>	palabra clave
<i>rigidez_1</i>	coeficiente de rigidez del resorte que actúa a lo largo del grado de libertad especificado en <i>grado de libertad_1</i>
<i>grado de libertad**</i>	palabra clave
<i>grado_de_libertad_2**</i>	número que identifica el grado de libertad a lo largo del cual actúa un resorte que conecta al nudo y al elemento
<i>rigidez**</i>	palabra clave
<i>rigidez_2**</i>	rigidez del resorte que actúa a lo largo del grado de libertad especificado en <i>grado_de_libertad_2</i>
<i>lista_elementos</i>	lista de elementos separados por espacios y/o número del elemento al número del elemento

** usar sólo si es necesario

- Notas:

1. Este comando crea resortes elásticos traslacionales y rotacionales que conectan un nudo extremo de un elemento con el elemento mismo.
2. Los números que identifican los grados de libertad en los campos *grado_de_libertad_1*, *grado_de_libertad_2*, etc. deben ser: **1** para el desplazamiento a lo largo del eje X global, **2** para el desplazamiento a lo largo del eje Y global, **3** para el desplazamiento a lo largo del eje Z global. **4** para la rotación alrededor del eje X global, **5** para la rotación alrededor del eje Y global y **6** para la rotación alrededor del eje Z global.
3. En un solo comando pueden incluirse hasta **30** elementos en la *lista_elementos*.

5. INFORMACION DE CARGAS

BLOQUE C1:

- Título de la sección:

*numero de incrementos de carga

- Comando:

numero de incremento de carga *numero_de_incrementos*

- Descripción:

numero de incremento de carga
numero_de_incrementos

palabra clave
número de pasos de carga para ser usados en el análisis por fuerza cuasiestática o desplazamientos cuasiestáticos

BLOQUE C2:

- Título de la sección:

* carga uniforme distribuida

- Comando:

unl direccion valor_carga lista_elementos

- Descripción:

unl palabra clave
direccion = dx
= dy
= dz

valor_carga magnitud de carga (positiva indica en la dirección positiva del eje global definida en *direccion*)

lista_elementos lista de los números de elemento separados por espacios y/o número de elemento al número de elemento

- Nota:

1. Este comando coloca carga uniforme distribuida sobre elementos viga elástica o histerética para su uso en el análisis de **fuerza cuasiestático**. La carga actúa a lo largo del eje global especificado en *direccion*.
2. El comando no es operacional en esta versión de programa, todavía ambos, el título de la sección y el comando, debe aparecer en el archivo de entrada. Los valores proporcionados por el usuario en *direccion*,

valor_carga y *lista_elementos* no tienen ningún impacto sobre el análisis.

3. En un solo comando pueden incluirse en la *lista_elementos* hasta 30 elementos.

BLOQUE C3:

- Título de la sección:

*grupos excitacion

- Comando:

ex archivo *nombre_archivo* grado de libertad *grado_de_libertad_numero* nudos *lista_de_nudos*

- Descripción:

ex	palabra clave
archivo	palabra clave
<i>nombre_de_archivo</i>	nombre de archivo de datos conteniendo el registro de desplazamientos para el análisis de desplazamientos dinamico , o registro de fuerzas para el análisis dinamico de fuerza
grado de libertad	palabra clave
<i>grado_de_libertad_numero</i>	número (1 a 3) identificando el grado de libertad donde actúa el registro de fuerza o desplazamiento aplicado a los nudos enumerados en <i>lista_de_nudos</i>
nudos	palabra clave
<i>lista_de_nudos</i>	lista de números nudos separada por espacios y/o número de nudo al número de nudo

- Notas:

1. Este Comando crea grupos de nudos en los que actúan el mismo desplazamiento o la fuerza en la dirección de uno de los ejes globales.
2. El archivo de datos (*nombre_archivo*) debe consistir de una columna única de datos sin encabezado.
3. Los números que identifican los grados de libertad en el campo *grado_de_libertad_numero* deben ser: **1** para el desplazamiento o fuerza a lo largo del eje X global, **2** desplazamiento o fuerza a lo largo del eje Y global, **3** desplazamiento o fuerza a lo largo del eje Z global.
4. Hasta **30** nudos pueden incluirse en el campo *lista_de_nudos* de un comando único.

BLOQUE C4:

- Título de la sección:

* carga en nudos

Comando:

pj direccion valor_carga lista_de_nudos

- Descripción:

pj palabra clave
direccion = dx
 = dy
 = dz

valor_carga magnitud de la carga (positiva si indica en la dirección positiva del eje coordenado global identificado en *direccion*)

lista_de_nudos lista de nudos separados por espacios y/o número de nudo **al** número de nudo

- Notas:

1. Este comando aplica cargas concentradas a nudos para usarse en análisis de **fuerza cuasiestático**. La carga actúa a lo largo del eje coordenado global especificado en el campo *direccion*.
2. Hasta 30 nudos pueden incluirse en el campo *lista_de_nudos* de un comando único.

BLOQUE C5:

- Título de la sección:

* peso nodal

- Comando:

peso direccion valor_peso lista_nudos

- Descripción:

peso palabra clave
direccion = dx
 = dy
 = dz
 = todos

valor_peso peso de masa concentrada en el nudo

lista_nudos lista de números de nudos separada por espacios y/o número de nudo **al** número de nudo

- Notas:

1. Este comando asigna pesos a nudos para calcular la matriz de masas en las opciones de análisis **aceleración dinámica, desplazamientos dinámicos y análisis modal**.
2. El calificador **todos** en el campo *direccion* asignará el mismo peso a un nudo en las tres direcciones globales (para propósitos de cálculo de masas traslacionales concentradas).
3. Hasta **30** nudos pueden incluirse en el campo *lista_nudos* en un solo comando.

BLOQUE C6:

- Título de la sección:

* empujon usuario

- Comando:

nudo *junta_numero* grado de libertad *numero_grado_de_libertad* desplazamiento
max_desplazamiento basecortante *fraccion_de_peso*

- Descripción:

nudo	palabra clave
<i>junta_numero</i>	número de nudo a monitorear para el desplazamiento máximo
grado de libertad	palabra clave
<i>numero_grado_de_libertad</i>	número de grado de libertad del nudo a monitorear para el desplazamiento máximo
desplazamiento	palabra clave
<i>max_desplazamiento</i>	desplazamiento máximo (primer criterio para detener el análisis)
basecortante	palabra clave
<i>fraccion_de_peso</i>	fracción del peso total de la estructura (segundo criterio para detener el análisis)

- Nota:

1. Este comando debe usarse si el campo de entrada del comando en la sección ***opciones de analisis** es **empujon** o **empujon modal usuario**.
2. Es preferible que la sección actual (***empujon usuario**) aparezca en el archivo general de entrada "data3" después de los comandos en la sección ***peso de nudos**.

BLOQUE C7:

- Título de la sección :

* empujon valor

- Comando:

nudo *numero_junta* grado de libertad *numero_grado_de_libertad* desplazamiento
max_desplazamiento *ratex* *rate_x* *ratez* *rate_z*

- Descripción:

nudo	palabra clave
------	---------------

<i>numero_junta</i>	número de nudo para controlar el desplazamiento máximo
grado de libertad	palabra clave
<i>grado_de_libertad_numero</i>	número del grado de libertad para controlar el desplazamiento máximo
desplazamiento	palabra clave
<i>max_desplazamiento</i>	desplazamiento máximo (criterio para terminar)
ratex	palabra clave
<i>rate_x</i>	valor de aplicación de aceleración de modo lineal creciente en dirección del eje X global
ratez	palabra clave
<i>rate_z</i>	valor de aplicación de aceleración de modo lineal creciente en dirección del eje Z global

• Notas:

1. Este comando debe usarse si el campo de entrada del comando en la sección ***opciones de analisis es rampa empujon**.
2. Es preferible que la sección actual (***empujon valor**) aparezca en el archivo general de entrada "datos" después de los comandos en la sección ***peso nudos**.

BLOQUE C8:

• Título de la sección:

***modos numero**

• Comando:

numero de modos *numero_de_modos*

• Descripción:

numero de modos	palabra clave
<i>numero_de_modos</i>	número de modos a obtenerse de un análisis modal

• Nota:

1. Este comando debe usarse si la **opcion de analisis es analisis modal**.

BLOQUE D1:

• Título de la sección:

*** analisis de historia de tiempo**

• Comando:

incremento tiempo de entrada *input_step*

incremento tiempo de analisis *analysis_step*
 duracion total analisis *duracion*
 amortiguamiento alpha *alpha_valor* beta *beta_valor* gamma *gamma_valor*
 tipo *tipo_de_input*
 direccion de excitacion *valor*
 aceleracion pico de terreno *pga_valor*
 archivo *nombre_archivo*

- Descripción:

incremento tiempo de entrada	palabra clave
<i>input_step</i>	registro de tiempo de la aceleración o desplazamiento de entrada
incremento tiempo de analisis	palabra clave
<i>analysis_step</i>	incremento de tiempo para la integración numérica
duracion total analisis	palabra clave
<i>duracion</i>	tiempo para ser analizado por el programa
amortiguamiento	palabra clave
alpha	palabra clave
<i>alpha_valor</i>	coeficiente de amortiguamiento proporcional a la masa (amortiguamiento de Rayleigh)
beta	palabra clave
<i>beta_valor</i>	coeficiente amortiguamiento proporcional a la rigidez (amortiguamiento de Rayleigh)
gamma	palabra clave
<i>gamma_valor</i>	campo inutilizado en la versión actual de este programa
tipo	palabra clave
<i>tipo_de_input</i>	= aceleracion = desplazamientos
direccion de excitacion	palabra clave
<i>valor</i>	ángulo de incidencia de la excitación
aceleracion pico de terreno	palabra clave
<i>pga_valor</i>	aceleración pico del terreno en unidades de g o cualquier factor de escala
archivo	palabra clave
<i>nombre_archivo</i>	nombre de archivo conteniendo datos del registro de aceleración para el análisis dinámico de aceleración (debe consistir de tres columnas de puntos de datos de igual longitud sin encabezado)

- Notas:

1. Este comando puede usarse para escalar registros de desplazamiento o aceleración. El programa multiplicará los datos de entrada por el factor proporcionado por el usuario en el campo *pga_valor*. Por ejemplo, si los datos de desplazamiento disponibles en el archivo están en unidades de (cm) pero la geometría estructural se construyó en unidades de (m), el usuario debe especificar un *pga_valor* de 0.01. El registro se escalará y, más importante, las unidades serán consistentes.
2. El archivo de entrada de aceleración (*nombre_archivo*) debe consistir de tres columnas de puntos de datos que contengan los componentes de la aceleración que actúa a lo largo de los ejes X, Y y Z globales. Una columna de ceros debe ser introducida en el lugar apropiado en el archivo de carga si cualquiera de los componentes es cero.

6. INFORMACION DE SALIDA

BLOQUE E1:

- Título de la sección:

* **control de salida**

Uno o más comandos de la lista siguiente puedan usarse para controlar la salida de resultados proporcionados por el programa.

- Comando:

cs desplazamiento *output_tipo* grado de libertad *grado_de_libertad_numero* nudo *junta_lista*

- Descripción:

cs	palabra clave
desplazamiento	palabra clave
<i>output_tipo</i>	= historia = maximo
grado de libertad	palabra clave
<i>grado_de_libertad_numero</i>	número (1 a 6) identificando el grado de libertad
nudo	palabra clave
<i>junta_lista</i>	lista de números de nudos separada por espacios y/o número de nudo al número de nudo

- Notas:

1. Las historias de tiempo de hasta 40 desplazamientos y rotaciones pueden ser solicitados eligiendo la opción de **historia** para el campo ***output_tipo***. Las ubicaciones en la estructura donde los desplazamientos (rotaciones) se desean en la salida son identificados por los números de nudos en el campo ***junta_lista*** en la dirección del **grado de libertad** en el campo ***grado_de_libertad_numero***. Cuatro archivos de salida nombrados "desplazamiento_res1", "desplazamiento_res2", "desplazamiento_res3", "desplazamiento_res4", son creados por el programa sin considerar el número de desplazamientos pedidos.

Cada uno de ellos consiste de 11 columnas de datos. La primera columna contiene al tiempo, la segunda columna la primera historia de desplazamiento, la tercera columna la segunda historia de desplazamiento, etc. Por ejemplo, si únicamente se piden 16 historias de desplazamientos (o rotaciones), las 11 columnas en el archivo "desplazamiento_res1" y las primeras 7 columnas en el archivo "desplazamiento_res2" contendrán la información, permaneciendo las 3 columnas en el archivo "desplazamiento_res2" y todas las columnas en "desplazamiento_res3" y "desplazamiento_res4" (a excepción de los reservados para el tiempo) con contenido nulo.

2. Los desplazamientos obtenidos en un análisis **dinámico de aceleración** son relativos al terreno mientras el análisis de **desplazamientos dinámicos** produce desplazamientos totales.
3. La respuesta absoluta de desplazamiento máximo puede ser obtenida eligiendo la opción **maxima** para el campo ***output_tipo***.