

**MODELAMIENTO NO LINEAL DE PUENTES RECTOS DE VIGA Y  
LOSA DE HORMIGÓN REFORZADO ANTE ACCIONES SÍSMICAS**

**NEYID MAURICIO JASBÒN CARVAJAL**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**

**Facultad de Ciencias Físico-Mecánicas**



**BUCARAMANGA**

**2005**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER**



**MODELAMIENTO NO LINEAL DE PUENTES RECTOS DE VIGA Y  
LOSA DE HORMIGÓN REFORZADO ANTE ACCIONES SÍSMICAS**

**NEYID M. JASBÓN CARVAJAL**

**TESIS DE GRADO EN LA MODALIDAD DE INVESTIGACIÓN  
PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**GUSTAVO CHIO CHO  
INGENIERO CIVIL Ms.c Ph.D**

**FACULTAD DE INGENIERAS FÍSICO-MECÁNICAS**



**BUCARAMANGA**

**2005**

## **AGRADECIMIENTOS.**

Mis mas sinceros y profundos agradecimientos a la familia Quintero Peña, por que sin ellos no hubiera sido posible este trabajo. También agradezco al profesor Gustavo Chio por su apoyo y exhortación en este camino da la ingeniería civil, al INVIAS por su colaboración, y todos los que una u otra forma han apoyado, y contribuido a este trabajo.

Al ser Supremo que nos protege,

A mis padres ABDALA Y DORA, que son lo más grande en mi vida...

Y a todos los que me quieren y ayudan, aunque no estén presentes.

## CONTENIDO

<b>1</b>	<b>CONCEPTOS BÁSICOS</b>	<b>I</b>
1.1	OBJETIVOS.	1
1.1.1	<i>Objetivo general</i>	1
1.1.2.	<i>Objetivos específicos</i>	1
1.2	INTRODUCCIÓN	3
1.3	CONCEPTOS BÁSICOS DE DINÁMICA ESTRUCTURAL	4
1.4	COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.	5
1.5	COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO REFORZADO.	7
1.6	BASES DE SISMOLOGÍA.	10
1.6.1	<i>Tipos de terremotos.</i>	10
1.6.2	<i>Tipos de Fallas.</i>	12
1.6.3	<i>Ondas Sísmicas.</i>	14
1.6.4	<i>Escalas de magnitud.</i>	17
<b>2</b>	<b>PUENTES</b>	<b>18</b>
2.1.	RESEÑA HISTÓRICA	18
2.2.	TIPO DE DAÑO DE LOS TERREMOTOS A LOS PUENTES.	18
2.3.	BASES DEL MODELAMIENTO INELÁSTICO	22
2.3.1.	<i>Evolución del diseño:</i>	22
2.3.2.	<i>Objetivos de Comportamiento.</i>	25
2.3.3.	<i>Nivel de Comportamiento.</i>	26
2.3.4.	<i>Diseño basado en No-Colapso.</i>	27
2.3.5.	<i>Diseño basado en el Comportamiento.</i>	28
2.4	DISEÑO SÍSMICO CONCEPTUAL.	31
<b>3.</b>	<b>NORMAS</b>	<b>42</b>
3.1	ATC 49	42
3.2	ANÁLISIS SÍSMICO.	45
3.2.1	<i>La combinación SSRC</i>	49
3.2.2	<i>Diseño sísmico y Procedimientos del Análisis (SDAP)</i>	50
3.2.3	<i>SDAP A1 y A2</i>	51
3.2.4	<i>SDAP B: El Acercamiento del No-Análisis</i>	51
3.2.5	<i>SDAP C: El Método de Diseño del Espectro de capacidad</i>	53
3.2.6	<i>SDAP D: El Método de Espectro de Respuesta elástico</i>	55
3.2.7	<i>SDAP E: El Método del Espectro de Respuesta elástico con la verificación de la Capacidad de Desplazamiento</i>	55
3.2.8	<i>Factor de Modificación de respuesta R</i>	56
3.2.9	<i>Principio de Diseño de Capacidad</i>	57
3.2.10	<i>Zonas de Rotulas plásticas</i>	61
3.3	CALTRANS.	63

3.3.1	<i>Análisis Sísmico</i>	66
3.3.2	<i>Aproximación al diseño.</i>	68
3.3.3	<i>Demandas de desplazamiento en los Puentes y los Componentes Dúctiles</i>	69
3.3.4	<i>Demandas de fuerza en los Componentes de Capacidad protegida</i>	70
3.3.5	<i>Capacidad sísmica general</i>	70
3.3.6	<i>Capacidad de desplazamiento</i>	71
3.3.7	<i>Capacidad a cortante</i>	75
3.3.8	<i>Análisis Estático equivalente</i>	77
3.3.9	<i>Análisis del Espectro de Respuesta elástico</i>	77
3.3.10	<i>Análisis Dinámico No lineal</i>	80
3.3.11	<i>Análisis global y Autosuficiente</i>	81
3.3.12	<i>Análisis Estático inelástico: Análisis Push Over</i>	81
3.3.13	<i>Análisis de momento-curvatura</i>	83
3.4	ACERCAMIENTO A LA VIBRACIÓN ALEATORIA	86
3.5	DISEÑO DE PUENTES EN COLOMBIA.	88

## **4 PUENTES TIPO 91**

4.1	FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS PUSH OVER EN SAP 2000.	91
4.1.1	<i>Idealización de la rotula.</i>	91
4.1.2	<i>La Curva de Deformación plástica.</i>	92
4.1.3	<i>Consideraciones importantes.</i>	93
4.1.4	<i>Tipos de rotulas</i>	94
4.1.5	<i>Modelamiento de Puentes.</i>	100
4.2	MODELO DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE	101
4.2.1	<i>Los Elementos Frame<sup>1</sup></i>	102
4.2.2	<i>El elemento Link</i>	102
4.2.3	<i>La Propiedad de Elasticidad Mult.-lineal</i>	104

## **5 ANÁLISIS. 106**

5.1	MODELO DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE.	106
5.1.1	<i>Definición del Vehículo.</i>	113
5.2	CASO DE MODELAMIENTO NO LINEAL.	114
5.3	DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS.	119
5.4	PUENTE DE PROVENZA.	120
5.4.1	<i>Descripción del puente</i>	120
5.4.2	<i>Geometría</i>	122
5.4.3	<i>Apoyos.</i>	125
5.4.4	<i>Deflexiones y desplazamientos.</i>	126
5.4.5	<i>Cargas</i>	126
5.4.6	<i>Rotulación histórica</i>	127
5.5	PUENTE FF.CC.	131
5.5.1	<i>Descripción del puente.</i>	131

5.5.2	<i>Geometría.</i>	132
5.5.3	<i>Apoyos.</i>	135
5.5.4	<i>Deflexiones y desplazamientos.</i>	136
5.5.5	<i>Cargas</i>	137
5.5.6	<i>Rotulación histórica</i>	138
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>141</b>
6.1	PUENTE DE PROVENZA.	142
6.2	PUENTE FF.CC.	149
6.3	RECOMENDACIONES	154
	<b>REFERENCIAS.</b>	<b>156</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Comportamiento de diferentes tipos de aceros. ....	7
Figura 1.2 Comportamiento a tensión del acero estructural. ....	8
Figura 1.3 <sup>1</sup> Comportamiento de un material frágil. ....	8
Figura 1.4 Comportamiento del concreto reforzado, con y sin estribos transversales. ....	8
Figura 1.5 Tipos de fallas .....	13
Figura 1.6 <i>Efecto de la carga gravitacional en el comportamiento sísmico de componentes estructurales.</i> .....	15
Figura 2.1 Colapso de la porción este del puente de san francisco en la bahia Oakland en el sismo de Loma Prieta en 1989.....	19
Figura 2.2 Colapso del cruce del cañon Gavin en California en el sismo de northridge en 1994. ....	21
Figura 2.3 <sup>1</sup> Colapso de la autopista Hanshin en el sismo de Hyogo-Ken en Nanbu Japon en 1995. ....	21
Figura 2.4 Colapso del viaducto Cypresen California en el sismo de Loma Prieta en 1989.....	22
Figura 2.5 Representación del Push Over y de la curva de capacidad resistente .....	29
Figura 2.6 Comportamiento de estructuras dúctiles en un analisis no linal.....	30
Figura 2.7 desarrollo del criterio de diseño sísmico basado en el comportamiento. ....	31
Figura 2.8 Rigieises de la estructura. ....	34
Figura 2.9 Los sistemas permitidos de resistencia a terremotos.....	37
Figura 2.10 Los elementos permisibles de resistencia sismica.....	38
Figura 2.11 Elementos de resistencia sísmica que no son recomendados para nuevos puentes .....	39
Figura 2.12 Elementos de resistencia sísmica permisibles que requiere la aprobación del dueño. ....	40
Figura 2.13 Métodos de minimizar el daño en la fundación de los estribos. .....	41
Figura 2.14 <sup>1</sup> Los acercamientos de diseño SDAP , para los sistemas permisibles de resistencia de terremotos. ....	41
Figura 3.1 Pautas de AASHTO-LRFD: diseño de la curva del espectro de	46
Figura 3.2 Las pautas de AASHTO-LRFD: la base para el diseño dúctil convencional. ....	57
Figura 3.3 Detalle de columna con rotulación plástica en el intercambiador de Minatogawa, durante la sismo de Kobe.....	58
Figura 3.4 Falla del puente por licuefacción del terreno. Terremoto de Kobe, Japón. ....	65
Figura 3.5 Las curvas típicas del espectro de respuesta de aceleración del Caltrans.....	67

Figura 3.6 Caltrans el procedimiento del diseño sísmico para los puentes Ordinarios por la Norma.....	71
Figura 3.7 Desplazamiento de un miembro cantilever.....	72
Figura 3.8 Idealización de la curva de momento-curvatura.....	74
Figura 3.9 <sup>1</sup> curva de desplazamiento contra carga Lateral.....	74
Figura 3.10 factores de Cortante.....	75
Figura 3.11 modelo de análisis de la sección transversal.....	84
Figura 3.12 Curvas típicas de momento compresión curvatura: (a) la sección concreto reforzado; (b) la sección de acero.....	88
Figura 4.1 <i>Relaciones generales carga-deformación para componentes no degradantes</i> .....	92
Figura 4.2 Curva típica de Demanda y Capacidad en coordenadas espectrales.....	97
Figura 4.3 Espectro elástico de respuesta, para hallar los valores de $C_a$ y $C_v$ .....	98
Figura 5.1 cuadro de definición de vehículos, para carga viva.....	113
Figura 5.2 cuadro de definición del caso estatico no lineal en Sap 2000.....	115
Figura 5.3 Recuadro para el control de las aplicaciones de carga.....	116
Figura 5.4 mando para guardar el número de pasos, para la construcción de la curva de capacidad.....	117
Figura 5.5 Cuadro para definición del procedimiento de solución del caso Push Over.....	118
Figura 5.6 Ubicación del puente Provenza, incluye la Microzonificación sísmica.....	120
Figura 5.7 vista del modelo idealizado en Sap 2000.....	121
Figura 5.8 sección transversal de la viga T principal, para el modelo en SAP 2000.....	121
Figura 5.9 vista general de los elementos de la infraestructura.....	122
Figura 5.10 Idealización de la placa como vigas T, con elementos Frame.Sap 2000.....	122
Figura 5.11 Placa para el modelo en emparrillado de la viga central, en Sap 2000.....	123
Figura 5.12 Placa para el modelo en emparrillado de la viga externa, en Sap 2000.....	123
Figura 5.13 vista de las columnas centrales y la viga cabezal, en sistema pórtico. Modelo Sap 2000.....	124
Figura 5.14 detalle de los apoyos fijos y móviles del puente Provenza.....	125
Figura 5.15 Idealización del comportamiento a cortante del apoyo para elementos NLink.....	125
Figura 5.16 Mapa de amenaza sismica de Colombia y zonas de aceleración pico.....	131
Figura 5.17 vista general del modelo del puente FF.CC. en Sap 2000.....	132
Figura 5.18 Idealización de la placa del puente FF.CC como vigas T en elementos Frame en Sap 2000.....	133

Figura 5.19 Sección transversal de la viga principal prefabricada para el modelo en Sap 2000.....	133
Figura 5.20 Idealización de la infraestructura con elementos Frame en Sap 2000.....	134
Figura 5.21 Comportamiento del apoyo a cortante, idealizado para el elemento NLink .....	136
Figura 6.1 Modo de falla en el caso Push 2 en el puente Provenza. ....	142
Figura 6.2 Modo de falla en el caso Push 3 para el puente Provenza. ....	145
Figura 6.3 Modo de falla, en el modelo con cambios en la ubicación de los apoyos Push 3 .....	145
Figura 6.4 Punto de comportamiento en sentido X, con todos los datos del modelo. ....	146
Figura 6.5 Punto de comportamiento en sentido Y, con todos los datos del modelo.....	147
Figura 6.6 comportamiento del elemento Nlink, en el Push 2.....	149
Figura 6.7 Comportamiento del elemento Nlink ante los desplazamientos .....	149
Figura 6.8 Forma de falla del puente FF.CC. rotulación caso Push 2, en Sap 2000. ....	150
Figura 6.9 modo de falla del puente FF.CC. en el sentido Y, caso Push 3.....	151
Figura 6.10 punto de comportamiento en sentido X, con todos los datos del cálculo en SAP 2000.....	152
Figura 6.11 punto de comportamiento en sentido Y, con todos los datos del cálculo en SAP 2000.....	153

## LISTA DE TABLAS.

Tabla 2-1. <i>Niveles de Comportamiento Estructural en edificaciones</i> .....	26
Tabla 2-2 Tipos de sismos con su probabilidad de excedencia, para el diseño.....	28
Tabla 3-1 Las Pautas del LRFD recomendadas: Diseño sísmico y los Objetivos de Comportamiento Sísmico .....	43
Tabla 3-2 Pautas de LRFD Recomendadas: El Coeficiente de sitio Fa .....	47
Tabla 3-3 <sup>1</sup> Pautas de LRFD Recomendadas: El Coeficiente de sitio Fv. ....	48
Tabla 3-4 Pautas del LRFD Recomendadas: Clasificación del sitio .....	48
Tabla 3-5 Pautas LRFD Recomendadas: SHL, SDAP, y SDR.....	50
Tabla 3-6 Pautas LRFD Recomendadas: La Respuesta del Espectro de capacidad, Los Factores de reducción para Puentes con Estribos Dúctiles. ....	54
Tabla 3-7 Pautas del LRFD recomendadas: El Factor Base de Modificación de Respuesta para la Subestructura RB .....	59
Tabla 3-8 Caltrans Criterio de Comportamiento Sísmico.....	64
Tabla 3-9 Pautas de LRFD Recomendadas: El requisitos para el Método de Carga Uniforme.....	78
Tabla 5-1 Modelos en Sap 2000 8.3.3, para el análisis no lineal .....	119
Tabla 5-2 caso Push 2 desplazamiento en dirección X. ....	128
Tabla 5-3 caso Push 3 desplazamiento en dirección Y.....	129
Tabla 5-4 Caso Push 2 desplazamiento en dirección X.....	138
Tabla 5-5 caso Push 3 desplazamiento en dirección Y.....	139
Tabla 6-1 Punto de comportamiento en sentido X, caso Push 2, para el puente Provenza. ....	144
Tabla 6-2 Punto de comportamiento en sentido Y, caso Push 3, para el puente Provenza. ....	144
Tabla 6-3 Punto de comportamiento del puente de Provenza al cambiarle la ubicación del apoyo .....	144
Tabla 6-4 estado de las rotulas en el punto de comportamiento, caso Push 2, para el puente Provenza. ....	148
Tabla 6-5 estado de las rotulas en el punto de comportamiento, caso Push 3, para el puente Provenza.....	148
Tabla 6-6 Punto de comportamiento del puente FF.CC en el sentido X, Push 2. ....	152
Tabla 6-7 Punto de comportamiento en sentido Y, Push 3 .....	153

## RESUMEN

### TITULO

MODELAMIENTO NO LINEAL DE PUENTES RECTOS DE VIGA Y LOSA DE HORMIGÓN REFORZADO ANTE ACCIONES SÍSMICAS.\*

### AUTOR

NEYID MAURICIO JASBÓN CARVAJAL.\*\*

### PALABRAS CLAVES

No lineal, puentes, modelo, sísmico, pushover, sap, análisis.

### DESCRIPCIÓN

En los últimos tiempos se han desarrollado grandes investigaciones acerca del comportamiento sísmico de puentes, y esto debido a los grandes terremotos sucedidos en California, Turquía, Japón. Las principales investigaciones se han llevado a cabo en California por el Caltrans, y el Atc en EE.UU. y por la oficina de transporte del Japón, de los cuales han surgido documentos importantes como el Caltrans 2001 a y b, y el Atc 49, los cuales tratan sobre las metodologías y recomendaciones de diseño sísmico, basados en el comportamiento.

Los puentes analizados fueron el puente de Provenza, ubicado en la zona dos de la microzonificación sísmica, de Bucaramanga, el segundo puente es el puente FFCC. en la vía Pto. Berrio, Pto. Araujo. El comportamiento del puente de Provenza está entre los niveles de seguridad de la vida y prevención del colapso con la falla en el estribo, por la configuración de los apoyos, al cambiar el sentido de los apoyos se muestra un mejor comportamiento del puente. El puente de FFCC. tiene un comportamiento en el rango elástico, sin ninguna rotula. Pero se evidencia en el análisis la inconveniencia de la rigidez de los apoyos.

El análisis por comportamiento de los puentes en Colombia aun requiere una gran investigación y desarrollo, en el ámbito de comportamiento de los materiales, apoyos, etc. para así obtener una optimización de los diseños sísmicos de los puentes.

---

\* Trabajo de investigación.

\*\*FACULTAD DE INGENIERAS FÍSICO-MECÁNICAS, ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, Ing Gustavo Chio Cho

## **SUMMARY**

### **TITLE**

NONLINEAR MODELS OF GIRDER AND REINFORCED CONCRETE FLAGSTONE STRAIGHT BRIDGES FOR SEISMIC ACTIONS\*.

### **AUTHOR**

NEYID MAURICIO JASBÓN CARVAJAL\*\*

### **KEY WORDS**

Nonlinear, bridges, models, seismic, pushover, sap, analysis.

### **DESCRIPTION**

During the last years significant investigations have been developed about seismic behaviour of bridges, this is due to the enormous earthquakes happened in California, Turkey and Japan. Main investigations have been carried out in California by Caltrans, in USA by Atc and in Japan by Transportation Office and important documents have come up from them like Caltrans 2001 a and b, and Atc 49, which talk about methodologies and recommendations of seismic design based on behaviour.

Bridges analysed were Provenza Bridge located in the Zone II of seismic microzonification of Bucaramanga, the second one was FFCC Bridge in the way from Puerto Berrio to Puerto Araujo. The Provenza Bridge's Behaviour is in the overage levels of life security and collapse prevention with a fault in the stirrup because of configuration of supports, changing the direction of them a better bridge's behaviour is show. FFCC Bridge has a behaviour in the elastic rank without any kneecap. However, it is evident an inappropriate rigidity of the supports.

Analysis of bridges' behaviour in Colombia still requires a deep investigation and development in the materials and supports behaviour among others to obtain an optimal seismic bridge designs.

---

\* Investigative Project

\*\* PHYSICAL-MECHANICAL ENGINEERINGS FACULTY, CIVIL ENGINEERING SCHOOL, Engineer Gustavo Chio Cho.

# 1 CONCEPTOS BÁSICOS

## 1.1 OBJETIVOS.

### 1.1.1 *Objetivo general*

El objetivo fundamental de esta investigación, consiste en implementar una metodología para la evaluación del comportamiento sísmico no lineal de un puente recto de viga y losa de hormigón reforzado ante la acción sísmica.

### 1.1.2. *Objetivos específicos*

#### ***Objetivos investigativos:***

- Realizar una recopilación bibliográfica, a fin de obtener una visión del tema, y una actualización de las metodologías de análisis sísmico de puentes.
- Determinar una configuración estructural típica de un puente recto y con esviaje menor de 30°, de hormigón armado con tablero de viga y losa, típico en Colombia.
- Establecer el modelo, que represente la interacción entre la superestructura y la infraestructura, que realiza los apoyos.
- Realizar un análisis del comportamiento estático no-lineal de los puentes seleccionados ante la acción recomendada por el código

colombiano de Puentes o la propuesta en el estudio de microzonificación sísmica para la ciudad de Bucaramanga.

- Desarrollar una comparación de los resultados del análisis con lo propuesto por el ATC-49.
- Investigar y analizar el procedimiento de análisis estático no-lineal descrito por ATC-49 y aplicarlo al modelo base.
- Conocer y aplicar una herramienta de software para modelamiento que permita llevar a cabo análisis estáticos no lineales y diseño estructural de concreto reforzado.

***Objetivos académicos:***

- Realizar una tarea de investigación coordinada y de autoaprendizaje estructurado en el método científico para resolución de los problemas presentados.
- Aplicar los conocimientos vistos durante la carrera de Ingeniería Civil, específicamente en lo referente a Análisis Estructural I, II, Dinámica Estructural, Armado I y II, y Puentes.
- Estudiar y aplicar uno de los métodos de análisis no lineal, propuesto en la literatura.
- Aprender el uso y manejo de un paquete de análisis y diseño estructural.
- Impulsar una línea de investigación en puentes, diseccionados hacia una maestría.

## **1.2 INTRODUCCIÓN**

El modelamiento no lineal o inelástico es ampliamente aplicado alrededor del mundo, en varios tipos de estructuras como edificaciones, puentes, torres, en varios países se han realizado estudios acerca del comportamiento inelástico de las estructuras produciendo guías, recomendaciones, y nuevos análisis de estructuras ya construidas para aplicarles métodos de rehabilitación y Colombia ha ido estudiando y aplicando el modelamiento inelástico para rehabilitación de edificaciones antiguas y de gran importancia aunque se han modelado puentes aun no se realiza en forma generalizada.

En la actualidad la metodología propuesta por el CCP 200-94 para el diseño sísmico es simplemente basada en la filosofía de “NO COLAPSO”, y esto no asegura el comportamiento del puente ni de sus elementos durante un sismo fuerte, y tampoco se puede saber el estado en que quedan sus elementos después de un sismo.

Por observaciones hechas durante los sismos de la última década, se detallo las deficientes prácticas de diseño sísmico de nuestros puentes.

Y además la necesidad de conocer el estado actual de los puentes de la red vial local, los cuales en un 66% son de hormigón armado<sup>1</sup>, y el comportamiento de estos ante nuevas solicitaciones de carga, como el cambio de cargas muertas o vivas, la carga sísmica o en el caso de Bucaramanga la implementación de nuevos espectros de diseño sísmico propuestos por el estudio de Micro zonificación sísmica del área metropolitana de Bucaramanga<sup>2</sup>. Y si ante estas nuevas cargas cumplen

---

<sup>1</sup> Vulnerabilidad sísmica de puentes en Colombia y estrategias para rehabilitación, Luis E. Yanin, Daniel Ruiz, Universidad de los Andes, pag 2.

<sup>2</sup> Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga, INGEOMINAS, Subdirección de Amenazas Geoambientales. Bogota, Colombia 2001.

con los objetivos de comportamiento propuestos por el ATC 49<sup>1</sup> y definidos para cada puente.

### **1.3 CONCEPTOS BÁSICOS DE DINÁMICA ESTRUCTURAL**

La humanidad ha experimentado a lo largo de la historia el efecto destructivo de los terremotos, los cuales han originado grandes pérdidas económicas y centenares de miles de víctimas. Este fenómeno natural se manifiesta a través de la vibración o movimiento de la superficie terrestre en distintas direcciones como resultado de la propagación de ondas sísmicas. Sin embargo, el hombre tardó mucho tiempo en explicar, con fundamentos científicos, el origen de los terremotos. Diversas ideas o razones fueron propuestas a lo largo de los siglos, algunas fundamentadas en factores naturales y otras simplemente basadas en supersticiones o creencias religiosas. Por ejemplo, el naturista romano Plinio "El viejo" (23 al 79 antes de Cristo) propuso que los terremotos se producían como consecuencia del enojo de la madre tierra por las perforaciones que realizaba el hombre para extraer minerales.

Para los aztecas, la tierra y el sol habían sido previamente destruidos cuatro veces por los jaguares, el viento, la lluvia y el agua. El quinto castigo impuesto por sus dioses eran los terremotos. La cultura maorí en Nueva Zelanda creía que Ruumoko, el dios de los terremotos y volcanes, era un hijo de la madre tierra que quedó accidentalmente atrapado debajo de la superficie terrestre, siendo los terremotos una expresión de su enojo. En forma similar, la mitología japonesa considera que los terremotos son producidos por un gran pez lobo oculto en el fondo de los mares.

---

1 ATC/MCEER Joint Venture. 2001. Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b

La comunidad científica buscó explicaciones más racionales. Así es que Aristóteles propuso que la causa de los terremotos era vientos encerrados en cavernas subterráneas que eventualmente producían el movimiento de la tierra al escapar violentamente hacia la superficie. Esta teoría, aceptada por los científicos por más de 1500 años, llevó a la creencia de que los días calmos y calurosos eran más propensos a la ocurrencia de terremotos. Para explicar la ocurrencia de los terremotos, diversas teorías científicas se desarrollaron durante el siglo XIX y principios del XX.

Rossi propuso que el origen de los terremotos se debía a violentas tormentas de vapor de agua y gases provenientes del magma terrestre que se producían en el interior de la corteza. Esta idea se conoció como "teoría explosiva de los sismos". Otros sismólogos creyeron que la actividad sísmica estaba asociada a los movimientos de lava producidos por las erupciones volcánicas. Como se indica posteriormente, este tipo de terremotos se denominan volcánicos, sin embargo no son la fuente principal de sismos. De gran importancia fue el aporte de A. Von Humboldt quien distinguió el origen volcánico y tectónico de los terremotos y las investigaciones de E. Suess que mostraron por primera vez la relación entre los sismos y la formación de pliegues geológicos.<sup>1</sup>

#### **1.4 COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.**

El comportamiento de los materiales en las obras civiles ha sido estudiado ampliamente y están normalizados para el uso generalizado en la construcción, los materiales mas comunes, que se utilizan en las obras civiles es el concreto y el acero. En los materiales se debe tener en claro cual es el tipo de modelamiento que se va hacer, si es un modelamiento elástico o inelástico, ya que esto cambia la concepción del modelo y de su

---

<sup>1</sup> Historia del Universo tomo 3 ed. Limusa Cap 2.

análisis. Por simplificación del análisis los métodos de análisis antiguos se basan en modelos elásticos pero se debe tener en cuenta que no a todos los materiales la respuesta a grandes sismos se mantiene en el rango elástico sino que pasa al rango inelástico o plástico, el modelo inelástico es muy particular para cada edificación y hasta para cada elemento estructural, porque este comportamiento inelástico depende del tipo de material, sección transversal, configuración del refuerzo, etc. Para que estos elementos lleguen a rango inelástico se debe asegurar que el elemento no tenga una falla frágil y esto se logra dándole tenacidad y ductilidad, donde la **Tenacidad** es el área bajo la curva esfuerzo deformación hasta el punto de falla ver figura 1.1, y esto representa la capacidad de un material de absorber energía por unidad de volumen, y combinado con la **Ductilidad** que es la capacidad de un material de resistir deformaciones mas allá de donde los esfuerzos son linealmente proporcionales, es decir mas allá de donde los materiales son materiales elásticos de donde su comportamiento se rige por la ley de Hooke, el material no presenta fracturas, pero en realidad al combinar estas dos propiedades se obtiene un material que trabaja en el rango plástico, como los modelos actuales se representan con materiales y elementos elásticos, el trabajo que estos realizan en esta zona se toma en cuenta en el coeficiente de disipación de energía **R**, es la medida de la capacidad de disipación de energía, de una estructura o un elemento, cuando este es solicitado por cargas sísmicas y lo lleva a una respuesta en el rango plástico.

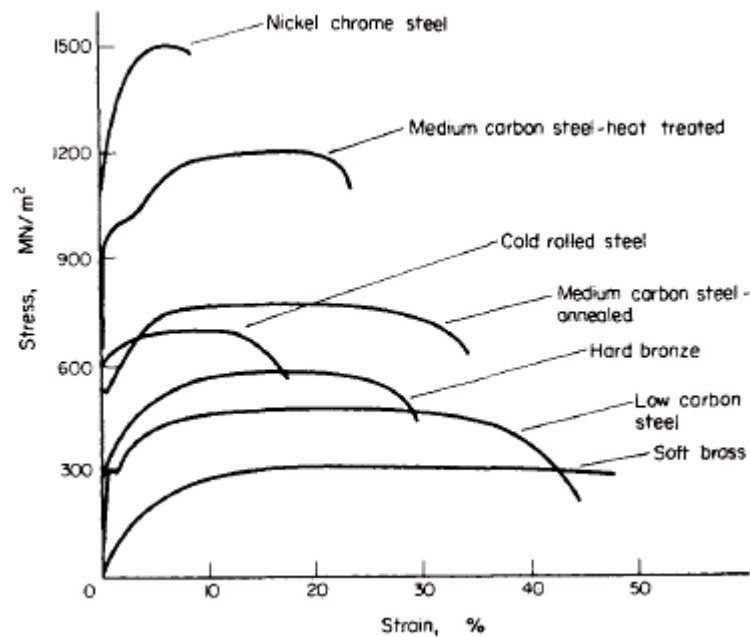


Figura 1.1<sup>1</sup> Comportamiento de diferentes tipos de aceros.

### 1.5 COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO REFORZADO.

El concreto reforzado es un material compuesto, y de esa composición de materiales se aprovecha lo mejor de ambos como es la capacidad de resistencia a la compresión del concreto, y su bajo costo, y la resistencia a la tensión del acero ver figura 1.2, el concreto reforzado es un material que resiste grandes cargas, resiste cargas de flexión, cortante, compresión y las combinaciones simultaneas de ellas, el elemento de concreto reforzado, dependiendo de la sollicitación, se diseña de una u otra forma por que cada material trabaja diferente por ejemplo, el concreto trabaja a compresión y resiste cierta cantidad de cortante, la tensión y el resto del cortante lo debe resistir el acero.

<sup>1</sup> Tomado de Mechanics of Materials 1, E.J. Eran, tercera edición.

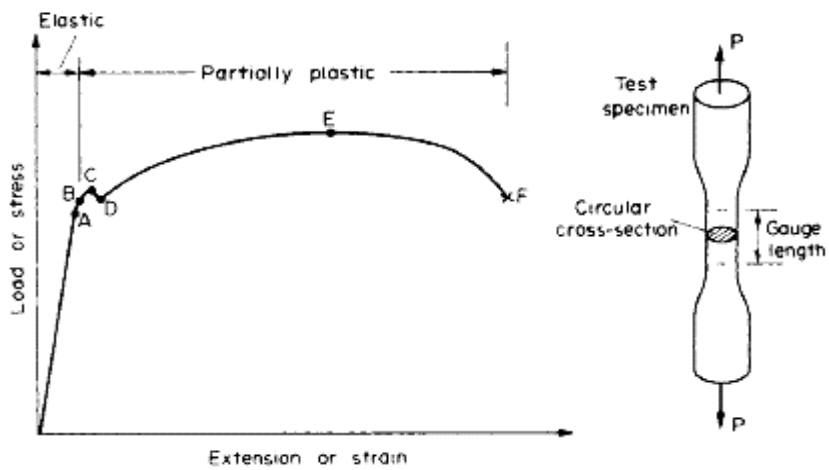


Figura 1.2<sup>1</sup> Comportamiento a tensión del acero estructural.

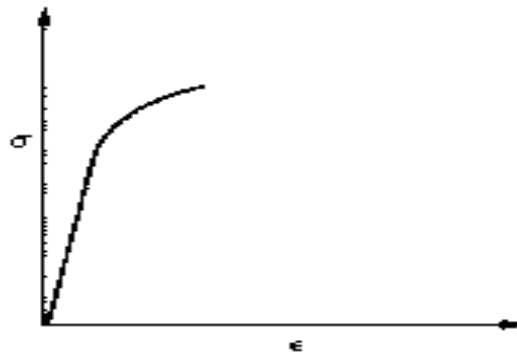


Figura 1.3<sup>1</sup> Comportamiento de un material frágil.

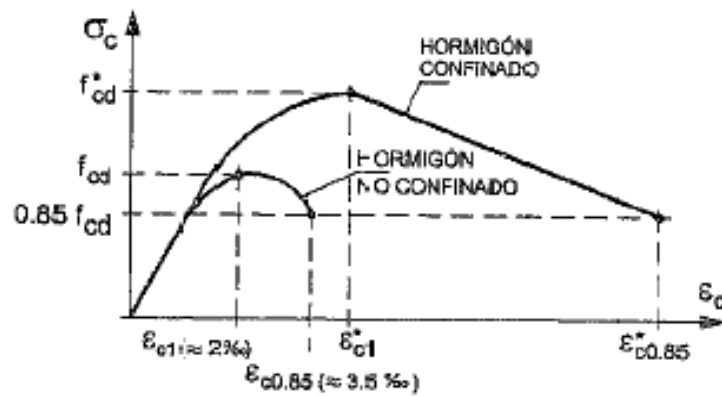


Figura 1.4<sup>2</sup> Comportamiento del concreto reforzado, con y sin estribos transversales.

1 tomado de Mechanics of Materials 1, E.J. Eran tercera edición.

2 tomado de proyecto y calculo de hormigón, Dr J. Calavera, tomo 2

El concreto que es un material frágil ver Figura 1.3, al combinarlo con ciertos criterios con el acero estructural que tiene una gran capacidad de fluencia se busca que falle de forma plástica ver figura 1.4. El concreto tiene una curva de esfuerzo deformación característica de un material frágil, esta es lineal hasta el  $0.5f'c$  donde se calcula  $E_c$ , y de allí se incrementa hasta un valor máximo de  $f'c$  donde el concreto falla de forma frágil, con una deformación  $\epsilon_0$  ver figura 1.4, luego la rigidez decrece hasta un punto  $f'u$  con una deformación  $\epsilon_u$ , ese es el efecto sobre el concreto cuando trabaja a compresión si el elemento trabaja a tensión, el que asume estos esfuerzos es el acero como ya se dijo, el modulo de fluencia a tensión del acero de refuerzo  $E_s$  se calcula también de la parte recta de la curva esfuerzo deformación, desde el punto cero, al punto A de la Figura 1.2, y el esfuerzo ultimo del rango elástico de fluencia es  $f'y$ , punto C, el acero de refuerzo debe ser corrugado para que halla la suficiente área de adherencia y trabe mecánico, para que los dos materiales trabajen como uno solo.

Los materiales como el concreto reforzado en realidad no se comportan siguiendo la ley de Hooke, es decir en forma elástica, sino su comportamiento es cercano al elástico hasta el punto  $f'c$ , que es esfuerzo máximo a compresión, y de allí el comportamiento cambia a un material en fluencia el cual tiene grandes deformaciones con poca carga, hasta cuando llega a la carga de ruptura o ultima en la cual el material se rompe. Para que el concreto entre a un rango plástico no solamente necesita del refuerzo longitudinal del acero para la resistencia de los esfuerzos a tensión, también necesita de un apropiado refuerzo transversal de confinamiento ya que este refuerzo crea una zona confinada de concreto donde el concreto no puede salir ni degradarse, al fallar a compresión, y esto genera una resistencia adicional en el rango plástico, ver los detalles en la Figura 1.4.

El concreto reforzado ante una carga sísmica tiene un comportamiento histerético, ya que la carga sísmica por su naturaleza de onda tiene un comportamiento cíclico, es decir que la carga se carga en un sentido y después se devuelve en sentido contrario, haciendo que una parte del elemento primero trabaja a tensión y luego trabaje a compresión, si el concreto no tuviera un adecuado refuerzo transversal, o no tuviera refuerzo longitudinal en un sentido el elemento falla de forma frágil, por falta de tenacidad del material.<sup>1</sup>

## **1.6 BASES DE SISMOLOGÍA.**

### **1.6.1 Tipos de terremotos.**

Actualmente se reconoce que el mecanismo principal que desencadena los terremotos está asociado a la deformación de la corteza rocosa que forma el estrato externo de la Tierra. El estado tensional inducido en los materiales sólidos origina deformaciones que se traducen en: (1) cambio en el tamaño y/o forma del material, y (2) fractura del material.

Si el sólido es sometido a un estado tensional reducido, las deformaciones desaparecen cuando las tensiones se eliminan (proceso reversible, deformación elástica). Si las tensiones aplicadas exceden el límite elástico el material fluye plásticamente, presentando deformaciones permanentes cuando las tensiones son eliminadas, generando una disipación de energía. Las rocas ubicadas a grandes profundidades se deforman generalmente en forma plástica debido a las condiciones de alta presión y temperatura existentes. Contrariamente, las rocas localizadas

---

<sup>1</sup> Tesis, MODELAMIENTO INELASTICO PARA DETERMINAR EL NIVEL DE COMPORTAMIENTO, Cesar A. Gálvez, Rafael E. Carrillo, 2003.

cerca de la superficie sufren una falla frágil (fractura) cuando su capacidad de deformación es excedida. La resistencia a la ruptura de la roca depende principalmente de su resistencia a la compresión y tracción, temperatura, presión de confinamiento, presencia de líquidos, velocidad y duración del proceso de deformación. Como resultado de las deformaciones de la corteza terrestre se originan fallas, es decir zonas de fractura a lo largo de las cuales se producen movimientos relativos.

Estos desplazamientos representan el mecanismo desencadenante de los sismos denominados tectónicos. Es decir que el movimiento de la falla produce el terremoto y no viceversa.

La zona en el interior de la corteza donde se originan las ondas sísmicas se denomina hipocentro. Estas ondas se propagan hasta alcanzar la superficie provocando el movimiento oscilatorio irregular del suelo que es típico de este fenómeno. El punto teórico sobre la superficie, determinado por un radio terrestre que pasa por el hipocentro, se denomina epicentro. La idealización del hipocentro como un foco de ondas es sólo una aproximación. En realidad el desplazamiento relativo de la falla se produce a lo largo de una zona que puede ser muy extensa. Por ejemplo la falla de San Andrés, en Estados Unidos, origina terremotos a lo largo de una línea de más de 400 Km. En el terremoto de Alaska de 1964 el desplazamiento de la falla ocurrió a lo largo de aproximadamente 600 Km. La mayoría de los terremotos se producen debido a desplazamientos internos de la corteza (sismos tectónicos), pero también pueden originarse debido a la actividad volcánica que produce movimientos violentos de lava y roca, y por el derrumbe natural de cavernas subterráneas. Además la actividad humana puede originar terremotos a través de explosiones accidentales o provocadas (pruebas nucleares) o bien por la alteración significativa de las condiciones en amplias zonas (por ejemplo debido a la construcción de presas). Por lo tanto, los terremotos pueden clasificarse, teniendo en cuenta su origen, en

tectónicos, volcánicos, por derrumbamientos o artificiales. Existen casos particulares de sismos, generalmente leves, que pueden originarse por otras causas, como ser el impacto de un meteorito (Siberia, 1908), grandes deslizamientos de tierras (deslizamiento del monte Pamir, 1911) o colapso de una presa.

De acuerdo a la profundidad del foco o hipocentro los terremotos pueden clasificarse en cuatro tipos: (1) superficiales, con profundidades menores de 20 Km., (2) someros, entre 20 y 70 Km., (3) intermedios, entre 70 y 300 Km., y (4) profundos, con profundidades mayores de 300 Km. Esta clasificación es sólo indicativa, pudiendo variar entre distintas zonas sísmicas. Los terremotos superficiales son los que producen mayor daño y destrucción, representando el 75% del total de la energía sísmica liberada anualmente.

Otro criterio para clasificar los terremotos es en base al lugar, relativo a las placas tectónicas, en el que se producen. Los sismos ínter placa son aquellos generados en los bordes o límites de las placas litosféricas, mientras que los sismos intra placa son los que se producen en fallas geológicas locales alejadas de los bordes de las placas.

### **1.6.2 Tipos de Fallas.**

Se denomina falla geológica al plano de fractura de la roca de la corteza terrestre, a través del cual se han producido desplazamientos relativos. Durante un sismo, un bloque de la corteza terrestre se mueve con respecto al bloque adyacente. El movimiento relativo de los bloques puede ser vertical, horizontal o combinado ver figura 1.5 y se denomina rechazo de la falla. Cuando la falla intercepta la superficie terrestre se manifiesta en forma más o menos aparente, formando la traza de la falla.

Sin embargo, los vestigios superficiales de la falla tienden a desaparecer por acción de la erosión, presencia de vegetación o actividad humana.

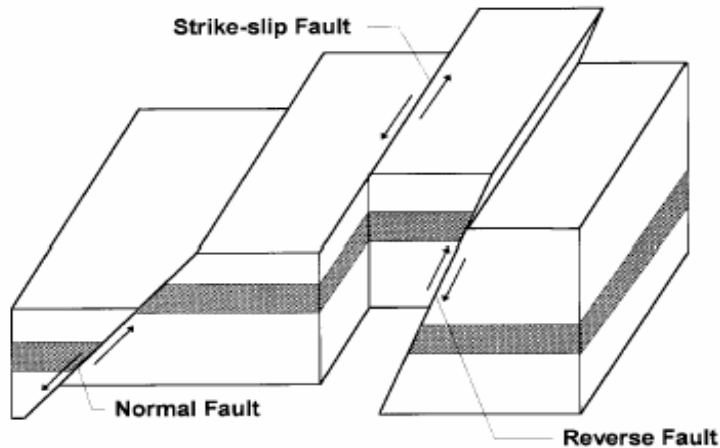


Figura 1.5<sup>1</sup> Tipos de fallas

Los distintos tipos de falla pueden clasificarse en cuatro grupos principales, según sea el tipo de movimiento relativo:

**Falla transcurrente (o de rumbo):** el movimiento se produce fundamentalmente en la dirección horizontal dado que los dos bloques se desplazan lateralmente con sentidos opuestos.

**Falla normal:** se produce cuando el plano de falla es oblicuo respecto al horizonte y los bloques adyacentes están sometidos a tensión. En este caso el movimiento es predominante en la dirección vertical, y las fuerzas inducidas en la roca son perpendiculares a la falla.

**Falla inversa:** se produce cuando el plano de falla es oblicuo respecto al horizonte y los bloques adyacentes están sometidos a compresión.

**Falla vertical:** es un tipo particular de falla normal o inversa en la cual el plano de falla y el movimiento relativo entre los bloques es predominantemente vertical.<sup>2</sup>

<sup>1</sup> tomado de Structural Engineering Handbook, Chen Wai-Fah 1999, pag. 5.6

<sup>2</sup> Tesis, MODELAMIENTO INELASTICO PARA DETERMINAR EL NIVEL DE COMPORTAMIENTO, Cesar A. Gálvez, Rafael E. Carrillo, 2003.

### **1.6.3 Ondas Sísmicas.**

Cuando las rocas de la corteza terrestre se fracturan, o se desplazan en forma brusca, por acción de las fuerzas tectónicas se libera una gran cantidad de energía en forma repentina. Esta energía es disipada principalmente en forma de calor, mientras que otra parte se irradia como ondas sísmicas. Las ondas sísmicas se propagan desde el foco o hipocentro, en todas las direcciones y hacen vibrar la superficie de la Tierra, siendo percibida por las personas como temblores (movimientos de baja o mediana intensidad) o terremotos (movimientos fuertes que originan daños).

De acuerdo al medio en el que se propagan las ondas sísmicas pueden dividirse en ondas internas o de cuerpo y ondas superficiales. Las ondas de cuerpo se propagan a través del interior de la Tierra y pueden subdividirse en:

**Ondas primarias u ondas P:** que hacen vibrar una partícula en el sentido de propagación de la onda, originando compresiones y dilataciones del medio en el cual se transmiten. El movimiento de estas ondas es similar al del sonido y por ello también se las denomina ondas de compresión. Cuando las ondas P alcanzan la superficie, parte de la misma se transmite a la atmósfera como ondas sonoras, las que pueden ser percibidas por animales o personas

**Ondas secundarias u ondas S:** que hacen vibrar una partícula horizontalmente en sentido perpendicular a la dirección de propagación, produciendo esfuerzos de corte en el medio en el que se transmiten. Dada sus características, este tipo de onda no puede propagarse en medios líquidos (como los océanos o el núcleo externo de la Tierra).

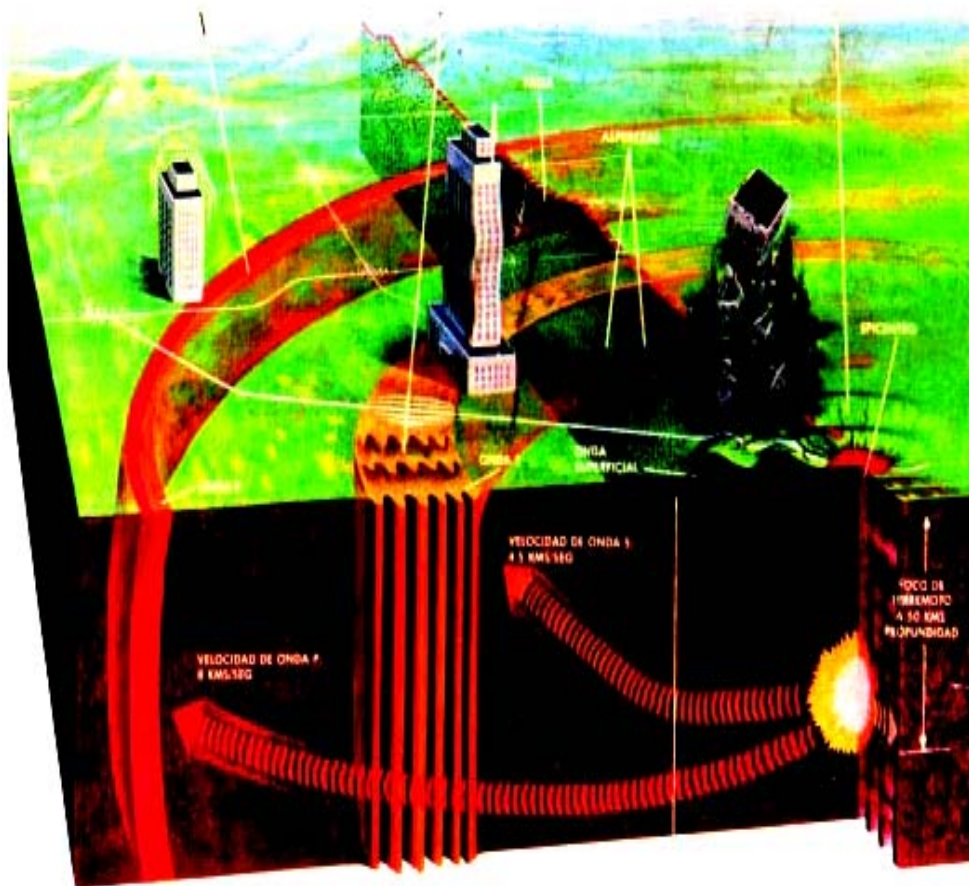
Las ondas P se propagan con velocidades mayores que las ondas S originadas por el mismo sismo. Las velocidades de propagación dependen fundamentalmente de las características del medio (densidad, módulo de incompresibilidad y módulo de rigidez). Como ejemplo, se

indican las velocidades típicas de las ondas P,  $V_p$ , y de las ondas S,  $V_s$ , en dos medios diferentes:

Granito:  $V_p = 5.5 \text{ km/s}$   $V_s = 1.5 \text{ km/s}$

Agua:  $V_p = 1.5 \text{ km/s}$   $V_s = 0 \text{ km/s}$

La diferencia de velocidad de propagación es de fundamental importancia para ubicar el epicentro de un sismo. Para ello, los sismólogos usan registros del desplazamiento del terreno en función del tiempo (sismogramas) y midiendo la diferencia de tiempo entre la llegada de las



**Figura 1.6<sup>1</sup> Efecto de la carga gravitacional en el comportamiento sísmico de componentes estructurales.**

---

<sup>1</sup> Adaptada de ATC-40

ondas P y S pueden determinar la distancia desde la estación de registro a la que se produjo el sismo (pero no la dirección). Combinando los resultados de por lo menos tres estaciones se puede ubicar mediante un proceso similar a una triangulación la ubicación del epicentro ver figura 1.6.

El segundo grupo de ondas se denomina ondas de superficie porque se propagan solamente en la superficie terrestre, esto es en una zona de la corteza que puede alcanzar hasta 30 km de profundidad. Las ondas superficiales son las responsables principales del daño ocasionado por los terremotos sobre las construcciones. Pueden distinguirse dos tipos de ondas S, de acuerdo al movimiento que originan:

**a. Ondas Love:** cuyo movimiento es similar al de las ondas S, haciendo que el terreno se desplace en sentido perpendicular a la dirección de propagación sin movimiento vertical.

**b. Ondas Rayleigh:** cuyo movimiento es similar al de las ondas en la superficie del agua, esto es desplazando una partícula sobre un plano que apunta en dirección de la trayectoria de las ondas con un movimiento elíptico horizontal y vertical simultáneamente.

Las ondas se propagan en el interior de la Tierra y en su superficie de acuerdo a las leyes generales de la física de ondas, de modo que al encontrar discontinuidades en su recorrido se reflejan y refractan como las ondas luminosas o sonoras. En un punto cualquiera sobre la superficie, el movimiento originado por un terremoto resulta de la compleja superposición de ondas de distinto tipo (de cuerpo o superficiales) y de distinto origen, dado que algunas provienen directamente del foco y otras son el resultado de ondas que se reflejan o refractan en las interfaces o discontinuidades existentes en la Tierra.

#### **1.6.4 Escalas de magnitud.**

La magnitud es una medida cuantitativa e instrumental del tamaño o importancia de un evento sísmico, estando relacionada con la energía liberada durante el proceso de ruptura de la falla. A diferencia de la intensidad, la magnitud es independiente del sitio de observación y de factores subjetivos. La escala de magnitud original fue desarrollada por Charles Richter en 1935 en base a su trabajo de investigación en el Instituto Tecnológico de California. La magnitud Richter se define como:

$$\log A - \log A_o = M_o$$

Ecuación 1-1

donde A es la máxima amplitud (expresada en mm) registrada por un sismógrafo Wood-Anderson ubicado a 100 Km. del epicentro y  $A_o$  es la máxima amplitud de un sismo de referencia ( $A_o = 0.001$ ).

La escala de magnitud ideada por Richter representó un paso fundamental en la medición instrumental de los terremotos. Sin embargo, esta escala presenta ciertos inconvenientes debido a que tienen que usarse solamente sismógrafos del tipo Wood-Anderson y la escala es válida para sismos superficiales producidos a no más de 600 Km. de la estación sismológica (por esta razón la magnitud de Richter también se denomina magnitud local, ML). Debido a estos inconvenientes, Richter y Gutenberg desarrollaron posteriormente otras dos escalas de magnitud, conceptualmente similares a la anterior, que están asociadas a las amplitudes del trazo producido por ondas de cuerpo y de superficie, incorporando además factores de corrección para tener en cuenta distintos tipos de instrumentos.

## **2 PUENTES**

### **2.1. RESEÑA HISTÓRICA**

Los puentes son elementos muy importantes en el sistema de transporte moderno. Los recientes terremotos, particularmente en 1989 Loma Prieta, en 1994 de Northridge en California, en 1995 El Hyogo-Ken el terremoto de Nanbu en Japón, en 1999 el terremoto de Jiji en el Taiwán, y en 1999 Kocaeli, el terremoto en Turquía, ha causado el colapso de, o el daño severo a, un número considerable de grandes puentes [Moehle y Eberhard, 2000; Yashinsky, 2000]. Desde el terremoto de 1989 Loma Prieta en California [Housner, 1990], la investigación extensa [Caltrans, 1991, 1993, 1994, 1996, 1998, 2001; FHWA, 1995, 1997; Kawashina y Unjoh, 1997; Estacione, 1994; Astaneh-Asl y Roberts, 1993, 1997; Housner, 1994; El Priestley et al., 1996; FHWA-NSF, 2000] se ha dirigido en el diseño sísmico y modificación de puentes en Japón y los Estados Unidos, sobre todo en California, en donde se han hecho las principales investigaciones y aportes en este campo.

### **2.2. TIPO DE DAÑO DE LOS TERREMOTOS A LOS PUENTES.**

Los terremotos pasados han mostrado que el daño inducido a los puentes, pueden tomar muchas formas, dependiendo del movimiento de tierra, las condiciones del sitio, la configuración estructural, y detalles específicos del puente [Moehle y Eberhard, 2000]. El Daño dentro de la

superestructura raramente es la causa primaria del colapso. La mayoría del daño severo a los puentes ha tomado uno de las siguientes formas [Moehle y Eberhard, 2000]:



**Figura 2.1<sup>1</sup> Colapso de la porción este del puente de san francisco en la bahia Oakland en el sismo de Loma Prieta en 1989.**

- Derribamiento de la superestructura debido a rotulas en la luz o los apoyos simples debido a la inadecuada longitud del asiento o restricciones. El sesgó, la curvatura, o la compleja configuración además aumenta la vulnerabilidad. Figura 2.1 muestra los derrumbes de la placa superior e inferior de la porción oriental del Puente en la Bahía San Francisco-Oakland (SFOBB) en el terremoto de Loma Prieta en 1989 que

---

<sup>1</sup> Structural Engineering Handbook Ed. Chen Wai-Fah Boca Raton: CRC Press LLC, 1999

puede atribuirse al apoyo fijo, el daño del perno de anclaje que permiten el movimiento en esta dirección. Figura 2.2 muestra el colapso I-5 el Cañón de Gavin Undercrossing en el terremoto de 1994 de Northridge, que puede atribuirse a complejidades geométricas que se atribuye al ángulo de sesgo de  $66^\circ$  de los estribos, las juntas de expansión, y un ancho del asiento de 300mm inadecuado. Para los puentes simplemente apoyados, esta falla es la más probable cuando el movimiento de tierra induce al movimiento relativo entre las luces y sus apoyos.

- La Columna falla quebrándose debido a las deficiencias en el diseño del cortante y la ductilidad inadecuada. En columnas de concreto reforzado, el diseño inadecuado a cortante y de ductilidad normalmente proviene del inadecuado refuerzo lateral y del confinamiento. Figura 2.3 muestra los 600m, de derrumbe de la Autopista de Hanshin en el 1995 Hyogo-Ken Nanbu el terremoto de Japón. Estas fallas se atribuyeron a las deficiencias en el diseño del cortante y a la pobre ductilidad. En las columnas de acero, la inadecuada ductilidad normalmente proviene del buckling local progresivo, fractura, y el buckling global que es llevado hasta el derrumbe.

- Las Únicas fallas en las estructuras complejas. La Figura 2.4 muestra los colapsos del Viaducto Calle Ciprés en 1989 en el terremoto de Loma Prieta de donde la única vulnerabilidad era el reforzamiento inadecuado del pedestal sobre el primer nivel. En el balancín da las inclinaciones de la columna, la vulnerabilidad puede estar en el cruce de vigas o en el nodo de viga-columna.



**Figura 2.2<sup>1</sup> Colapso del cruce del cañon Gavin en California en el sismo de northridge en 1994.**



**Figura 2.3<sup>1</sup> Colapso de la autopista Hanshin en el sismo de Hyogo-Ken en Nanbu Japon en 1995.**

---

<sup>1</sup> Structural Engineering Handbook Ed. Chen Wai-Fah Boca Raton: CRC Press LLC, 1999



**Figura 2.4<sup>1</sup> Colapso del viaducto Cypresen California en el sismo de Loma Prieta en 1989.**

## **2.3. BASES DEL MODELAMIENTO INELÁSTICO**

### **2.3.1. Evolución del diseño:**

El diseño sísmico de puentes ha estado mejorando y adelantándose, basado en los resultados de investigación y lecciones aprendidas de los terremotos del pasado. En los Estados Unidos, antes del terremoto de 1971 en San Fernando, el diseño sísmico de puentes de carretera era parcialmente basado en los requisitos de fuerza laterales para los edificios, igual que en Colombia.

Las cargas laterales fueron consideradas del nivel del 2 al 6% de las cargas muertas. En 1973, el Departamento de California de Transporte (Caltrans) desarrolló un nuevo criterio de diseño sísmico relacionando el sitio, la respuesta sísmica de la tierra al sitio, y las características dinámicas de los puentes. La Asociación americana de Estado

---

<sup>1</sup> Bridge Engineering Handbook, Chen, W.F. and Duan, L., CRC Press, Boca Raton, FL, Eds. 2000.

De La carretera y Oficiales del Transporte (AASHTO) modificaron el Caltrans<sup>1</sup> 1973 ligera y provisionalmente, y las adoptó como especificaciones interinas. En 1981 el Concilio de Tecnología Aplicado (ATC) desarrolló las pautas, ATC 6, para el diseño sísmico de puentes [ATC, 1981]. AASHTO adoptó en 1983 el ATC 6 como la guía para las especificaciones y después, en 1991, lo incorporó en *Las Especificaciones normales para Los puentes de Carretera* [1996], en Colombia el ministerio de transporte y el fondo de caminos vecinales expidieron una cartilla de puentes tipo, con la que se construían los puentes cortos o simples, si el puente tenía una configuración distinta a la de los puentes de la cartilla se diseñaban basándose en el código de AASHTO de la época.

Antes del terremoto de 1989 en Loma Prieta, se diseñaron puentes en California usando un nivel simple, el modelamiento se basó, en el diseño basado en fuerza, y “no-colapso” como filosofía de diseño. Las cargas sísmicas eran determinadas basándose en un juego de condiciones del terreno, y una colección de cuatro espectros de respuesta de aceleración normal basados en el sitio (ARS). Se analizaban las estructuras usando el método elástico multimodal tridimensional con el espectro de respuesta dinámico. Los componentes estructurales fueron diseñados usando un factor de reducción Z, para reducir las fuerzas sísmicas y tener en cuenta la ductilidad y la disipación. Se requirieron los refuerzo de confinamiento transversales mínimos [Caltrans, 1990].

En Japón, el diseño sísmico para puentes de carretera empezó en 1924, 1 año después del terremoto de 1923 en Granes Kanto. En 1971 fue publicado el moderno manual, *Las especificaciones para el Diseño Sísmico de Puentes de Carretera*, que introdujo el método de diseño para la licuefacción de la tierra y los dispositivos de prevención del colapso. En

---

<sup>1</sup>Caltrans. 2001a. Seismic Design Criteria, Version 1.2, California Department of Transportation, Sacramento,CA, December.

1980 estaba revisado e integrado como “la Parte V: El Diseño sísmico”, en el Diseño Especificaciones de Puentes de la Carretera, incluyendo un método primitivo de chequeo para la ductilidad de pilas de concreto reforzado. En 1990 se modificó más allá al recomendar un método detallado de chequeo de ductilidad para las pilas de concreto reforzado, la licuefacción de la tierra, el análisis de la respuesta dinámica, y el diseño detallado. Después del terremoto destructivo de 1995 Hyogo-ken de Nanbu, las características técnicas del diseño sísmico de puentes fueron completamente revisadas y renovadas, comprendidas en las Especificaciones Diseño de Puentes de Carretera [Asociación de Caminos de Japón, 1996] se publicó en 1996. El procedimiento de diseño, pasó del método del coeficiente sísmico tradicional al método de diseño de ductilidad. Una discusión detallada puede encontrarse en “El Diseño Sísmico Práctico en Japón” por Unjoh [2000].

Desde 1989, el criterio de diseño especificado en Caltrans BDS [1990], y algunos manuales de diseño [Caltrans, 1995a, 1995b, 1999, 2000] se ha puesto al día para reflejar los recientes resultados de la continua investigación y el desarrollo en el campo del diseño sísmico de puentes. Caltrans ha estado cambiando hacia un diseño basado en desplazamiento, este acercamiento da énfasis al diseño de capacidad. El diseño de un proyecto específico basado en el criterio de comportamiento [Caltrans, 1997, 1999; 1995], se ha desarrollado para los puentes importantes en California desde 1989. FHWA puso al día su manual *El Diseño sísmico y Manual de Modificación para los Puentes de Carretera* en 1995 [FHWA, 1987, 1995]. ATC publicó las recomendaciones mejoradas del criterio de diseño sísmico para los puentes de California en 1996 [ATC, 1996], y para la estructura de puentes y carreteras de EE.UU. y [Rojahn et al., 1997] en 1997. El Caltrans publicó el comportamiento basado en el **Criterio de desplazamiento para el Diseño Sísmico (SDC)** Versión 1.2 [Caltrans, 2001a] que se enfoca principalmente en los

puentes de hormigón, y la *Guía las Especificaciones para el Diseño Sísmico de Puentes de Acero* [Caltrans, 2001b] en el 2001. El más reciente, el **NCHRP 12-49** el equipo desarrolló un nuevo juego de Pautas en LRFD, para el diseño sísmico de puentes de carretera [ATC/MCEER, 2001], compatible con el AASHTO LRFD Las *Especificaciones de Diseño de puente* [AASHTO, 1998-2000].

Como se puede ver los adelantos Significativos en la ingeniería sísmica han sido hechos durante esta última década del siglo veinte por organizaciones de EE.UU. como la AASHTO, y el ATC y del Japón. En Colombia el diseño de puentes se basa en el CCP 200-94, que es una traducción del AASHTO de 1989, el cual no tenía incorporado el diseño por desplazamientos sino se diseña para el **no-colapso**.

### ***2.3.2. Objetivos de Comportamiento.***

Para el modelamiento del puente se debe definir primero en que estado se quiere que quede el puente después del sismo, es decir, el estado de daño de la estructura después del sismo, estos objetivos depende del uso de la vía, la importancia de la vía, y la importancia y el costo de reparación o el de pérdida del puente.

La selección de estos objetivos intervienen en casi todas las decisiones del diseño, ya que sobre estos se basa la caracterización de las demandas sísmicas, las técnicas analíticas para predecir las respuestas a esas demandas sísmicas, y lo más importante los criterios de revisión de comportamiento de la estructura. Estos objetivos según el ATC-40 se dividen en:

*Objetivos de Seguridad Básica (BSO)*

*Objetivos de Comportamiento Mejorados (ERO)*

*Objetivos de Comportamiento Limitados (LRO)*

Los objetivos buscan satisfacer una combinación, de amenazas sísmicas, y de niveles de comportamiento de elementos principales y secundarios.

### 2.3.3. Nivel de Comportamiento.

Son los niveles de daño esperados en la estructura ante un sismo, para la combinación de elementos estructurales, primarios y secundarios, como respuesta a un movimiento sísmico específico ver Tabla 2.1.

Tabla 2-1.<sup>1</sup> Niveles de Comportamiento Estructural en edificaciones.

NIVELES DE COMPORTAMIENTO EN EDIFICACIONES						
Niveles de Comportamiento	Niveles de Comportamiento Estructural					
	Ocupación Inmediata SP - 1 ▼	Control de Daño SP - 2 ▼	Seguridad de La Vida SP - 3 ▼	Seguridad Limitada SP - 4 ▼	Estabilidad Estructural SP - 5 ▼	No Considerado SP - 6 ▼
Operacional NP - A ▶	Operacional 1 - A	2 - A	NR	NR	NR	NR
Ocupación Inmediata NP - B ▶	Ocupación Inmediata 1 - B	2 - B	3 - B	NR	NR	NR
Seguridad de la Vida NP - C ▶	1 - C	2 - C	Seguridad de la Vida 3 - C	4 - C	5 - C	6 - C
Riesgos Reducidos NP - D ▶	NR	2 - D	3 - D	4 - D	5 - D	6 - D
No Considerado NP - E ▶	NR	NR	3 - E	4 - E	Estabilidad Estructural 5 - E	No Aplicable

NR = NO RECOMENDABLE

<sup>1</sup> Adaptada de ATC40<sup>1</sup>.

Los niveles y rangos de comportamiento de elementos estructurales toman un gran espectro de daños en los elementos, y se definen en tres niveles de comportamiento y dos rangos intermedios y un nivel adicional donde no se considera el comportamiento estructural.

Ocupación Inmediata (IO) *nivel 1*

Control de Daño (DC) *rango 1*

Seguridad de la Vida (LS) *nivel 2*

Seguridad limitada (LS) *rango 2*

Estabilidad limitada (SS) *nivel 3*

No Considerado (NC)

En los códigos actuales el nivel de comportamiento se tiene en cuenta casi sin saberlo, por que esta implícito dentro de ellos, para seleccionar los niveles se debe basar en los objetivos de comportamiento propuestos para le estructura.

#### **2.3.4. Diseño basado en No-Colapso.**

La filosofía del diseño de puentes básica es prevenir el colapso durante los terremotos severos [Caltrans, 1995a, 1995b, 1999, 2000, 2001a, 2001b,; ATC/MCEER, 2001], eso tiene sólo una probabilidad pequeña de ocurrir durante la vida útil del puente, como se muestra en la Tabla 2.2. Para prevenir el colapso, se usan normalmente dos modelamientos alternativos en el diseño. El primero es un acercamiento convencional basado en fuerza, dónde el factor de ajuste  $Z$  para la valoración de la ductilidad y el riesgo [Caltrans, 1990], o el factor de modificación de respuesta  $R$  [AASHTO, 1996; ATC/MCEER, 2001], se aplica a fuerzas de miembros elásticos obtenidos de un análisis de espectros de respuesta o un análisis estático equivalente. El segundo acercamiento es más reciente, es el modelamiento basado en desplazamiento [Caltrans, 1999,

2001a] donde los desplazamientos son una consideración importante en el diseño. Esta es la metodología de diseño que se aplica actualmente en Colombia no solamente para los puentes en el CCP 200-94 si no también en edificaciones con la NSR 98.

Tabla 2-2<sup>1</sup> Tipos de sismos con su probabilidad de excedencia, para el diseño.

SISMO	VIDA UTIL	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	PERIODO DE RETORNO
Frecuente	30 años	50%	43 años
Ocasional	50 años	50%	72 años
Raro	50 años	10%	475 años
Muy Raro	100 años	10%	970 años

### 2.3.5. Diseño basado en el Comportamiento.

Después del terremoto de 1989 en Loma Prieta, los ingenieros de puentes [Housner, 1990] han enfrentado tres desafíos esenciales:

- Garantizar que los riesgos por un terremoto propuestos para la nueva construcción son aceptables.
- Identificar y corregir las condiciones de seguridad sísmica inaceptables en las estructuras existentes.
- Desarrollar y llevar a cabo rápido, eficaz, y económicamente, el mecanismo de la rehabilitación, para recuperar la integridad estructural después de los terremotos perjudiciales.

El criterio específico del proyecto basado en el comportamiento [Caltrans, 1997, 1999], representado por la **Curva de Capacidad** y se define como, la curva que relaciona la aceleración espectral  $S_a$ , que es capaz de soportar un edificio, con el desplazamiento espectral,  $S_d$ . esta curva se obtiene a partir de la curva de capacidad resistente que relaciona el cortante basal,  $V$ , con el desplazamiento espectral máximo en cubierta de un edificio.  $D_t$ . Este procedimiento se suele obtener el método de Push Over como lo muestra al grafica 2.5.

<sup>1</sup> tomado del ATC 40.

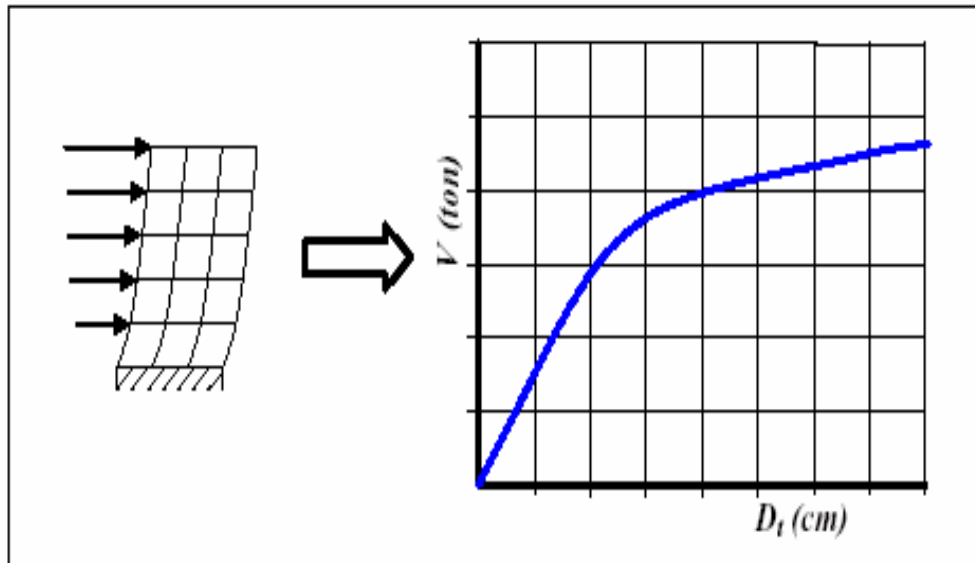
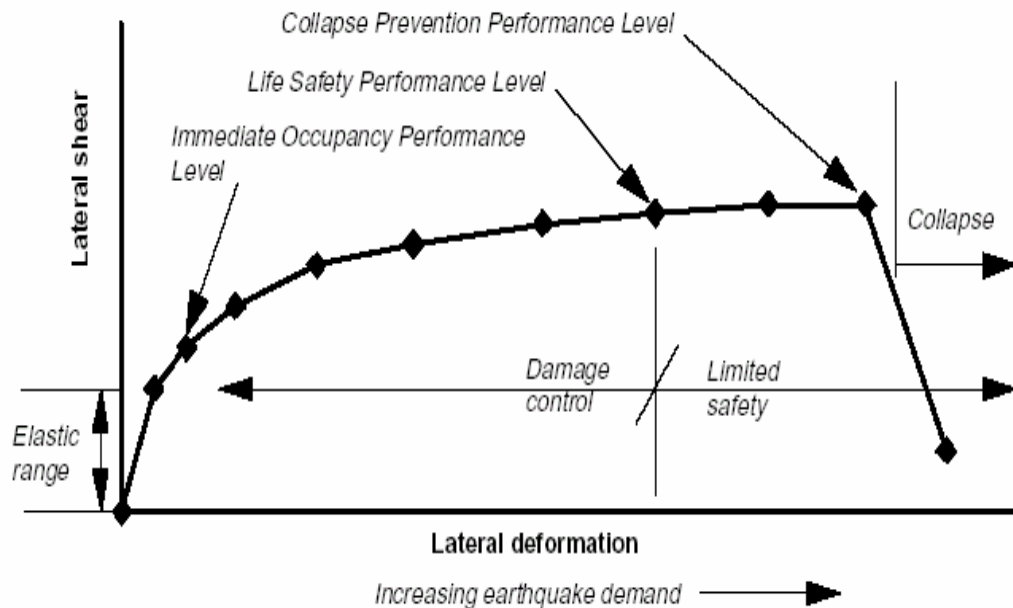


Figura 2.5 <sup>1</sup>Representación del Push Over y de la curva de capacidad resistente

El memorando de diseño [Caltrans, 1999] se ha desarrollado y se ha llevado a cabo, para el diseño y modificación de los puentes importantes por ingenieros de puentes de California. Estos criterios basados en el comportamiento específico del sitio incluye las pautas para el desarrollo de estimaciones de movimiento de tierra como **la Curva de Comportamiento**, o espectro de amenaza uniforme, se define como la curva que une las aceleraciones espectrales asociadas independientemente a cada período estructural con una probabilidad de excedencia dada en un tiempo determinado y para un cierto factor de amortiguamiento con respecto al crítico, es decir que es la curva que une las aceleraciones espectrales, asociadas al mismo período de retorno, trabajando cada período estructural independientemente (Jaramillo 2002), con esta curva se realiza el análisis de Capacidad, junto con la curva de Comportamiento, y así evitar el modo de falla frágil, procedimientos racionales para el diseño a cortante de juntas de concreto y la definición de estados límite para varios objetivos de comportamiento [Housner, 1994]. El criterio basado en el comportamiento normalmente requiere de

<sup>1</sup> tomado del ATC 40.

dos niveles de diseño. El primero nivel de diseño es asegurar el comportamiento (servicio) de un puente en eventos de terremoto, que tienen la magnitud relativamente pequeña pero pueden ocurrir varias veces durante la vida útil del puente.



**Figura 2.6<sup>1</sup> Comportamiento de estructuras dúctiles en un análisis no lineal**

El segundo nivel de diseño es lograr el comportamiento (de no colapso) de un puente bajo los terremotos severos ver figura 2.6, que tienen sólo una probabilidad pequeña de ocurrir durante la vida útil del puente. El criterio basado en el comportamiento específico del sitio debe incluir, las pautas para el desarrollo del diseño por capacidad que evite los modos de falla frágiles, procedimientos racionales para el diseño a cortante de juntas de hormigón, y la definición de estados límite para varios objetivos de comportamiento. Figura 2.7, muestra un diagrama de flujo para el desarrollo del criterio de diseño sísmico basado en el comportamiento.

<sup>1</sup> Tomado de FEMA 274 NEHRP Comentario on the guidelines for the seismic Rehabilitation pag 2-7

## 2.4 DISEÑO SÍSMICO CONCEPTUAL.

El diseño de puentes es un proceso de la ingeniería complejo que involucra la consideración de numerosos factores importantes, como los sistemas de puentes, materiales, dimensiones, fundaciones, estética, y el paisaje local y el ambiente rodeado [Priestley et al., 1996; Troitsky, 2000]. Seleccionando apropiadamente un terremoto a resistir, para resolverse

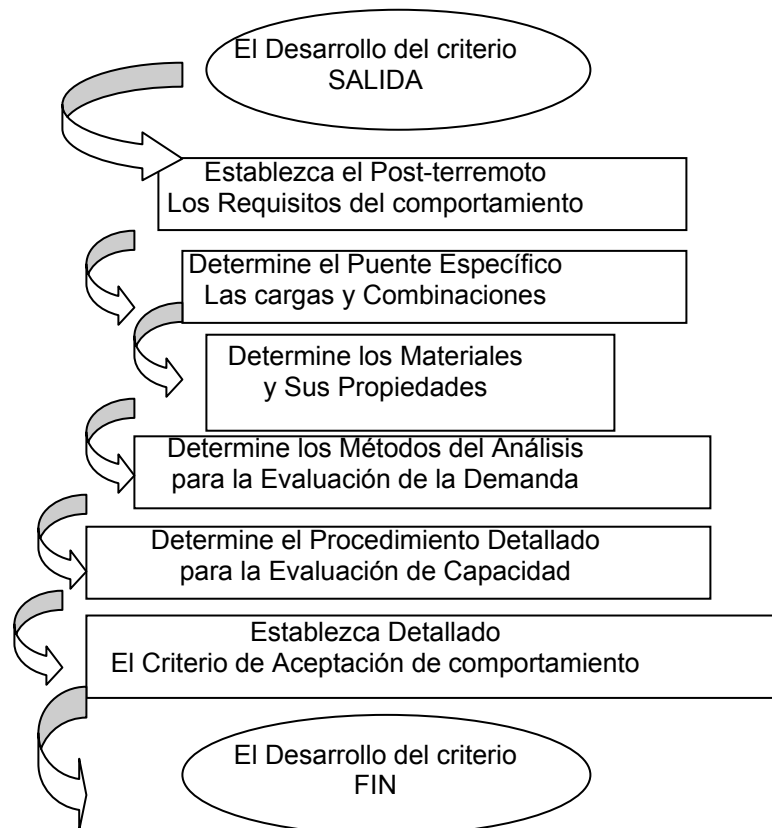


Figura 2.7<sup>1</sup> desarrollo del criterio de diseño sísmico basado en el comportamiento.

los potenciales conflictos entre la configuración y el comportamiento sísmico del puente, debe ser solucionado lo más pronto posible en el desarrollo del diseño. Para un diseño de resistencia sísmica deseable, las siguientes pautas pueden ser útiles:

<sup>1</sup> Structural Engineering Handbook Ed. Chen Wai-Fah Boca Raton: CRC Press LLC, 1999

- Debe investigarse el tipo de Puente, el componente y dimensiones del miembro, y estética para reducir las demandas sísmicas a la mayor magnitud posible. La estética no debe ser la razón primaria para producir una estructura indeseable, o la geometría del componente.
- Los Puentes deben ser tan rectos como sea posible. Los puentes curvos complican y potencialmente magnifican la respuesta sísmica.
- La superestructura debe ser continua con pocas juntas, tan pocas como sean posibles. Con las restricciones necesarias, y debe proporcionarse el ancho del asiento suficiente en todos los marcos adyacentes a las juntas de expansión, y a los estribos del asiento tipo para eliminar la posibilidad de caída durante un evento sísmico. Las luces apoyadas simplemente no deben confiar en los estribos para la resistencia sísmica.
- Los ángulos de sesgo deben ser tan pequeños como sea posible, es decir, deben orientarse las pilas y estribos cerca de la perpendicular del eje longitudinal del puente tanto como sea posible, incluso a expensas de aumentar la longitud del puente. Los estribos y pilas sesgados son muy vulnerables a dañarse debido a la no deseada respuesta por rotación, y al aumento de las demandas de desplazamiento sísmico.
- Deben proporcionarse marcos o estribos adyacentes para minimizar las diferencias en los períodos fundamentales y ángulos de inclinación, y para evitar los cambios drásticos en la rigidez y esfuerzos en ambas direcciones longitudinal y transversal. Los cambios dramáticos en la rigidez resultan en el daño a los marcos más rígidos o estribos. Se recomienda fuertemente [Caltrans, 2001] que la rigidez eficaz entre cualquiera de los dos estribos dentro de un marco, o entre cualquiera, de dos columnas dentro de un estribo, no varíe por más de un factor de dos. Igualmente, se recomienda que la proporción del período fundamental más corto al período fundamental más largo, para los marcos adyacentes en las direcciones longitudinales y transversales sea mayor que 0.7. Cada marco debe proporcionar una buena definición de la carga, con la

ubicación de la rotula plásticas predeterminadas, y utilizar la redundancia estructural siempre que sea posible. La masa equilibrada y la distribución de la rigidez (Figura 2.8) en una estructura producen una respuesta en la estructura que es más predecible y probablemente podrá responder más en su modo fundamental de vibración. Pueden usarse entonces las herramientas simples de análisis para predecir la respuesta de la estructura con relativa exactitud, considerando que las irregularidades en la geometría aumenta la probabilidad de la respuesta no-lineal compleja, que es difícil de predecir con precisión por el modelo elástico o el marco plano para análisis inelástico estático. Las técnicas siguientes pueden usarse para lograr una geometría equilibrada para crear una estructura uniforme y de respuesta más predecible [Keever, 2000]:

- Use grandes medidas para los ejes de las pilas.
- Ajuste la longitud efectiva de la columna (por ejemplo, las fundaciones más bajas, realice revestimiento de aislamiento)
- Reduzca y redistribuya la masa de la superestructura
- Varié la sección transversal de la columna y/o las proporciones de refuerzo longitudinal
- Adicione o re-localice las columnas o pilas.
- Modifique el diseño de las junta de expansión.

En caso que otras restricciones le impidan al diseñador lograr el equilibrio entre los marcos de un puente, las recomendaciones siguientes pueden ser consideradas [Caltrans, 2001a]:

- Aislar los marcos adyacentes longitudinalmente, proporcionando una junta de expansión grande para reducir la probabilidad de golpeo.
- Proporcionar el ancho del asiento adecuado para prevenir caídas en el caso de presentarse rotulas. Pueden usarse extensiones del asiento; sin embargo, ellos deben aislarse transversalmente para evitar transmitir las grandes fuerzas de cortante laterales entre los marcos.

- Limitar la capacidad del cortante transversal entre los marcos para impedir las fuerzas laterales grandes ser transferidas al marco más rígido.
- Evitar poner rotulas entre marcos desequilibrados poniendo juntas de expansión entre los marcos con luces de contrapeso cortos que se topen entre si.

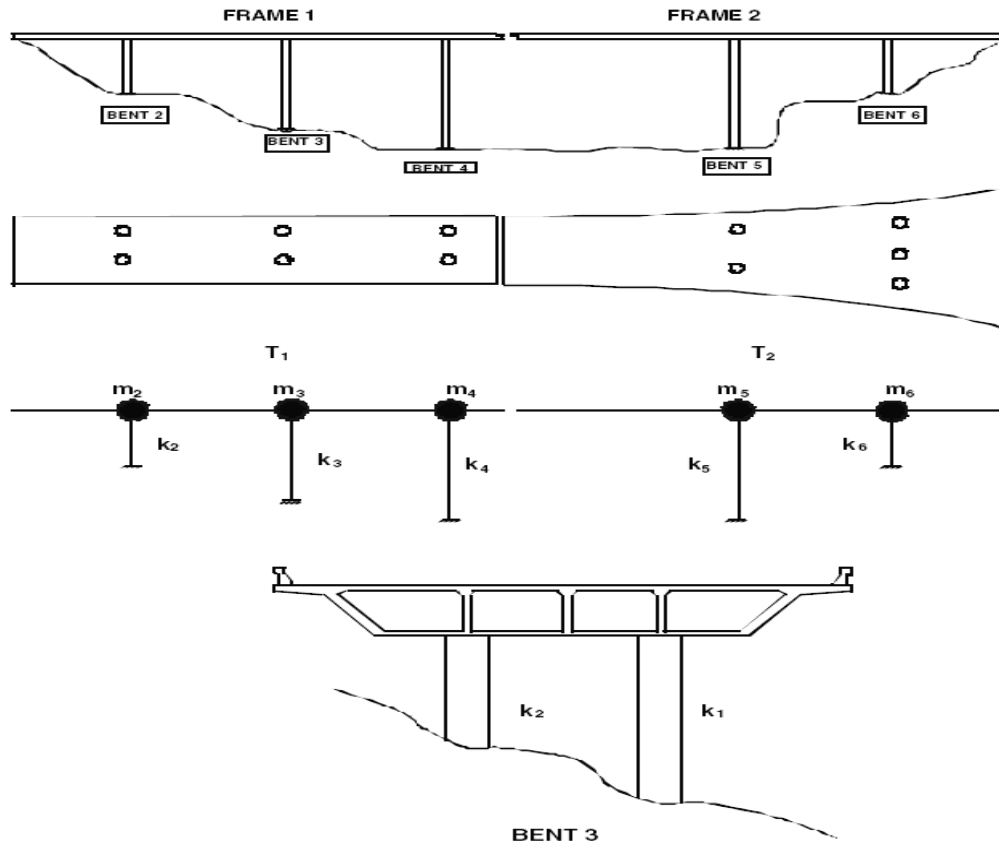


Figura 2.8<sup>1</sup> Rigiezes de la estructura.

- Los dispositivos de protección Sísmica, es decir, disipación de energía y dispositivos de aislamiento, puede proporcionarse en situaciones apropiadas, reduciendo los efectos de fuerza sísmica. Los dispositivos de disipación de energía como los dampers aumentan el amortiguamiento

<sup>1</sup> De Caltrans. 2001a. El Criterio del Diseño sísmico, Versión 1.2, Departamento de California de Transporte, Sacramento, CA, diciembre.

eficaz, con eso, reducen las fuerzas, derivas, y cargas de impacto. Los dispositivos de aislamiento alargan el modo fundamental de vibración proporcionando aislamiento, estas situaciones conducen, que la estructura sea sujeta a fuerzas sísmicas más bajas.

- Para los puentes de hormigón, debe proporcionarse para los componentes estructurales, dirigir el daño inelástico hacia las columnas, paredes del estribo, y estribos. La superestructura debe tener la suficiente rigidez para permanecer esencialmente elástica si las columnas o pilas alcanzan probablemente su momento plástico de capacidad. La conexión no integral de los apoyos de la superestructura se puede diseñar que falle antes que genere la respuesta inelástica en la superestructura. Las vigas, los topes torcidos, y columnas deben proporcionarse para minimizar las tensiones en la junta. Las columnas de concreto deben ser bien proporcionadas, moderadamente reforzadas y fácilmente construidas. Las conexiones resistentes a momentos deben tener la suficiente capacidad para la unión a cortante para transferir los momentos plásticos máximos y cortantes sin el daño de la junta.

- El dimensionamiento inicial de las columnas debe ser basado en las proporciones de esbeltez, el espesor de la sección a flexión, la proporción de la compresión entre la carga muerta y la viva, y cargas de servicio. Las columnas deben resistir el desplazamiento fidedigno en el post rendimiento de la capacidad sin pérdida apreciable de fuerza. La curva que relaciona el empuje-momento ( $P-M-\Phi$ ) debe usarse para perfeccionar el comportamiento de una columna bajo las cargas de servicio y sísmicas. Deben evitarse cambios abruptos en la sección transversal y en la rigidez de las columnas. Las columnas deben tener capacidad de rotación suficiente para lograr los requisitos de ductilidad y desplazamiento designado.

- Para los puentes de acero, generalmente deben diseñarse los componentes estructurales para asegurar que la deformación inelástica

sólo ocurra en los elementos dúctiles de la subestructura, especialmente detallados. La conducta inelástica para las formas de control de daño puede permitirse en algunos de los componentes de la superestructura, como los marcos cruzados, fin de diafragmas, llaves de cortante, y cojinetes. Las fuerzas inerciales generadas por la placa deben transferirse a la subestructura a través de las vigas, los bragueros, los marcos cruzados, seguros laterales, fin de los diafragmas, llaves de cortante, y cojinetes. Como una alternativa, los fines dúctiles del diafragma especialmente diseñados pueden usarse como los fusibles del mecanismo estructural para prevenir el daño en otras partes de la estructura.

- Las Multi-columnas de acero inclinadas o torres que deben diseñarse como los marcos dúctiles resistentes a momentos (MRF) o los marcos dúctiles reforzados, como los marcos concéntrica mente asegurados (CBF) o los marcos excéntrica mente asegurados (EBF).

Para componentes de comportamiento inelástico esperado, los modos de falla del bucle elástico (compresión local, cortante, flexión global, y la torsión lateral) de fractura deben ser evitados. Deben diseñarse todas las conexiones y nodos preferentemente para permanecer esencialmente elásticos. Para MRFs, la deformación inelástica primaria debe ser preferentemente en las columnas. Para CBFs, deben diseñarse los miembros diagonales para actuar cuando los miembros este en tensión, y para el bucle inelástico cuando ellos estén en compresión. Para EBFs, un segmento de viga corta designado como un "Link", debe diseñarse y detallarse bien.

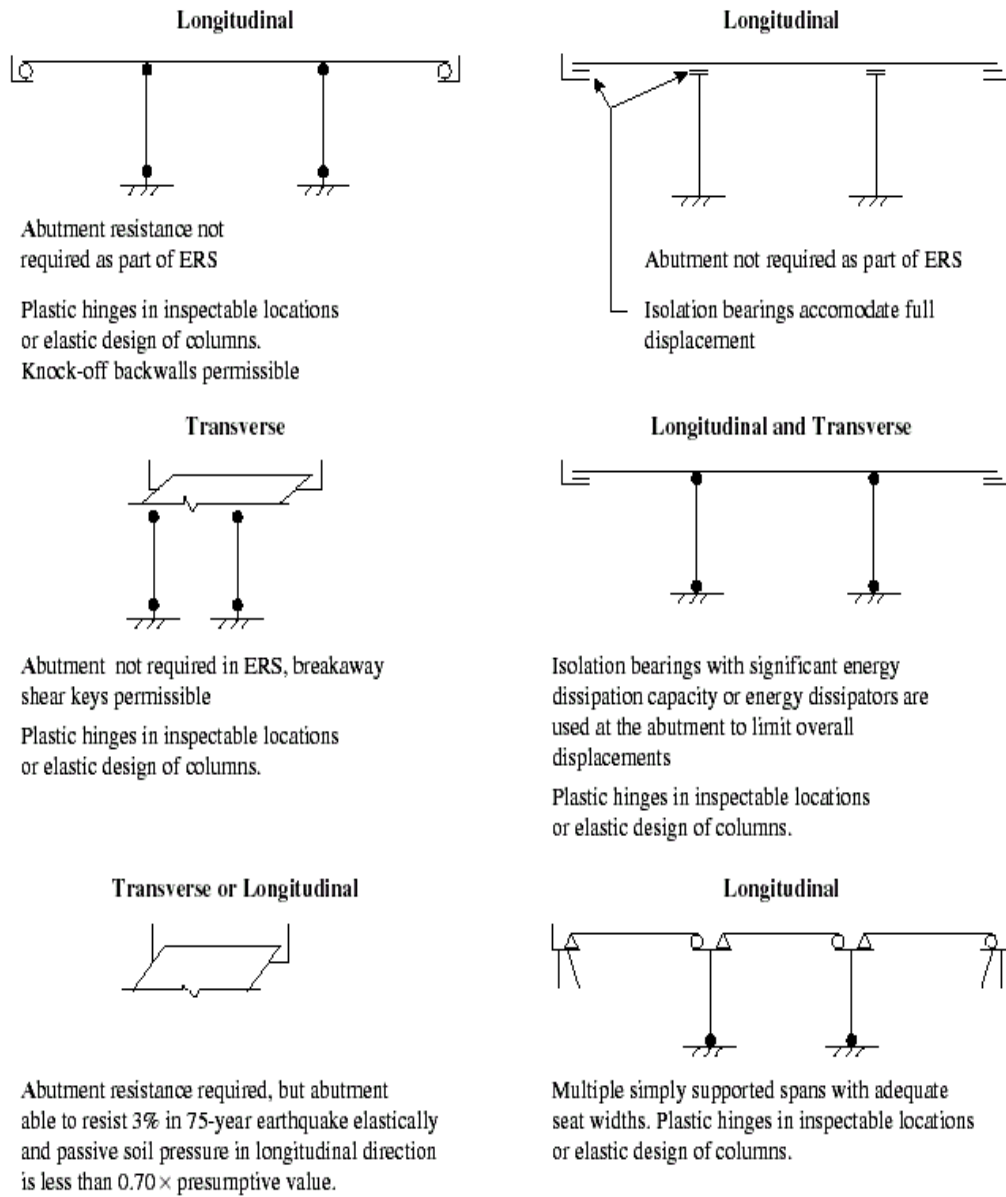


Figura 2.9<sup>1</sup> Los sistemas permitidos de resistencia a terremotos.

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

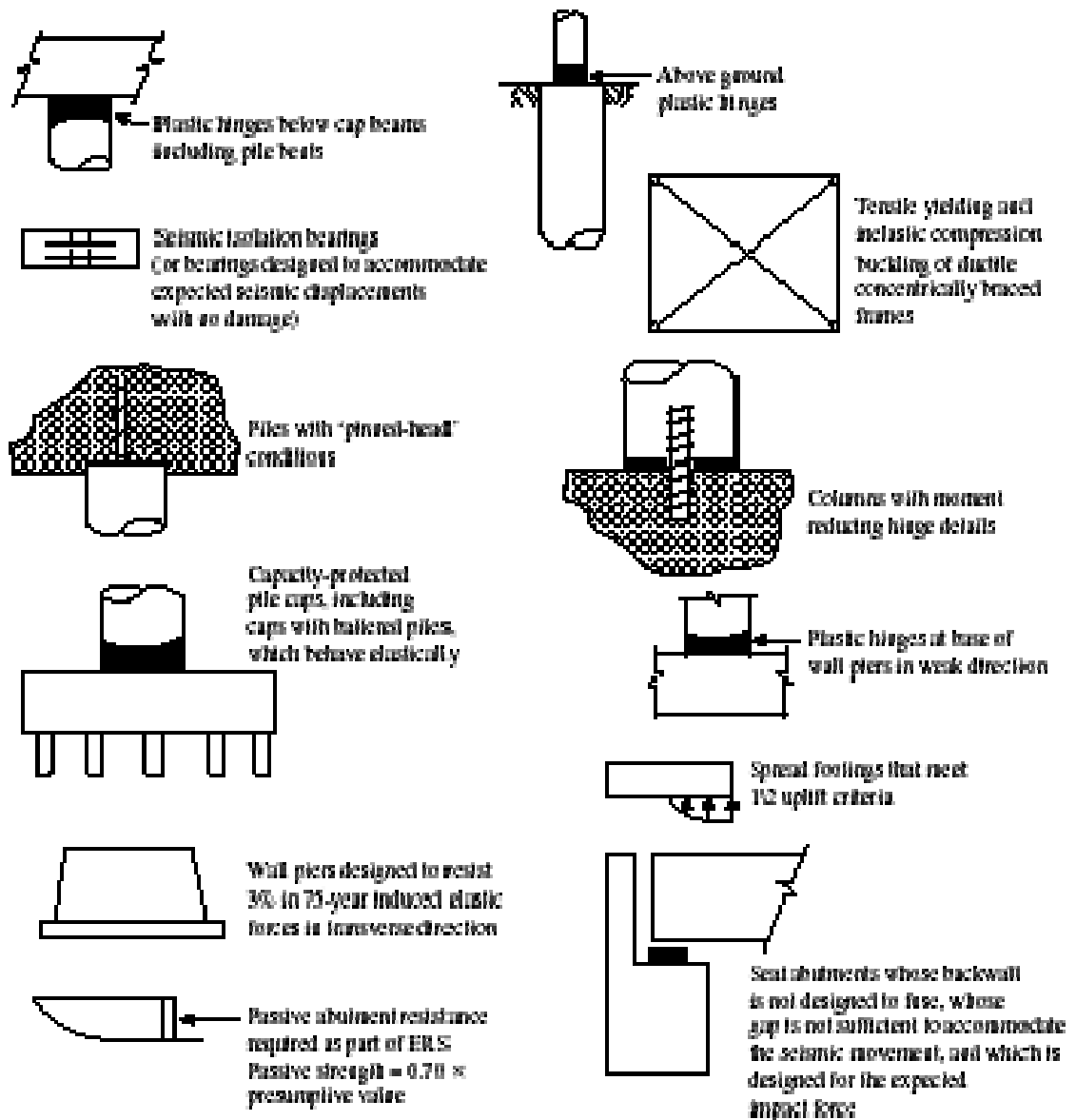
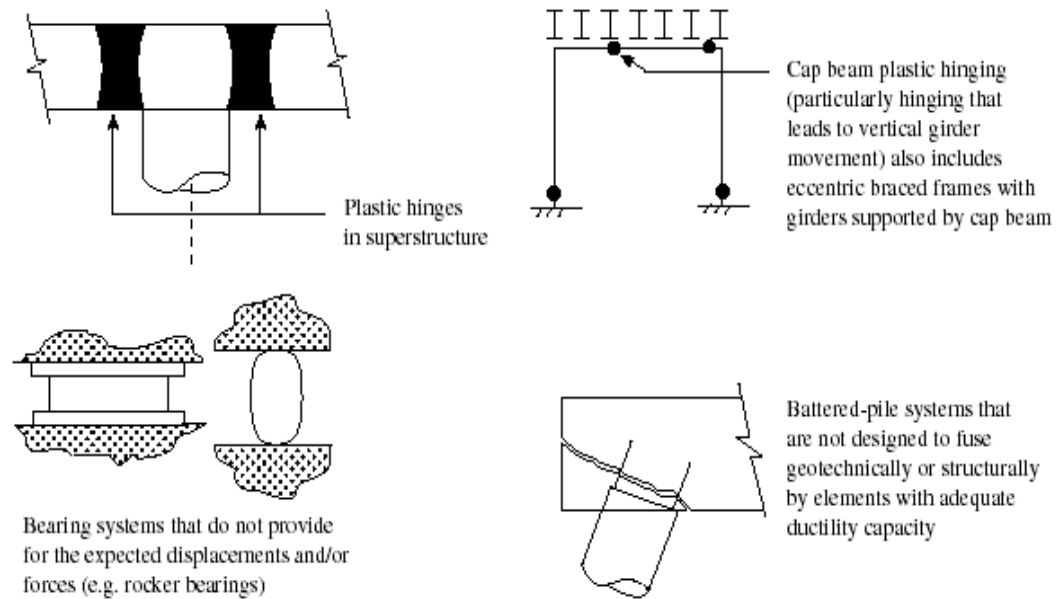


Figura 2.10<sup>1</sup> Los elementos permisibles de resistencia sísmica.

- El ATC/MCEER- Las pautas recomendadas del LRFD [ATC/MCEER, 2001] clasifica los **Sistemas de Resistencia Sísmica (ERS)**, en las categorías permitido y no recomendado, (Figura 2.9 a 2.13) basado en consideraciones más deseable, del comportamiento sísmico seguro,

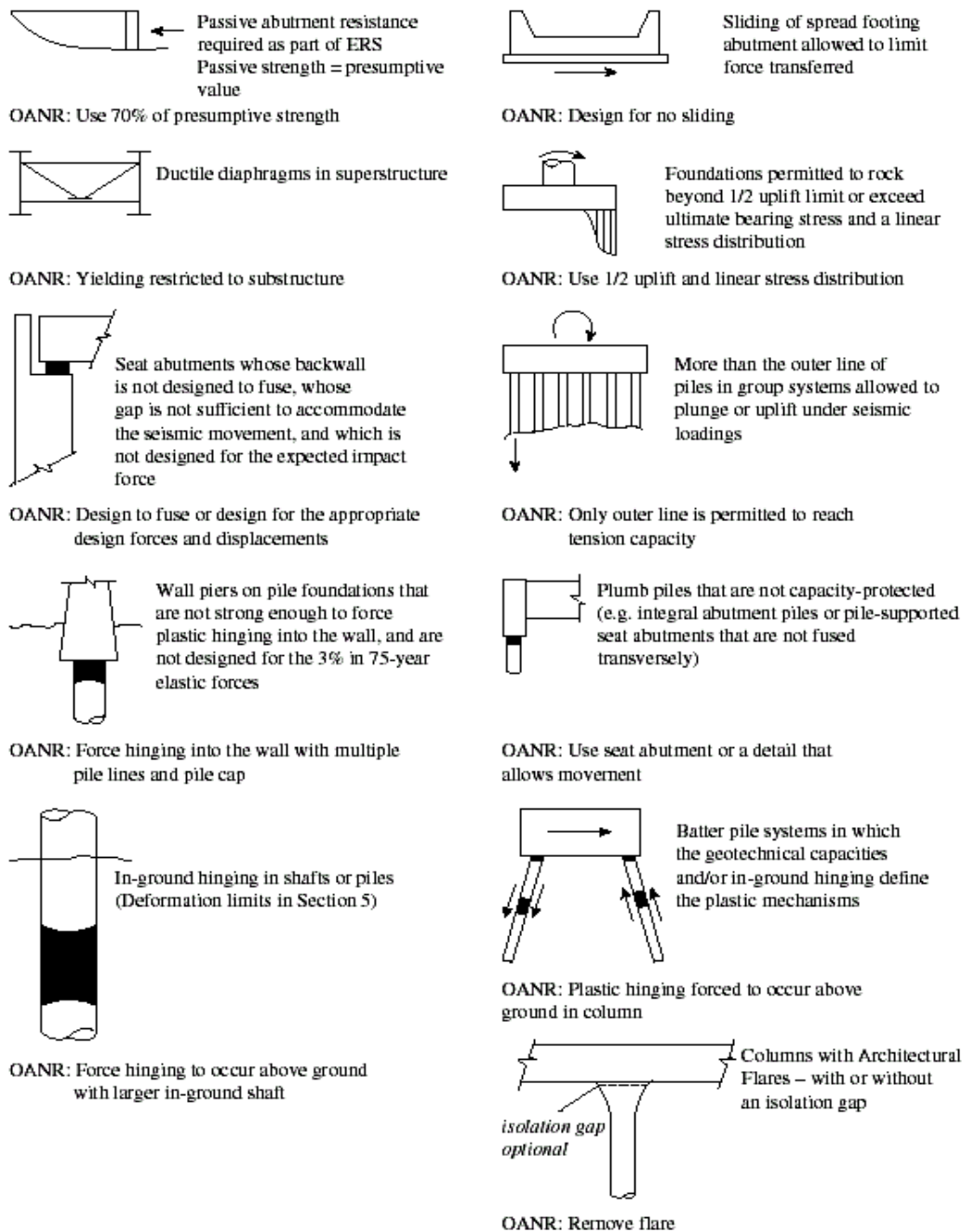
<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

dondequiera que sea posible, el servicio post-terremoto. La Figura 2.13 muestra acercamientos de diseño permitido para el ERS.



**Figura 2.11<sup>1</sup> Elementos de resistencia sísmica que no son recomendados para nuevos puentes**

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001



Nota: OANR una manera de diseño alternativo donde el dueño aprueba se es o no requerido, y un alto nivel de análisis (Push Over en SDAP E) puede ser evitado.

**Figura 2.12<sup>1</sup> Elementos de resistencia sísmica permisibles que requiere la aprobación del dueño.**

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

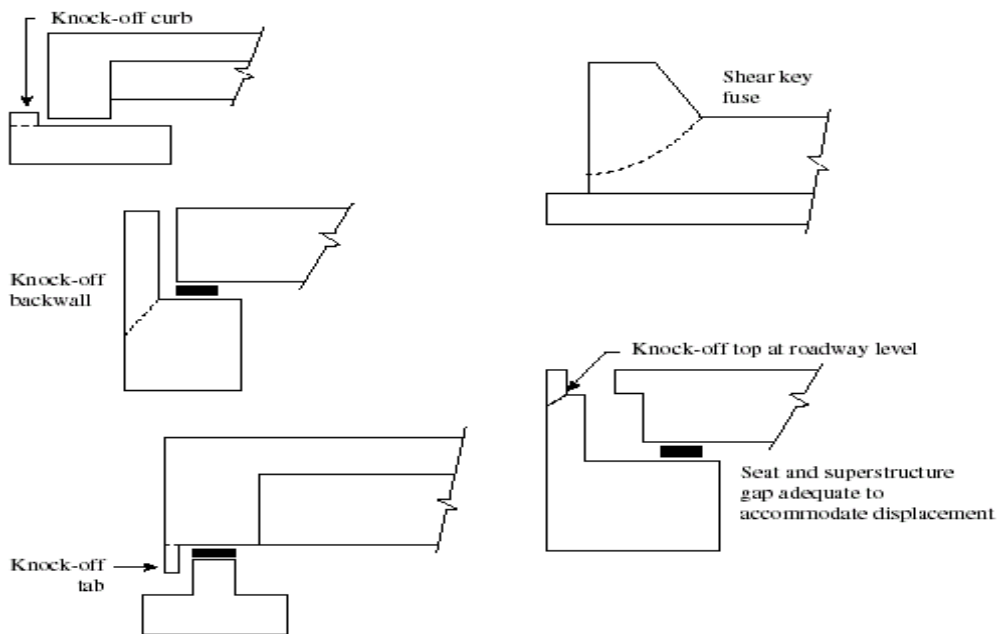


Figura 2.13<sup>1</sup> Métodos de minimizar el daño en la fundación de los estribos.

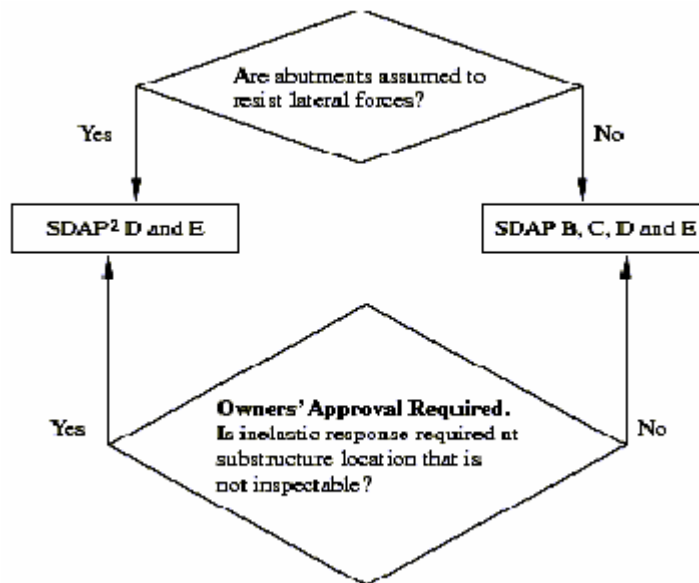


Figura 2.14<sup>1</sup> Los acercamientos de diseño SDAP<sup>2</sup>, para los sistemas permisibles de resistencia de terremotos.

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRF Design Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

<sup>2</sup> SDAP: Diseño Sísmico y Procedimiento de Análisis, A, B, C, D, E, son los diferentes tipos de análisis sísmico para cada tipo de puente, recomendado por el ATC 49. ver cap. 3.2.2.

## 3. NORMAS

### 3.1 ATC 49

En el siguiente capítulo trataremos de mostrar los avances de los códigos de puentes de EE.UU. con respecto al diseño sísmico basado en el comportamiento, y también daremos un pequeño repaso al Código Colombiano de Diseño de Puentes (CCP 200-94), que es la norma actual de diseño en Colombia. Aunque en Colombia todas las cartillas o normas de diseño han sido adaptaciones de normas de EE.UU.

La Tabla 3.1 muestra el criterio del comportamiento sísmico para puentes de carretera especificados en la propuesta ATC/MCEER Las pautas para el diseño sísmico. Los puentes deben diseñarse como mínimo, para un nivel de comportamiento de seguridad de la vida (life safety). Un nivel más alto de comportamiento puede requerirse dependiendo de la importancia del puente y los requerimientos del diseñador.

El criterio del comportamiento sísmico mostrado en la Tabla 3.1 puede lograrse con los siguientes objetivos de diseño:

- *Las columnas como el mecanismo de disipación de energía primario:* El objetivo principal es forzar para que ocurran las deformaciones inelásticas principalmente en las columnas para que el daño del terremoto pueda ser fácilmente inspeccionado y prontamente reparado después de un terremoto. La cantidad de acero longitudinal en las columnas reforzadas, debe minimizarse para reducir los costos de fundación y de conexiones.
- *Los estribos como un mecanismo de disipación de energía adicional:* El objetivo es esperar que las deformaciones inelásticas ocurran en las columnas así como en los estribos para minimizar el tamaño de la columna y/o reducir la demanda de ductilidad en la columna.

- *Los cojines de aislamiento como el mecanismo de disipación de energía principal:* El objetivo es alargar el período de un puente relativamente rígido y producir una fuerza de diseño más baja. La disipación de energía ocurrirá en los cojines de aislamiento y columnas se esperan un comportamiento elástico.

**Tabla 3-1<sup>1</sup> Las Pautas del LRFD recomendadas: Diseño sísmico y los Objetivos de Comportamiento Sísmico**

La probabilidad de Excedencia para el Diseño sísmico de los Movimientos de tierra(4)	El Nivel de comportamiento (1)		
		Seguridad de la vida	Operacional
El terremoto raro (MCE) 3% PE en 75 años/1.5 media determinística	Servicio(2)	ruptura significativa	Inmediato
	Daño(3)	Significante	Mínimo
terremoto esperado 50% PE en 75 años	Servicio	Inmediato	Inmediato
	Daño	Mínimo	Mínimo a ninguno

Notas:

(1) Se definen los niveles de comportamiento, por lo que se refieren a sus objetivos de comportamiento anticipados en el sismo de nivel superior: **la seguridad de la vida** en un evento de MCE—el puente no debe derrumbarse pero puede requerirse el reemplazo parcial o completo. Desde un nivel dual de diseño es requerido, el nivel de comportamiento de vida-seguridad tendrá servicio inmediato y daño mínimo para el terremoto del diseño esperado; **operacional** para ambos terremotos raro y esperado, el puente debe ser para servicio inmediato y el daño mínimo.

(2) Los niveles de servicio: **inmediato** —el acceso total al tráfico normal, debe estar disponible al tráfico después de una inspección al puente; **ruptura significativa** — puede ser posible el acceso limitado (los carriles reducidos, un ligero tráfico de emergencia) después de apuntalar; sin embargo, el puente puede necesitar ser reemplazado.

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

(3) los niveles de daño: **ninguno** —la evidencia del movimiento puede estar presente pero ningún daño notable; **mínimo** —algunas señales visibles de daño y una pequeña respuesta inelástica puede ocurrir, pero el daño del post-sismo se limita para limitar el agrietamiento por flexión en el hormigón y el ataque de fluencia en el acero, la deformación permanente no está clara, y cualquier reparación podría hacerse bajo las condiciones de no-emergencia con la excepción de las juntas de la superestructura; **significante** —aunque no hay ningún colapso, pueden ocurrir los desplazamientos permanentes y pueden consistir en daño por agrietamiento, fluencia del refuerzo, y el spalling mayor del hormigón y fluencia extensa y buckling local de columnas de acero, el buckling global y local de las abrazaderas de acero, y el agrietamiento en la placa del puente y el cortante de montantes en el curso de la carga sísmica es posible. Estas condiciones pueden exigir al cierre para reparar el daño. El reemplazo parcial o completo de columnas puede requerirse en algunos casos. Para los sitios con flujo lateral debido a la licuefacción, la deformación inelástica significativa se permite en las pilas, considerando que para todos los otros sitios de fundación son de capacidad-protegida y ningún daño se permite en las pilas. El reemplazo parcial o completo de las columnas y las pilas pueden ser necesarios si ocurre el flujo lateral significativo. Si el reemplazo de columnas u otros componentes es evitado, el acercamiento del diseño que produce el daño mínimo o moderado tal como aislamientos sísmicos o el concepto de diseño de control y reparaciones debe evaluarse.

(4) EL terremoto de nivel superior considerado en las pautas se designa como el Terremoto Máximo Considerado, o MCE. En general los movimientos de tierra o los mapas nacionales MCE de movimientos de tierra tienen una probabilidad de excedencia (PE) de aproximadamente 3% PE en 75 años; sin embargo, adyacente a las fallas muy activas, los mapas MCE de movimientos de tierra se limita la determinación como lo descrito en el Comentario del Artículo 3.2 del ATC 49. Cuando limita la determinación, MCE los movimientos de tierra tienen una probabilidad de excedencia superior que el 3% PE en 75 años para no exceder 1.5 veces los valores medios determinísticos. El objetivo del comportamiento para el terremoto esperado es incluir cualquiera explícitamente, como un diseño elástico para los 50% PE en 75-años el nivel de fuerza o resultado implícito del diseño del nivel de fuerza para los 3% PE en 75 años.

- *Los componentes estructurales entre placa y columnas/estribo como el mecanismo de disipación de energía:* El objetivo es diseñar componentes dúctiles que no producen la reducción de la fuerza del diseño pero

reducirá las demandas de ductilidad en las columnas para minimizar la energía que es disipada en la zona de la rotula plástica de las columnas.

- Componentes *Reemplazables y/o renovables* son los elementos que funcionan como interruptores del sistema, y se diseñan para que se presenten las rotulas plásticas como mecanismos de disipación de energía, el objetivo es controlar el daño y permitir una gran deformación inelástica, los elementos reemplazables y/o renovables con rotulas plásticas se recomienda que se presenten en la zona de la rotula plástica de una columna. El concepto es similar al concepto del diseño dúctil convencional que permite una deformación inelástica significativa en la zona de la rotula plástica de una columna. La diferencia con el diseño dúctil convencional son los detalles constructivos en la zona de la rotula plástica de las columnas de concreto, y proporcionar elementos para la rotula plástica reemplazables y/o renovables de sacrificio. El concepto se ha probado extensivamente [Chang y Mander, 1997] pero no se ha usado en la práctica.

### 3.2 ANÁLISIS SÍSMICO.

Las cargas sísmicas son representadas por la curva de diseño del espectro de respuesta para una rata de amortiguamiento del 5% (Figura 3.1):

$$S_a = \begin{cases} 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS} & \text{for } T \leq T_0 = 0.2 T_s \\ S_{DS} & \text{for } T_0 < T \leq T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \\ \frac{S_{D1}}{T} & \text{for } T > T_s \end{cases}$$

$$S_{ps} = F_a S_s$$

$$S_{D1} = F_v S_1$$

Donde

$S_{DS}$  = respuesta para el diseño sísmico de la aceleración espectral de los períodos cortos

$S_{D1}$  = respuesta sísmica de diseño de la aceleración espectral para un período de 1seg.

$S_s$  = período de 0.2seg, aceleración espectral en roca Clase B de los mapas de movimiento de tierra nacional [el Estudio Geológico americano, 2001]

$S_1$  = período de 1seg. de la aceleración espectral en roca Clase B de los mapas de movimiento de tierra nacional [el Estudio Geológico americano, 2001]

$F_a$  = el coeficiente de sitio (Tabla 3.2) para la porción de períodos cortos de la curva de diseño de espectro de respuesta

$F_v$  = el coeficiente de sitio (Tabla 3.3) para la porción de períodos largos de la curva de diseño espectro respuesta

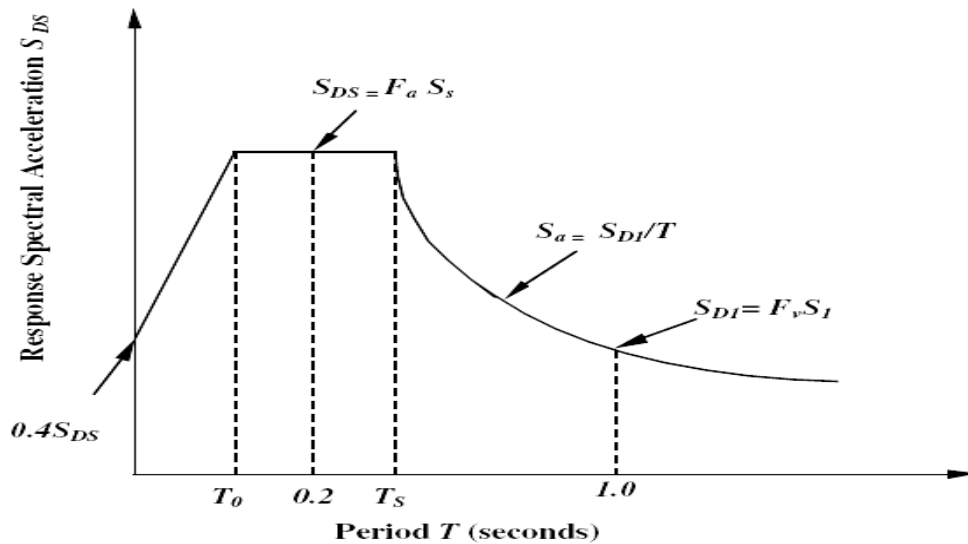


Figura 3.1<sup>1</sup> Pautas de AASHTO-LRFD: diseño de la curva del espectro de

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

**Tabla 3-2<sup>1</sup> Pautas de LRFD Recomendadas: El Coeficiente de sitio Fa**

La clase del sitio	Asignación de la Aceleración de Respuesta Espectral de los Períodos Cortos				
	Ss ≤0.25g	Ss = 0.5g	Ss = 0.75g	Ss = 1.00g	Ss = 1.25g
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	a	a	a	a	a

Nota: Use interpolación lineal para los valores intermedios de Ss. a = debe realizarse la investigación geotécnica específica del Sitio y el análisis de la respuesta dinámica del sitio. Con el propósito de definir los Niveles de Riesgo Sísmicos, Tipo E pueden usarse los valores del Tipo F de terreno.

Para la Clase de sitio F, que no esta incluida en la Tabla 3.4, son las tierras vulnerables a fallas potenciales o colapso bajo la carga sísmica, como las tierras de licuefacción, las arcillas rápidas y muy sensibles, los suelos plegables y débilmente consolidadas, deben realizarse investigación geotécnica específica del sitio y el análisis de respuesta dinámica del sitio [ATC/MCEER, 2001].

Pueden ignorarse los efectos de movimiento vertical de tierra si el sitio del puente se localiza a más de 50 Km. de una falla activa. Si el puente se localiza dentro de 10 Km. de una falla activa, los espectros de respuesta específicos del sitio, e historias de aceleración del tiempo, deben ser considerados e incluir los movimientos de tierra verticales.

---

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

Deben combinarse los efectos de fuerza sísmica de modos de vibración diferentes. Para la respuesta modal de frecuencias estrechamente espaciadas, y de movimiento de tierra en una dirección, el método de la combinación cuadrática completa, (CQC) debe usarse. Para combinar la contribución ortogonal, y sin correlacionar los componentes del

**Tabla 3-3<sup>1</sup> Pautas de LRFD Recomendadas: El Coeficiente de sitio Fv.**

La clase de sitio	Asignación de la Aceleración de Respuesta Espectral a un Período de 1 seg.				
	$S1 \leq 0.1g$	$S1 = 0.2g$	$S1 = 0.3g$	$S1 = 0.4g$	$S1 \geq 0.5g$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	a	a	a	a	a

Nota: Use la interpolación lineal para los valores intermedios de S1. a = debe realizarse la investigación geotécnica específica del sitio, y el análisis de la respuesta dinámica del sitio. Para el propósito de definir los Niveles de Riesgo Sísmicos, Tipo E pueden usarse los valores de rocas Tipo F.

**Tabla 3-4<sup>1</sup> Pautas del LRFD Recomendadas: Clasificación del sitio**

La clase Del sitio	Vs (m/seg)	N o Nch (golpe/0.3 m)	Su (kPa)
E	<180	<15	<50
D	180 a 360	15 a 50	50 a 100
C	360 a 760	> 50	> 100
B	760 a 1500	-	-
A	> 1500	-	-

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

Nota: Vs= velocidad promedio de la onda de cortante para el máximo de 30 m del sitio; N = prueba de penetración estándar promedio de golpe, cuenta para el máximo de 30 m del sitio; Nch = prueba estándar de penetración promedio de golpe cuenta para las capas cohesiónes para el máximo de 30 m del sitio; Su= fuerza cortante promedio de capas cohesivas no drenadas máximo de 30 m del sitio.

Fuente: La ATC/MCEER Joint Ventura, Informe de ATC Nos. ATC-49a y ATC-49b, Aplicado, El Concilio de tecnología, la Ciudad de la Secoya, CA,; el Informe No. MCEER-02-SP01, Multidisciplinario, El centro para Terremoto que Diseña la Investigación, Universidad Estatal de Nueva York a Engañe, el 2001 de noviembre.

movimiento de tierra a una sola fuerza sísmica, se usa el método de la suma de la raíz cuadrada de cuadrados (SSRC) o la regla 100%–40%.

Para el momento a flexión, las reglas de combinación son como sigue:

La combinación SSRC

$$M_x = \sqrt{\left(M_x^T\right)^2 + \left(M_x^L\right)^2 + \left(M_x^V\right)^2} \quad \text{(Ecuación 3-1)}$$

combinación 100%–40%

$$M_x^{LC1} = 1.0M_x^T + 0.4M_x^L + 0.4M_x^V$$

$$M_x^{LC2} = 0.4M_x^T + 1.0M_x^L + 0.4M_x^V$$

$$M_x^{LC3} = 0.4M_x^T + 0.4M_x^L + 1.0M_x^V$$

Ecuación 3-2

Para las columnas circulares, deben obtenerse el vector de momentos y fuerzas axiales para el diseño biaxial:

### 3.2.1 La combinación SSRC

• Para los puentes con el ángulo de esviaje menor de 10°, el máximo de los siguientes momentos:

$$\sqrt{M_x^2 + (0.4M_y)^2} \quad \text{and} \quad \sqrt{M_y^2 + (0.4M_x)^2} \quad \text{Ecuación 3-3}$$

con la carga axial máxima  $\pm P$

- Para los puentes con el ángulo de esviaje mayor de  $10^\circ$ ,  $\sqrt{M_x^2 + M_y^2}$  con la carga axial máxima  $\pm P$  y la combinación 100%–40%

- El máximo valor de con la carga axial máxima  $\pm P$  dónde los subíndices

$$\sqrt{(M_x^{LC1})^2 + (M_y^{LC1})^2} \quad \text{and} \quad \sqrt{(M_x^{LC2})^2 + (M_y^{LC2})^2} \quad \text{and} \quad \sqrt{(M_x^{LC3})^2 + (M_y^{LC3})^2}$$

X, y, Y representan dos ejes horizontales, el x-x, y y-y, respectivamente; los exponentes L, T, V indican las direcciones longitudinales, transversales, y verticales, respectivamente; y los exponentes LC1, LC2, y LC3 son los Casos de Carga 1, 2, y 3, respectivamente.

### 3.2.2 Diseño sísmico y Procedimientos del Análisis (SDAP)

Dependiendo de los niveles de riesgo sísmicos especificados en la Tabla 3.5, cada puente debe analizarse, diseñarse, y detallarse de acuerdo con la Tabla 3.5.

Tabla 3-5<sup>1</sup> Pautas LRFD Recomendadas: SHL, SDAP, y SDR

Nivel de riesgo Sísmico (SHL)	SD1 (FvS1)	SDS (FaSs)	Diseño sísmico y Procedimiento del Análisis (SDAP) y Requisitos del Diseño Sísmicos (SDR)			
			La Seguridad de la vida		Operacional	
			SDAP	SDR	SDAP	SDR
I	$SD1 \leq 0.15$	$SDS \leq 0.15$	A1	1	A2	2
II	$0.15 < SD1 \leq 0.25$	$0.15 < SDS \leq 0.35$	A2	2	C/D/E	3
III	$0.25 < SD1 \leq 0.40$	$0.35 < SDS \leq 0.60$	B/C/D/E	3	C/D/E	5
IV	$0.40 < SD1$	$0.60 < SDS$	C/D/E	4	C/D/E	6

<sup>1</sup>ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

### *Puentes de Luz Simple*

Los puentes de luz simple no necesitan ser analizados, para las cargas sísmicas, los requisitos de diseño se limitan al ancho mínimo del asiento, y la fuerza de conexión que no debe ser menor que el producto de  $F_a S_S / 2.5$  y la carga tributaria permanente.

### **3.2.3 SDAP A1 y A2**

Para un área de sismicidad baja, sólo se controla el ancho mínimo del asiento, y fuerzas de diseño de las conexiones para los cojinetes, y el refuerzo de cortante mínimo en las columnas, y pilas de concreto en el Requisito de Diseño Sísmico (SDR) 2 se juzga necesario para el objetivo de comportamiento de seguridad de la vida. El propósito primario es asegurar que las conexiones de apoyo entre la superestructura y su subestructura, permanezcan intactas durante el terremoto de diseño. SDAP A1 y A2 requieren que las fuerzas horizontales de diseño de las conexiones, no deben tomarse en las direcciones restringidas menores de 0.1 y 0.25 veces la reacción vertical debido a las cargas permanentes tributarias asumiendo las cargas vivas existentes, respectivamente.

### **3.2.4 SDAP B: El Acercamiento del No-Análisis<sup>1</sup>**

El acercamiento del no-análisis permite que el puente sea diseñado para todos los requisitos no-sísmicos sin un análisis de la demanda sísmica, y el principio de diseño de capacidad que se usa para todos los componentes conectados a las columnas. Para el diseño geotécnico de las fundaciones, la capacidad de sobre-esfuerzo de momento de las

---

<sup>1</sup> Bridge Engineering Handbook Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton: CRC Press, 2000

columnas, idealizado en la fundación,  $M_{po} = 1.0 M_n$  donde  $M_n$  es la capacidad del momento nominal en la columna. SDAP B sólo aplica al grupo de puentes regulares con las siguientes restricciones:

- La longitud de la luz máxima sea menor de 80 m, y 1.5 veces la longitud de la luz promedio.
- El ángulo de esviaje máximo sea menor de  $30^\circ$ .
- La proporción entre la máxima rigidez de flexión interior y la rigidez de flexión media del puente sea menor que 2.
- El ángulo subtendido en los puentes curvos horizontalmente sea menor de  $30^\circ$ .
- Para marcos en que la superestructura es continua en las pilas y algunas pilas no hacen participe en el ERS,  $F_v S_1 (N_{bent} / N_{ers}) < 0.4 \cos \alpha_{sesgo}$ , donde  $N_{bent}$  y  $N_{ers}$  son el número total de pilas en el marco y número de pilas que participan en el ERS en la dirección longitudinal, respectivamente, y  $\alpha_{sesgo}$  es el ángulo esviaje del puente.
- $F_v S_1 < 0.4 \cos \alpha_{sesgo}$ .
- El sitio del puente tiene un potencial para la licuefacción, y los estribos no se fundan en la base de la fundación.
- Para las columnas de concreto y pilotes, la carga axial de columnas,  $P_e < 0.15 f'_c A_g$ , ( $f'_c$  se especifica como el esfuerzo de compresión del concreto y  $A_g$  es el área gruesa de la sección transversal de la columna); la proporción del refuerzo longitudinal,  $\rho_1 > 0.008$ ; la dimensión transversal de la columna,  $D > 300$  mm; y la máxima proporción del momento-cortante de la columna,  $M / V D < 6$ .
- Para los estribos de concreto con volúmenes bajos de acero longitudinal,  $P_e < 0.1 f'_c A_g$ ;  $\rho_1 > 0.0025$ ; el espesor de la pared o la dimensión más pequeña de la sección transversal,  $t > 300$  mm; y  $M / V t < 10$ .
- Para pilotes de acero del marco en las puntas de concreto,  $P_e < 0.15 P_y$  ( $P_y$  es fuerza axial producida por las pilas de acero); la dimensión de pilas sobre el eje débil de flexión al nivel de la tierra,  $D_p > 250$  mm; y  $L / b < 10$

(L es la longitud del punto de momento máximo, al punto de inflexión de las pilas cuando están sujetas a una carga transversal pura, y b es el ancho de la pestaña; para una columna cantilever en una configuración de pilotes y pilas, L es igual a la longitud desde la tierra a la cima de la pila más 3 diámetros de la pila).

- Para pilas de madera que se fundan en puntas de concreto o columnas de marcos resistentes a momento de acero,  $P_e < 0.1 P_c$  ( $P_c$  es capacidad de compresión axial de pilas o de columnas);  $D_p > 250 \text{ mm}$ ; y  $M / V D_p < 10$ .

### **3.2.5 SDAP C: El Método de Diseño del Espectro de capacidad**

El método de diseño del espectro de capacidad combina la demanda y el análisis de capacidad, y es conceptualmente el mismo del Caltrans, el método de diseño basado en desplazamientos. La diferencia primaria es que el SDAP C empieza con el diseño no-sísmico y entonces evalúa adecuadamente el desplazamiento. Las ecuaciones importantes que representan la relación entre el coeficiente sísmico,  $C_s$ , y el desplazamiento,  $\Delta$  son:

$$C_s \Delta = \left( \frac{F_p S_1}{2\pi B_L} \right)^2 g$$

**Ecuación 3-4**

$$C_s = \frac{F_p S_1}{B_s}$$

**Ecuación 3-5**

Donde

$B_L$  = es el factor de reducción de respuesta para las estructuras de período largo como lo especificado en la Tabla 3.6

BS = el factor de reducción de respuesta para las estructuras del período corto como lo especificado en la Tabla 3.6

g = la aceleración debido a la gravedad (9.8 m/seg<sup>2</sup>)

Δ= el desplazamiento lateral del estribo o pila; tomado como 1.3 veces el desplazamiento producido, del estribo, cuando la ecuación del período largo gobierna

**Tabla 3-6<sup>1</sup> Pautas LRFD Recomendadas: La Respuesta del Espectro de capacidad, Los Factores de reducción para Puentes con Estribos Dúctiles.**

Terremoto	Nivel de Comportamiento	Bs	BL
50% PE en 75-años	Seguridad de la Vida	1	1
	Operacional	1	1
3% PE en 75-años/1.5 media Determinación	Seguridad de la Vida	2.3	1.6
	Operacional	1	1

Debe usarse la menor de las Ecuaciones 5 y 6 para evaluar Cs para los terremotos de dos niveles. La fuerza lateral requerida del puente es  $V_n = C_s W$ , dónde W es el peso del puente que responde al movimiento de tierra. El procedimiento sólo aplica a puentes que se comportan esencialmente, en un sistema de un solo grado de libertad, y puentes muy regulares que satisfacen los requisitos siguientes:

- El número de luces por marco no excede de seis.
- El número de luces por marco es por lo menos tres, a menos que los cojinetes de aislamiento sísmicos se utilicen en los estribos.
- La longitud de la luz máxima sea menor de 60 m y 1.5 veces la longitud de la luz promedio en el marco.
- El ángulo esviaje máximo es menor de 30°, y el esviaje de los estribos o pilas por lo menos de 5° en la misma dirección.

<sup>1</sup>ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

- El ángulo subtendido en los puentes curvos horizontalmente, sea menor de 20°.
- La proporción máxima entre la rigidez de la pila o estribo y la rigidez promedio de la pila sea menor de 2, incluyendo los efectos de la fundación.
- La proporción entre la fuerza lateral máxima (o el coeficiente sísmico) y la fuerza promedio de la pila sea menor de 1.5.
- No se asumirá que el Estribo resiste fuerzas significativas en ambas direcciones transversal y longitudinal. La subestructura del estribo de pared debe tener cojinetes que permitan el movimiento transversal.
- Para las columnas de concreto y pilotes,  $P_e \leq 0.2 f'_c A_g$ ;  $\rho_l > 0.008$ ; y  $D > 300$  mm.
- Los Estribos y pilas deben tener fundación de pilotes, cuando el sitio del puente tiene un potencial de la licuefacción.

### ***3.2.6 SDAP D: El Método de Espectro de Respuesta elástico***

El método de espectro de respuesta elástico usa alguna de estas cargas, uniforme o el método de análisis multimodal, teniendo en cuenta las propiedades de la sección fisurada. El análisis debe realizarse para los terremotos de diseño gobernantes, a los 50% PE en 75 años o el 3% PE en 75 años / 1.5 media determinística de los terremotos. Las fuerzas elásticas obtenidas de los análisis deben modificarse usando el factor de modificación de respuesta R.

### ***3.2.7 SDAP E: El Método del Espectro de Respuesta elástico con la verificación de la Capacidad de Desplazamiento***

SDAP E es un procedimiento de diseño de dos pasos. El primer paso es igual que el SDAP D. El segundo paso es realizar un análisis estático no

lineal bidimensional (push over), para verificar la capacidad de desplazamiento de la subestructura.

### **3.2.8 Factor de Modificación de respuesta R**

Generalmente se reconoce que es antieconómico y a veces impráctico o imposible, diseñar un puente para resistir los terremotos grandes elásticamente. Las columnas asumen la deformación inelásticas donde las fuerzas sísmicas exceden el nivel de diseño establecido, dividiendo los efectos de fuerza elásticamente calculada, por el factor de modificación de respuesta R. Los factores de R especificados a continuación son basados en una evaluación de datos de pruebas existentes, a juicio ingenieril, y el principio de iguales desplazamientos como lo mostrado en la Figura 3.2. Se usa principalmente para el diseño dúctil convencional.

Para la subestructura:

$$R = 1 + (R_B - 1) \frac{T}{T^*} \leq R_B$$

Ecuación 3-6

Donde

$R_B$  = es el factor de modificación de respuesta base, especificado en la Tabla 3.7

T = el período natural de la estructura

$T^* = 1.25 T_s$ , donde  $T_s$  es como se definió en la Sección 3.2

Para las conexiones (la superestructura al estribo; las juntas de expansión de una luz en la superestructura, las columnas, estribos, o caballetes de las pilas a vigas de la punta o superestructura; y columnas o estribos en las fundaciones), un factor R de 0.8 debe usarse para esos casos donde los principios de diseño de capacidad no son usados para el desarrollo del diseño de fuerzas, para diseñar las conexiones. Se asume que si  $R < 1.5$ ,

las columnas deben permanecer esencialmente elásticas para el terremoto de diseño; si  $1.5 < R < 3.0$ , las columnas deben ser reparables; si  $R > 3.0$ , significa que pueden ocurrir rotulas plásticas, y las columnas no pueden ser reparadas como lo mostrado en la Figura 3.3.

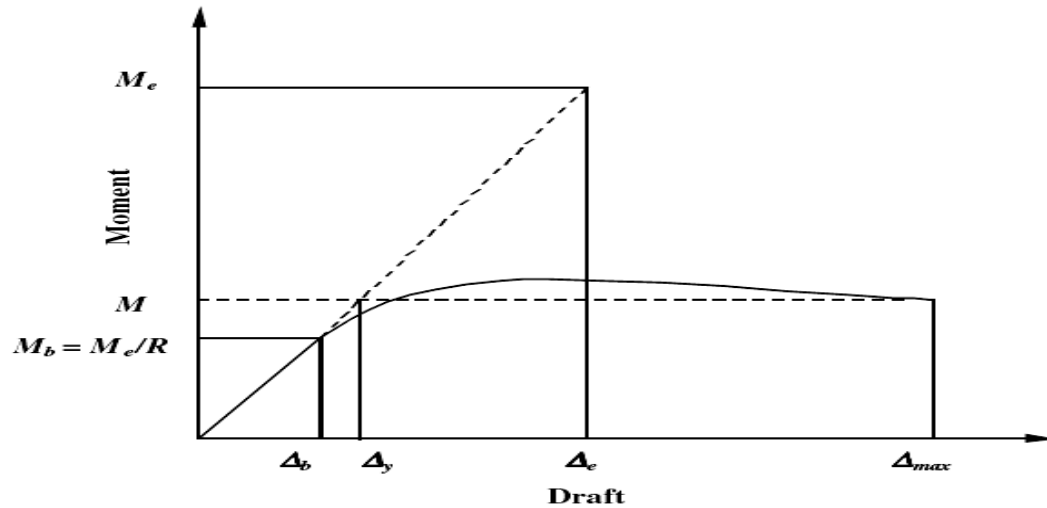


Figura 3.2<sup>1</sup> Las pautas de AASHTO-LRFD: la base para el diseño dúctil convencional.

### 3.2.9 Principio de Diseño de Capacidad

El objetivo principal del principio de diseño de capacidad es asegurar los mecanismos deseables que puedan disipar más energía y la deformación inelástica (rotulas plásticas) eso ocurre en localizaciones esperadas (en la cima y/o el fondo de las columnas como se muestra en la figura 3.3) donde pueden inspeccionarse prontamente y/o pueden repararse. Para lograr este objetivo, los efectos de sobre esfuerzo de la fuerzas desarrolladas en las rotulas plásticas, en las columnas pueden ser confiablemente resistidas por el cortante de la columna y los elementos inmediatos como las vigas del capitel, fundación de las pilas, el capitel de

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001



**Figura 3.3<sup>1</sup> Detalle de columna con rotulación plástica en el intercambiador de Minatogawa, durante la sismo de Kobe.**

las pilas, y fundaciones. La capacidad de sobre esfuerzo de momento ( $M_{po}$ ) puede evaluarse usando uno de los siguientes acercamientos:

$$M_{po} = \begin{cases} 1.5 Mn & \text{para columnas de concreto} \\ 1.2 Mn & \text{para la columna de acero, Mn basado en la fuerza de fluencia esperada} \\ 1.3 Mn & \text{para los tubos de acero llenos de hormigón} \\ 1.5 Mn & \text{para las pilas de acero en el eje débil de flexión y, para los miembros de acero a cortante (por ejemplo, los marcos excéntricamente reforzados)} \\ 1.0 Mn & \text{para las fuerzas de diseño geotécnico en SDR 3} \end{cases}$$

Para las columnas de concreto reforzado [Mander y Chang, 1997]:

<sup>1</sup> tomado de Yashinsky, M. "Earthquake Damage to Structures" *Structural Engineering Handbook*. Ed. Lian Duan

**Tabla 3-7<sup>1</sup> Pautas del LRFD recomendadas: El Factor Base de Modificación de Respuesta para la Subestructura RB**

El Elemento de la Subestructura	El Objetivo de la comportamiento			
	Seguridad de vida		Operacional	
	SDAP D	SDAP E	SDAP D	SDAP E
El estribo de tipo pared, la dimensión grande	2	3	1	1.5
Columnas—solas y múltiples	4	6	1.5	2.5
Pilotes y drilled shafts, pilas verticales sobre la tierra	4	6	1.5	2.5
Pilotes y drilled shafts, pilas verticales 2 diámetros debajo del nivel de la tierra —ningún dueño requiere la aprobación	1	1.5	1	1
Pilotes y drilled shafts, pilas verticales en tierra requiere la aprobación del dueño	N/A	2.	N/A	1.5
Pilotes con pilas batter	N/A	2.	N/A	1.5
Estructuras sísmicamente aisladas	1.5	1.5	1	1.5
Marco de acero reforzado, componente dúctil	3	4.5	1	1.5
marco de acero reforzado, componentes normalmente dúctiles	1.5	2	1	1
Todos los elementos para el terremoto esperado	1.3	1.3	0.9	0.9

Notas: Las fuerzas de diseño de la subestructura que son el resultado del análisis elástico divididas por el apropiado factor R para el SDAP E no puede reducirse por debajo del 70% de R – el factor reduce las fuerzas de los 50% PE en 75-años las fuerzas de diseño como parte del análisis pushover. Puede haber una situación de diseño (por ejemplo, sobre-tamaño arquitectónico de la columna) donde el diseñador opte por diseñar la columna para un R = 1 (es decir, el diseño elástico). En las columnas de concreto el cortante de diseño elástico asociado puede obtenerse de la fuerza del análisis elástico usando un factor R de 0.67 o calculando el cortante de diseño por los procedimientos de diseño de capacidad que usa un factor de sobre-esfuerzo a flexión de 1.0. En el marco de acero reforzado se usa un R = 1.0, en las fuerzas de diseño de las conexiones pueden ser obtenidos usando un R = 0.67. Si un R = 1.0 se usa en cualquier diseño de la fundación debe diseñarse para las fuerzas elásticas más el SDR detallando

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

los requerimientos y los requisitos para las pilas de hormigón (es decir, los requisitos mínimos de cortante). A menos que de una situación específica, el factor R aplica a los dos, aceros y hormigón. N/A significa que la aprobación del dueño se requiere y así SDAP E se requiere.

$$M_{po} = M_{bo} \left[ 1 - \left( \frac{P_e - P_b}{P_{to} - P_b} \right)^2 \right]$$

**Ecuación 3-7**

Donde

Pe = carga de compresión axial basada en carga de gravedad y la acción sísmica (ideal)

Pb = capacidad de compresión axial máxima nominal (balanceada) el momento en la sección = 0.425 β1 f'c Ag

β1 = el factor de esfuerzo a compresión del bloque ≤ 0.85

Pto = la capacidad de tensión axial de la columna = - Ast fsu

Ast = el área de refuerzo longitudinal

fsu = la fuerza de tensión última del refuerzo longitudinal

$$M_{bo} = K_{shape} A_{st} f_{su} D' + P_b D \left( \frac{1 - \kappa_o}{2} \right)$$

**Ecuación 3-8**

D' = diámetro circular central del refuerzo en una sección circular, o la dimensión fuera del exterior del refuerzo en una sección rectangular; esto generalmente puede ser asumido como = 0.8D

K forma	{	0.32 para las secciones redondas
		0.375 para las secciones cuadradas con 25% del refuerzo longitudinal puesto en cada cara
		0.25 para las paredes con flexión del eje fuerte
		0.5 para las paredes con flexión del eje débil

$k_o$  = el factor relaciona el centroide del esfuerzo de compresión del bloque y debe tomarse como 0.6, o 0.5 para las secciones circulares y rectangulares, respectivamente.

Debe señalarse que las ecuaciones 8 y 9 que se reestructuran como el formato más simple anterior.

Para las columnas de concreto reforzado, un análisis de momento-curvatura de la sección que tome en cuenta el calculo de la fuerza esperada, las propiedades concreto confinado, y los efectos de tensión que endurecen el refuerzo longitudinal.

Para las columnas de acero, la resistencia nominal a flexión ( $M_n$ ) debe determinarse de acuerdo con el AASHTO-LRFD [1998-2000] o:

$$M_n = 1.18 M_{px} \left[ 1 - \frac{P_u}{A_g F_{ye}} \right] \leq M_{px}$$

**Ecuación 3-9**

$A_g$  = la totalidad del área de la sección transversal de una columna de acero

$F_{ye}$  = la fuerza de fluencia mínima especificada y esperada del acero

$M_{px}$  = el momento plástico bajo flexión pura, calculado usando  $F_{ye}$

$P_u$  = carga de compresión axial factorizada

### **3.2.10 Zonas de Rotulas plásticas**

La máxima longitud de las zonas de la rotula plásticas ( $L_p$ ) para columnas típicas de hormigón, de acero, pilotes, y drilled shaft y zonas del fondo de columnas sobre una fundación o sobre la tierra, o sobre dimensión del drilled shaft debe ser el máximo de los siguientes:

Para las columnas de concreto reforzado:

$$L_p = \text{maximum of } \left\{ \begin{array}{l} D_{\max} \\ \frac{L}{6} \\ D \left( \cot \theta + \frac{\tan \theta}{2} \right) \\ 1.5 \left( 0.08 \frac{M}{V} + 4000 \varepsilon_y d_b \right) \\ \frac{M}{V} \left( 1 - \frac{M_y}{M_{po}} \right) \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Ecuación 3-10

Donde

D = dimensión transversal de la columna en la dirección de flexión

$D_{\max}$  = la dimensión máxima de la sección transversal de una columna

$d_b$  = el diámetro del refuerzo longitudinal

L = altura libre de la columna

M = momento máximo de la columna

V = cortante máximo de la columna

$M_y$  = momento de fluencia de la columna

$\varepsilon_y$  = esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal

$\theta$  = ángulo de rotura principal =

$$\tan^{-1} \left( \frac{1.6 \rho_v A_v}{\Lambda \rho_t A_g} \right)^{0.25}$$

con  $\theta \geq 25^\circ$  y  $\theta \geq \tan^{-1} (D' / L)$

$A_v$  = área de cortante de hormigón que puede tomarse como 0.8  $A_g$  para una sección circular y  $bwd$  para una sección rectangular.

$\rho_v$  = la proporción de refuerzo transversal.

$\rho_t$  = la proporción volumétrica de refuerzo longitudinal

$\Lambda$  = factor fijo tomado las puntas como 1 para fijo / clavado y 2 para fijo / fijo

Para columnas de acero:

$$L_p = \text{maximum of } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{8} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right. \text{ (Ecuación 3-11)}$$

Para las columnas acampanadas, la zona de la rotula plástica se extenderá de la punta de la columna a una distancia igual al máximo del criterio anterior debajo del fondo del acampanamiento.

### 3.3 CALTRANS.

La tabla 3.8 ordena el criterio del comportamiento sísmico del Caltrans [1999], incluyendo la clasificación de puentes, niveles de servicio y de daño establecidos en 1994 [Housner, 1994]. Un puente es clasificado como “Importante” o “Ordinario”.

Para los puentes Ordinarios normales, sólo requiere el diseño basado en el desplazamiento, de un nivel, para la evaluación de la seguridad, (el diseño “no colapso”) Caltrans SDC<sup>1</sup> [Caltrans, 2001a]. Los puentes Ordinarios no Standard con características, de geometría y estructura irregular (multinivel, ancho variable, bifurcado, o la superestructura con una gran curva horizontal, diferentes tipos de estructura, desbalanceada, masa y/o rigidez desequilibrada, sesgo grande) y condiciones geológicas inusuales (la tierra suave, moderado a alto potencial de licuefacción ver figura 3.4, y proximidad a una falla de terremoto). En este caso, el criterio específico del proyecto necesita ser desarrollado y dirigido a los rasgos no estándares.

Para los puentes importantes como el SFOBB y el Benicia-Martínez Bridge, el criterio de diseño sísmico que se requiere es basado en el comportamiento del proyecto específico, es de dos-niveles, [Caltrans, 1997, 1999; IAI, 1995].

---

<sup>1</sup> Caltrans. 2001a. *Seismic Design Criteria, Version 1.2*, California Department of Transportation, Sacramento, CA, December.

Tabla 3-8<sup>1</sup> Caltrans Criterio de Comportamiento Sísmico

Movimientos de tierra del Sitio	Nivel de Daño y Servicio Post-sismo	
	Puente ordinario	Puente Importante
Evaluación Funcional	servicio: Inmediato	servicio: Inmediato
Movimiento de tierra	daño: Reparable	daño: Mínimo
Evaluación Seguridad	servicio: Limitado	servicio: Inmediato
Movimiento de tierra	daño: Significante	daño: Reparable

Definiciones: **El puente importante:** si un puente se encuentra en uno o más de los requisitos siguientes, 1. requerido para proporcionar seguridad de la vida de post-terremoto, como el acceso a los medios de la emergencia; 2. tiempo para la restauración de funcionalidad después del cierre crearía un impacto económico mayor; 3. diseñó formalmente como crítico para un plan local de emergencia. **El puente ordinario:** cualquier puente no clasificado como un puente importante. **La evaluación funcional del movimiento de tierra (FEGM):** este movimiento de tierra puede evaluarse determinísticamente o probabilísticamente. La determinación de este evento será analizado en consenso por un grupo Caltrans-aceptado. **La evaluación de seguridad del movimiento de tierra (SEGM):** este movimiento de tierra puede evaluarse determinísticamente o probabilísticamente. La valoración determinística corresponde al MCE, la evaluación probabilística del movimiento de tierra para la seguridad tiene un período del retorno largo típicamente (aproximadamente 1000—2000 años). **MCE:** el terremoto más grande que es capaz de ocurrir a lo largo de una falla sísmica, basado en la información geológica actual como lo definido en 1996 en el Mapa de Riesgo Sísmico del Caltrans. **Los niveles de servicio:** *inmediato:* acceso total al tráfico normal, está disponible después del terremoto casi inmediatamente; *limitado:* acceso limitado (por ejemplo, carriles reducidos, emergencia ligera de tráfico) es posible dentro de los días del terremoto, el servicio lleno es el restituido a lo largo de los meses. **Los niveles de daño:** *mínimo:* comportamiento esencialmente elástico; *reparable:* daño que puede repararse con un riesgo mínimo por perder la funcionalidad; *significante:* riesgo mínimo de colapso, pero el daño exigiría el cierre para reparar.

<sup>1</sup> Caltrans. 2001a. *Seismic Design Criteria, Version 1.2*, California Department of Transportation, Sacramento, CA, December.

El criterio de comportamiento sísmico mostrado en Tabla 3.8 puede lograrse con los siguientes objetivos de diseño:

- Todos los puentes deben diseñarse para resistir deformación impuesta por el terremoto de diseño.



**Figura 3.4<sup>1</sup> Falla del puente por licuefacción del terreno. Terremoto de Kobe, Japón.**

- Todos los componentes estructurales tienen fuerza y/o ductilidad suficiente para asegurar que el colapso no sucederá durante un terremoto máximo creíble (MCE), que es el terremoto más grande que puede ocurrir, basado, en la información geológica actual. La conducta dúctil puede ser proporcionada por las acciones inelásticas a través de los miembros estructurales seleccionados y/o a través de los sistemas de protección y aislamiento sísmicos y los dispositivos de disipación de energía.

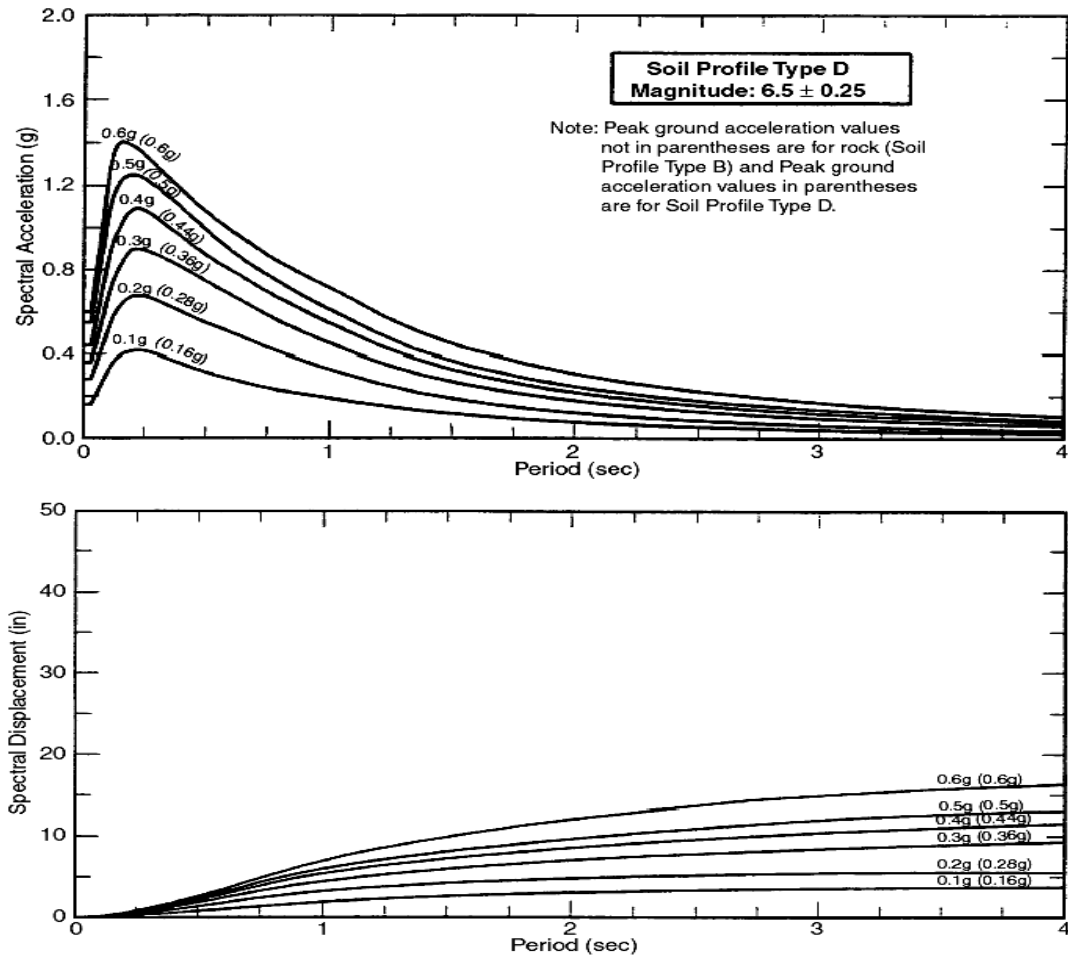
---

<sup>1</sup> Duan, L. and Reno, M. "Performance-Based Seismic Design Criteria For Bridges" Structural Engineering Handbook Ed. Chen Wai-Fah Boca Raton: CRC Press LLC, 1999

- Debe limitarse la conducta inelástica a las situaciones preconcebidas, es decir, los componentes dúctiles explícitamente diseñados para el comportamiento dúctil, dentro del puente son inspeccionados fácilmente y reparados después de un terremoto. Porque la respuesta inelástica de la superestructura de concreto es difícil de inspeccionar y reparar y el daño de la superestructura puede causar al puente que quede en una condición inútil, la conducta inelástica en la mayoría de los puentes de concreto debe ser preferentemente localizada en las columnas, paredes del estribo, tras los muros, y en las alas de los muros.
- Los componentes estructurales no diseñados explícitamente para el comportamiento dúctil, es decir, de capacidad protegida de los componentes, debe diseñarse para permanecer esencialmente elásticos. Es decir, la respuesta en los componentes de concreto debe limitarse al agrietamiento menor o limitado para forzar demandas que no excedan la capacidad de fuerza nominal determinada por el actual Caltrans SDC [2001a]; y la respuesta en los componentes de acero debe limitarse para fuerzas de demanda que no excedan la capacidad de fuerza nominal determinada por las pautas actuales del Caltrans [2001b]. Para asegurar que ocurra el mecanismo de fluencia deseada en el principio de diseño de capacidad, se ejerce manteniendo sobreesfuerzo para aquellos componentes con protección de la capacidad.

### **3.3.1 Análisis Sísmico**

Para los puentes Ordinarios, la evaluación de la seguridad del movimiento de tierra es basada en la valoración determinística correspondiente al MCE. Un juego de curvas de ARS desarrollado por ATC-32 se adopta como las curvas de ARS junto con la aceleración máxima del suelo



**Figura 3.5<sup>1</sup> Las curvas típicas del espectro de respuesta de aceleración del Caltrans.**

del Mapa de Riesgo Sísmico del Caltrans 1996 para determinar las fuerzas sísmicas horizontales. La Figura 3.5 muestra las curvas ARS típicas para EE.UU. La aceleración vertical será considerada para los puentes con los componentes estructurales no-Standard, condiciones inusuales del sitio, o proximidad cercana a las fallas del terremoto y puede aproximarse por una equivalencia estática y una fuerza vertical aplicada a la superestructura.

<sup>1</sup> Caltrans. 2001a. *Seismic Design Criteria, Version 1.2*, California Department of Transportation, Sacramento, CA, December.

Para estructuras dentro de 15 km de una falla activa, las coordenadas espectrales de las curvas ARS deben ser aumentadas por un 20%. Para las estructuras de período largo ( $T \geq 1.5\text{seg}$ ) en los sitios de tierra profundos (la profundidad de aluvión  $\geq 75$  m) deben aumentarse las ordenadas normales espectrales de las curvas, ARS, apropiadas por un 20%; el aumento aplica a la porción de las curvas con los períodos mayores que 1.5 seg.

### **3.3.2 Aproximación al diseño.**

El acercamiento del diseño basado en el desplazamiento se usa para asegurar que el sistema estructural y sus componentes individuales tienen la suficiente capacidad de resistir el desplazamiento y la deformación impuesta por el terremoto de diseño. Usar los desplazamientos en lugar de las fuerzas como una medida de daño y perjuicios del terremoto permite que la estructura pueda cumplir las funciones requeridas.

Los desplazamientos del sistema global y el sistema local dúctil han de satisfacer los siguientes requisitos:

$$\Delta D \leq \Delta C \quad \text{(Ecuación 3-12)}$$

Donde

$\Delta D$  = demanda de desplazamiento determinada por el análisis global, el análisis autónomo, o el más grande de los dos si ambos tipos de análisis son necesarios

$\Delta C$  = la capacidad del desplazamiento cuando cualquier rotula plástica alcanza su última capacidad

En un análisis basado en el desplazamiento, proporcionado de la estructura se hace primero basado en los requisitos de fuerza y de rigidez. El análisis apropiado se corre y los desplazamientos resultantes se comparan a la capacidad del desplazamiento que es dependiente de la

formación y la capacidad rotatoria de rotulas plásticas y puede evaluarse por un análisis de push over estático inelástico. Este procedimiento se ha usado ampliamente en el diseño sísmico de puentes en California desde 1994. Figura 3.6 muestras el diagrama de flujo de diseño para puentes Ordinarios normales.

### **3.3.3 Demandas de desplazamiento en los Puentes y los Componentes Dúctiles**

Las demandas sísmicas en los componentes dúctiles de los sistemas de puentes, son medidas en términos de los desplazamientos en lugar de las fuerzas. Deben estimarse las demandas de desplazamiento de cualquier análisis estático equivalente (ESA) o el análisis elástico dinámico (EDA, es decir, el análisis del espectro de respuesta elástico) para puentes típicos de períodos de 0.7 a 3 seg. Deben hacerse los esfuerzos por diseñar los puentes con las características dinámicas (masa y rigidez), para que el período fundamental este dentro de la región entre el 0.7 y 3 seg., dónde el principio de desplazamientos iguales se aplica. Para los puentes de períodos cortos, el análisis lineal elástico *subestima* las demandas de desplazamiento. La incapacidad para predecir los desplazamientos con precisión por un análisis lineal puede ser superada por cualquier diseño realizado elásticamente del puente, mientras se multiplique el desplazamiento elástico por un factor de amplificación, o usando aislamiento sísmico y dispositivos de disipación de energía para limitar la respuesta sísmica. Para los puentes de períodos largos ( $T > 3$  seg), un análisis elástico lineal generalmente *sobrestima* los desplazamientos, y debe usarse un análisis de desplazamiento por espectro de respuesta lineal elástico.

### **3.3.4 Demandas de fuerza en los Componentes de Capacidad protegida<sup>1</sup>**

Las demandas sísmicas en los componentes capacidad-protegida, como la superestructura, bent caps, y fundaciones, es medida en término de fuerzas en lugar de los desplazamientos. Las demandas de fuerza para los componentes de capacidad protegida, debe determinarse por el equilibrio de la fuerza en el nodo considerando la capacidad de las rotulas plástica del componente dúctil, multiplicado por 1.2 un factor del sobre-esfuerzo. Los factores de sobre esfuerzo calculan la posibilidad, de que la fuerza última del momento plástico real de los componentes dúctiles, exceda la estimación de la capacidad plástica idealizada basadas en las propiedades esperadas. Este factor de 1.2 de sobre esfuerzo no sólo afecta las demandas en los miembros de capacidad protegida, también es usado en la determinación de las demandas de cortante de las mismas columnas.

### **3.3.5 Capacidad sísmica general**

La fuerza y la capacidad de desplazamiento de un elemento dúctil a flexión deben ser evaluadas por el análisis de momento curvatura, basado en las propiedades esperadas del material y los daños y perjuicios anticipados. El impacto de los efectos P- $\Delta$  de segundo orden en la fuerza y capacidad de desplazamiento de todos los miembros sujetos a, flexión combinada, y compresión, deben ser considerados. Los componentes pueden requerir rediseñarse si el efecto P- $\Delta$  es significativo.

---

<sup>1</sup> Duan, L. and Reno, M. "Performance-Based Seismic Design Criteria For Bridges" Structural Engineering Handbook Ed. Chen Wai-Fah Boca Raton: CRC Press LLC, 1999

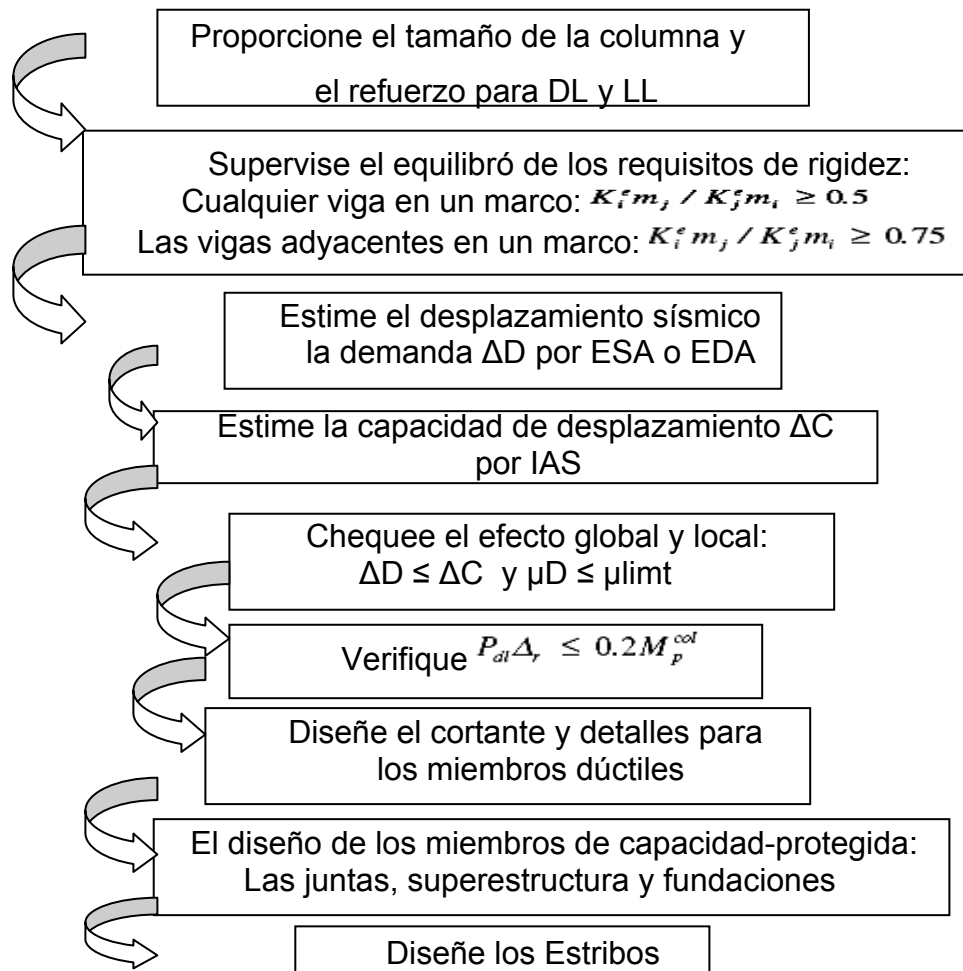


Figura 3.6<sup>1</sup> Caltrans el procedimiento del diseño sísmico para los puentes Ordinarios por la Norma.

### 3.3.6 Capacidad de desplazamiento

La capacidad de desplazamiento del sistema de un puente, debe ser evaluada por un análisis estático inelástico, es decir, un análisis push over. Debe limitarse la capacidad de rotación de todas las rotulas plásticas, a un nivel de comportamiento seguro. Las regiones de la rotula

<sup>1</sup> Duan, L. and Reno, M. "Performance-Based Seismic Design Criteria For Bridges" Structural Engineering Handbook Ed. Chen Wai-Fah Boca Raton: CRC Press LLC, 1999

plásticas deben diseñarse y deben detallarse para que suceda la degradación mínima del esfuerzo bajo la carga cíclica. La capacidad de desplazamiento de un miembro local puede evaluarse por su capacidad rotatoria. La capacidad de desplazamiento de un miembro cantilever (Figura 3.7) puede calcularse como:

$$\Delta_c = \Delta_Y^{col} + \Delta_p$$

Ecuación 3-13

$$\Delta_Y^{col} = \frac{L^2}{3} \times \phi_Y$$

Ecuación 3-14

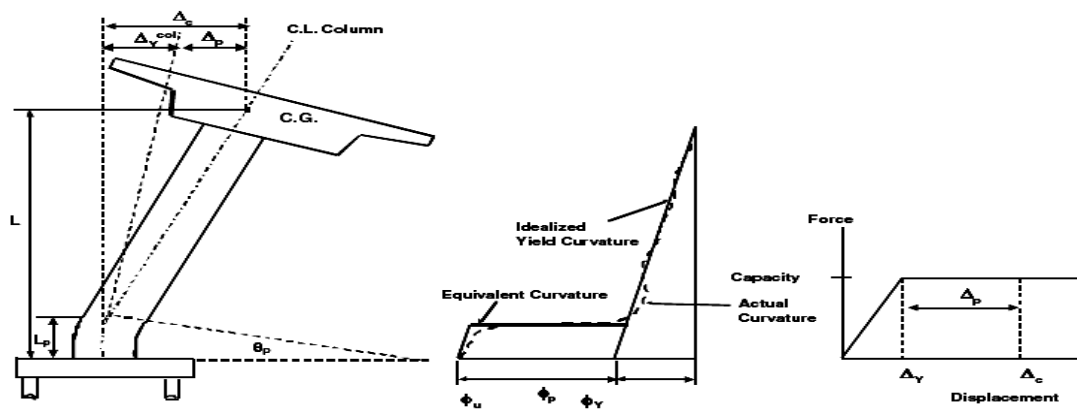


Figura 3.7<sup>1</sup> Desplazamiento de un miembro cantilever.

$$\Delta_p = \theta_p \times \left( L - \frac{L_p}{2} \right)$$

$$\theta_p = L_p \times \phi_p$$

$$\phi_p = \phi_u - \phi_Y$$

Ecuación 3-15

Donde

L = distancia del punto de momento máximo al punto de contra-flexion

L<sub>p</sub> = longitud de la rotula plástica analítica equivalente como lo definido en la Sección 3.2.10.

<sup>1</sup> Caltrans. 2001a. *Seismic Design Criteria, Version 1.2*, California Department of Transportation, Sacramento, CA, December.

$\Delta_p$  = idealización de la capacidad de desplazamiento plástico debido a la rotación de la rotula plástica

$\Delta_{y\ col}$  = idealización del desplazamiento de fluencia de la columna a la formación de la rotula plástica

$\varphi_Y$  = idealización de la curvatura de fluencia definida para una perfectamente elástica la representación plástica de la curva  $M-\varphi$  de la sección transversal (ver Figura 3.8)

$\varphi_p$  = idealización de la capacidad de la curvatura plástica (se asume constante sobre  $L_p$ )

$\varphi_u$  = la curva de capacidad del estado límite de falla, definido como la tensión que alcanza el concreto  $\varepsilon_{cu}$  o el refuerzo de confinamiento de acero que alcanza el esfuerzo último reducido  $\varepsilon_{su}^R$

$\theta_p$  = capacidad de rotación plástica de una rotula plástica

Sin embargo, debe apuntarse además que la Ecuación 14, puede sobrestimar la capacidad de desplazamiento para una columna de concreto reforzado [Duan y Tonelero, 1995]. Por varias razones como, la delgadez de la Columna, la alta compresión, las cargas axiales, y un porcentaje bajo de refuerzo todos contribuyen a sobrestimar la capacidad de desplazamiento. Por consiguiente, debe prestarse especial atención a la estimación de la capacidad de desplazamiento. Se recomienda [Duan y Tonelero, 1995] que el efecto  $P-\Delta$  debe tomarse en consideración en el calculo de la capacidad de carga lateral transportada y la capacidad de desplazamiento, *sobre todo para las columnas de longitud media y largas*. La capacidad del desplazamiento lateral  $\Delta_c$  puede escogerse como el desplazamiento que corresponde a la condición cuando la capacidad de carga lateral transportada, degradada a un cierto el nivel aceptable, diga un mínimo de 80% de la resistencia máxima (Figura 3.9) para la carga máxima [Duan y El tonelero, 1995; El parque y Paulay, 1975; Akkari y Duan, 2000].

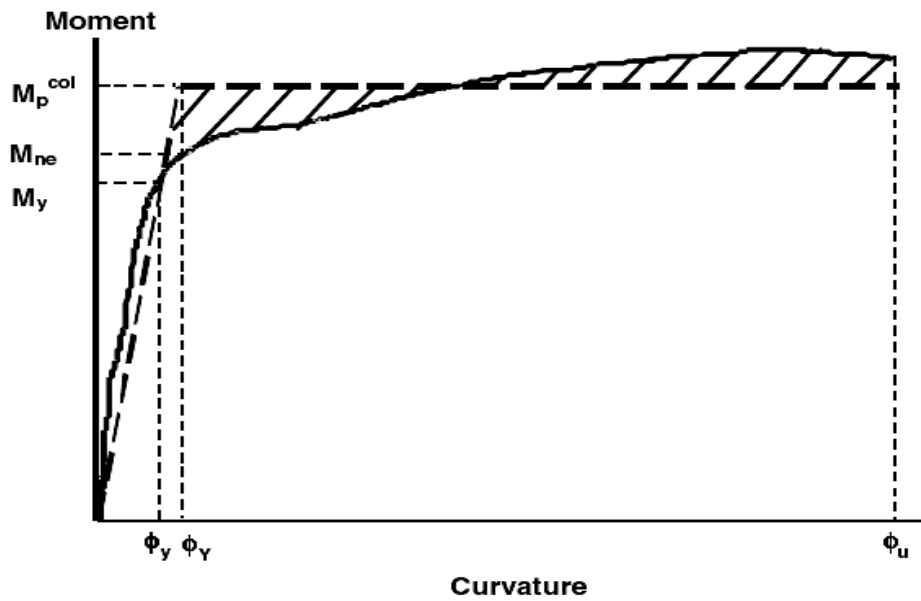


Figura 3.8<sup>1</sup> Idealización de la curva de momento-curvatura.

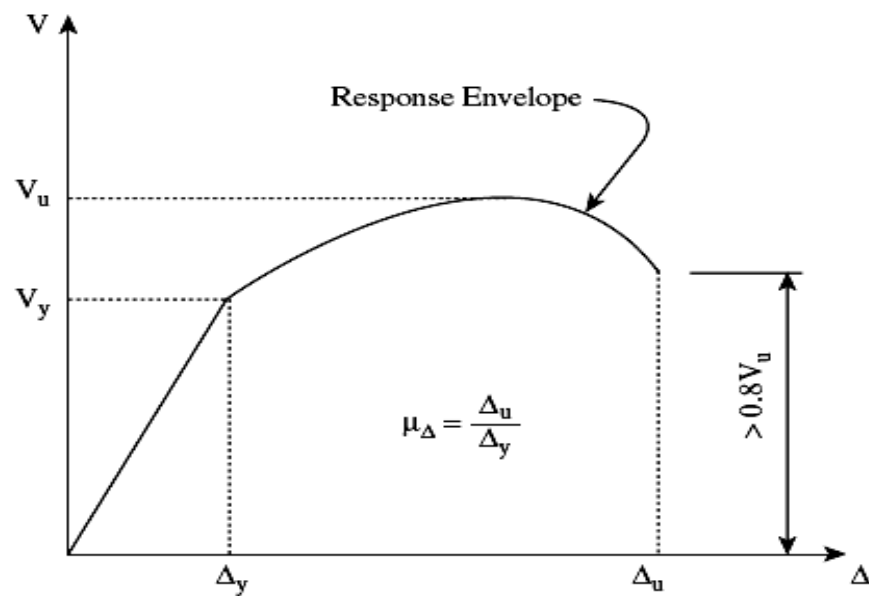


Figura 3.9<sup>1</sup> curva de desplazamiento contra carga Lateral.

<sup>1</sup> Caltrans. 2001a. *Seismic Design Criteria, Version 1.2*, California Department of Transportation, Sacramento, CA, December.

### 3.3.7 Capacidad a cortante

La capacidad de cortante se calculará a miembros de concreto usando las propiedades nominales del material como:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_c = v_c (0.8 A_g)$$

Ecuación 3-16

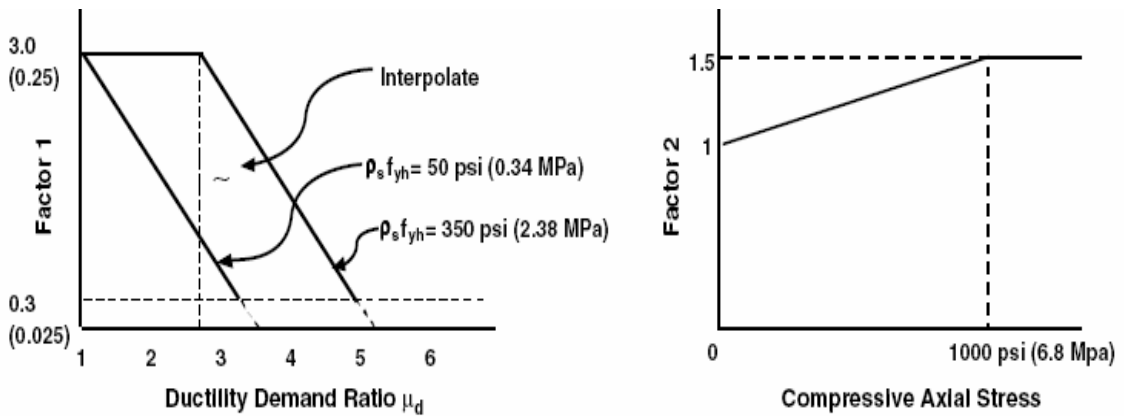


Figura 3.10<sup>1</sup> factores de Cortante

La capacidad a cortante del concreto es influenciada por la flexión y las cargas axiales, y es calculada separadamente para las regiones dentro de la zona de la rotula plástica, y regiones fuera de esta zona. En la zona de la rotula plástica, la capacidad a cortante del concreto se modifica basandose en el nivel de confinamiento y la demanda de desplazamiento dúctil (Figura 3.10).

- Dentro de la zona de la rotula plástica:

$$v_c = \text{Factor 1} \times \text{Factor 2} \times \sqrt{f'_c} \leq 0.33 \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa})$$

Ecuación 3-17

<sup>1</sup> Caltrans. 2001a. *Seismic Design Criteria, Version 1.2*, California Department of Transportation, Sacramento, CA, December.

- Fuera de la zona de la rotula plástica:

$$v_c = 0.25 \times \text{Factor 2} \times \sqrt{f'_c} \leq 0.33\sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa})$$

$$\text{Factor 1} = 0.025 \leq \frac{P_s f_{yh}}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_d < 0.25$$

$$\text{Factor 2} = 1 + \frac{P_c}{13.8A_g} \leq 1.5$$

Ecuación 3-18

Asegurar la capacidad confiable en las regiones de rotula plástica, todo el refuerzo lateral de la columna se requiere que sea en el extremo soldado o que al empalmar los aros, para que sea capaz de resistir la capacidad última del acero de refuerzo.

- Para secciones de confinamiento circular o núcleo enclavado:

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{nA_b f_{yh} D'}{s}$$

(Ecuación 3-19)

- Para estribos de pared en la dirección débil:

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s}$$

(Ecuación 3-20)

Donde

$A_b$  = el área individual del estribo en espiral o en aro

$A_v$  = el área total de de refuerzo de cortante perpendicular al refuerzo de flexión a tensión

$D'$  = la dimensión de la sección transversal, con centro de concreto confinado medido entre el punto central al externo del aro o espiral

$f_{yh}$  = fuerza de fluencia mínima especificada del refuerzo transversal

$d$  = el área del refuerzo de cortante perpendicular al refuerzo de tensión de flexión

$n$  = el número de estribos individuales en la seccion, del centro del espiral o del aro

s = espaciamiento del refuerzo transversal

### **3.3.8 Análisis Estático equivalente**

El análisis estático equivalente (ESA) es el método especificado en Caltrans SDC [2001a], puede usarse para las estructuras más simple que tengan luces equilibradas, rigidez de las pilas similares, y sesgo pequeño y la respuesta sísmica sea principalmente capturada por el modo fundamental de vibración. En el método de ESA, el período fundamental es determinado usando la masa tributaria y rigidez de cada uno de los elementos. La fuerza sísmica aplicada es dependiente del período es el producto del coeficiente ARS por el peso tributario.

### **3.3.9 Análisis del Espectro de Respuesta elástico<sup>1</sup>**

El análisis de espectro de respuesta elástico (ERSA), incluyendo el método de carga uniforme y el método del análisis dinámico multimodal, es un análisis espectral lineal elástico con el espectro de respuesta apropiado y considera un número adecuado de modos de participación con un mínimo del 90% participación de la masa, y debe ser usado para las estructuras complejas.

El método de carga uniforme especificado en las pautas del ATC/MCEER [2001] es esencialmente un método ESA, ese usa una distribución de carga lateral uniforme para aproximar el efecto de las cargas sísmicas. Puede usarse en las direcciones transversales y longitudinales si la estructura satisface los requisitos de la Tabla 3.9.

En los análisis ESA y ERSA, la rigidez efectiva de los componentes debe usarse para obtener la evaluación real del período de la estructura y

---

<sup>1</sup> Bridge Engineering Handbook Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton: CRC Press, 2000

demandas de desplazamiento. La rigidez eficaz de los componentes dúctiles debe representar la rigidez secante real del componente cerca de la fluencia. La rigidez eficaz debe incluir los efectos de agrietamiento del concreto, refuerzo, y la carga axial para los componentes de concreto; las tensiones residuales, torcimiento del elemento, y la carga axial para los componentes de acero; y las restricciones de la tierra circundante para las pilas. Para los miembros de dúctiles de columnas de concreto, los momentos efectivos de inercia  $I_{eff}$  deben ser basados en las propiedades de la sección fisurada y puede determinarse de la pendiente inicial de la curva de  $M-\phi$  entre el origen y el primer punto que designa la fluencia del refuerzo. El momento torsional de inercia de la columna de concreto  $J_{eff}$  puede tomarse como 0.2 veces el  $J_{gross}$ . Para los miembros de concreto de capacidad protegida, el  $I_{eff}$  debe ser basado en su nivel de fisuración. Para superestructuras convencionales de viga cajón, de concreto reforzado,  $I_{eff}$  puede estimarse entre 0.5 y 0.75 veces  $I_{gross}$ , el momento de inercia de la sección gruesa. El preesforzado, solidifica la superestructura,  $I_{eff}$  se supone igual que  $I_{gross}$  porque las superestructuras de preesforzado disminuyen los límites de fisuración del concreto.

**Tabla 3-9<sup>1</sup> Pautas de LRFD Recomendadas: El requisitos para el Método de Carga Uniforme**

Parámetro Número de Luces	Valor				
	2	3	4	5	6
El máximo ángulo subentendido para un puente curvo horizontalmente	20°	20°	30°	30°	30°
proporción máxima de la longitud de la luz de luz a luz	3	2	2	1.5	1.5
proporción de rigidez máxima de caballete/pila de luz a luz, excluyendo los estribos	—	4	4	4	2

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

Las siguientes son las principales consideraciones en el análisis sísmico y del diseño práctico:

- El modelo del elemento viga se usa normalmente con tres o más masas concentradas por cada miembro [Caltrans, 1995a, 1995b].
- Se usa una rigidez más grande del cabezal para simular a menudo una placa rígida.
- Se usan modelos de Compresión y tensión para simular la conducta de juntas de expansión. En el modelo de tensión, los nodos de la superestructura, incluso los estribos, se sueltan longitudinalmente pero las restricciones se modelan como elementos de soporte. En el modelo de compresión, todas las restricciones se consideran para ser inactivos y todas las juntas se bloquean longitudinalmente.
- deben usarse modelos del análisis Simplistas para la valoración inicial de la conducta estructural. Los resultados de modelos más sofisticados verificarán la consistencia con los resultados obtenidos de los modelos simplistas. La rigidez rotacional y traslacional del modelo de estribos y fundaciones en el análisis sísmico debe ser compatible con su estructura y capacidad geotécnica. La capacidad de disipación de energía de los estribos debe ser considerada para los puentes cuya respuesta es dominada por los estribos [Caltrans, 2001c].
- Para ERSA, la proporción de amortiguamiento viscoso inherente en los espectros de tierra especificada normalmente es de 5%.
- Para el análisis de historia del tiempo, en lugar de la media, puede usarse una relación de amortiguamiento del 5% para ambas construcciones de concreto y madera y de 2% para construcciones de acero soldadas y atornilladas.
- Para los puentes de una o dos luces continuas, con el estribo diseñado para activar una presión pasiva significativa en la dirección longitudinal,

una proporción de amortiguamiento sobre el 10% puede usarse en el análisis longitudinal.

- Deben usarse los elementos Soil-resortes para la interacción del suelo, fundación, estructura. Los ajustes se hacen a menudo para hallar la compatibilidad de la fuerza con el desplazamiento, particularmente para los estribos. La capacidad máxima de la tierra detrás de los estribos con altura mayores que 2.5 m puede tomarse como 370 kPa y se reducirá linealmente para la altura de detrás del muro menor de 2.5 m.
- Pilotes con pilas cabezal y fundaciones de spread con los tipos de suelo A y B [ATC/MCEER, 2001] puede modelarse como rígidas. Si la flexibilidad de la fundación contribuye en más del 20% al desplazamiento del estribo, deben considerarse los resortes en la fundación,.
- Para pilotes/drilled shaft, deben usarse la profundidad estimada fija o los resortes tipos soil basados en las curvas p-y.
- Puede idealizarse la conducta, Fuerza deformación, de un aislador sísmico como una relación bilineal con dos variables importantes: pendiente de la rigidez secundaria y característica de la fuerza. Para el diseño, la relación fuerza deformación puede representarse por una rigidez eficaz basada en la rigidez secante y un coeficiente de amortiguamiento. Para información más detallada, la referencia puede hacerse a ATC/MCEER y AASHTO especificaciones guía [ATC/MCEER, 2001; AASHTO, 2000] y Zhang [2000].

### **3.3.10      *Análisis Dinámico No lineal***

El procedimiento de análisis dinámico no lineal que normalmente se usa para los terremotos de 3% PE en 75-años. Deben usarse un mínimo de tres movimientos de tierra que incluyen dos horizontales y un componente vertical, y deben usarse para el diseño las acciones máximas para esos

tres movimientos. Si más de siete movimientos de tierra se usan, la acción del diseño puede tomarse como la acción promedio de los movimientos de tierra. El resultado de un análisis dinámico no lineal debe compararse con un análisis de espectro de respuesta multimodal (MRSA), como un chequeo para la racionalidad del modelo no lineal.

### **3.3.11 *Análisis global y Autosuficiente***

El análisis global especificado en Caltrans SDC [2001a] es un Análisis Elástico Equivalente (EDA), que considera el modelo del puente entero de estribo a estribo. Se usa a menudo para determinar las demandas de desplazamiento en las estructuras multimarco. El análisis autosuficiente es un EDA, que considera sólo un marco individual. Para evitar tener los marcos individuales dependiente de la fuerza y rigidez de marcos adyacentes, el modelo autosuficiente separado para cada marco debe reunir todos los requisitos del SDC.

### **3.3.12 *Análisis Estático inelástico: Análisis Push Over***

El análisis estático inelástico (ISA), normalmente llamado el “el análisis push over,” se usa para determinar la capacidad de desplazamiento de un puente. El ISA debe realizarse usando las propiedades esperadas del material para los miembros modelados. ISA puede categorizarse en tres tipos de análisis:

1. la rotula elásto plástica
2. la rotula plástica refinada
3. la plasticidad distribuida

El método más simple, el análisis de rotula elásto plástico, puede usarse para obtener una solución en el límite superior. El método más exacto, el análisis de plasticidad distribuida, puede usarse para obtener una buena solución. El análisis de la rotula plástica refinada es una alternativa que puede lograr una eficacia computacional y exactitud razonable.

En un análisis de rotula elásto-plástico (plasticidad lumped), la inelasticidad del material se toma en cuenta al usarse rotulas plásticas concentradas “de cero longitud” que mantienen la capacidad del momento plástico y giran libremente. Cuando la sección alcanza su capacidad plástica, una rotula plástica se forma y la rigidez del elemento se ajusta [King et. al, 1992; Levi et. al, 1997]. Para las regiones en un elemento del marco fuera de la rotula plástica, es supuesta la conducta elástica. No, sin embargo, representa con precisión la plasticidad distribuida y los efectos P- $\Delta$  asociados. Este análisis predice una solución superior limitada.

En el análisis de la rotula plástica refinada [Chen y Toma, 1994], en un modelo de fluencia de doble superficie, considera la reducción de la capacidad al momento plástico en la rotula plástica debido a la presencia de fuerza axial, y un módulo tangente efectivo es la respuesta de la degradación de la rigidez, debido a la plasticidad distribuida a lo largo de un miembro del marco. Este análisis es similar al análisis de rotula elásto-plástico en la eficiencia y simplicidad y también en el cálculo para la plasticidad distribuida.

El análisis de plasticidad distribuida modela la zona de inelasticidad a través de las secciones transversales y a lo largo de la longitud de los miembros. Esto también es llamado por varios investigadores el análisis de zona plástica, o el análisis de la zona de plasticidad, y análisis elastoplástico. En este análisis, un miembro necesita ser subdividido en varios elementos a lo largo de su longitud para modelar la conducta inelástica con más precisión. Dos modelos principales se han usado para

modelar con éxito la plastificación de miembros en un análisis de segundo-orden de plasticidad distribuida:

- Se describe la conducta de la sección transversal como una entrada para el análisis por medio de momento compresión curvatura (M-P- $\phi$ ), y la relación momento compresión tensión axial (M-P- $\epsilon$ ), que pueden obtenerse separadamente de un análisis de momento-curvatura o aproximadamente por las expresiones de forma cerrada [Chen y Atsuta, 1977].
- Las secciones transversales se subdividen en áreas elementales y se analizan explícitamente para la interacción de esfuerzo deformación usando las relaciones de esfuerzo deformación apropiadas para todos los elementos durante el análisis.

### **3.3.13      *Análisis de momento-curvatura***

El propósito principal del análisis momento curvatura es estudiar la conducta de la sección. Las siguientes suposiciones se hacen normalmente:

- La sección es plana antes de la flexión y después de la flexión.
- La deformación del cortante y la torsión es despreciable.
- Las relaciones Esfuerzo deformación para el hormigón y el acero se dan en [Caltrans, 2001a].
- Para el hormigón reforzado, debe existir una unión perfecta entre el hormigón y las barras de acero.

Las fórmulas matemáticas usadas en el análisis de la sección son (Figura 3.11):

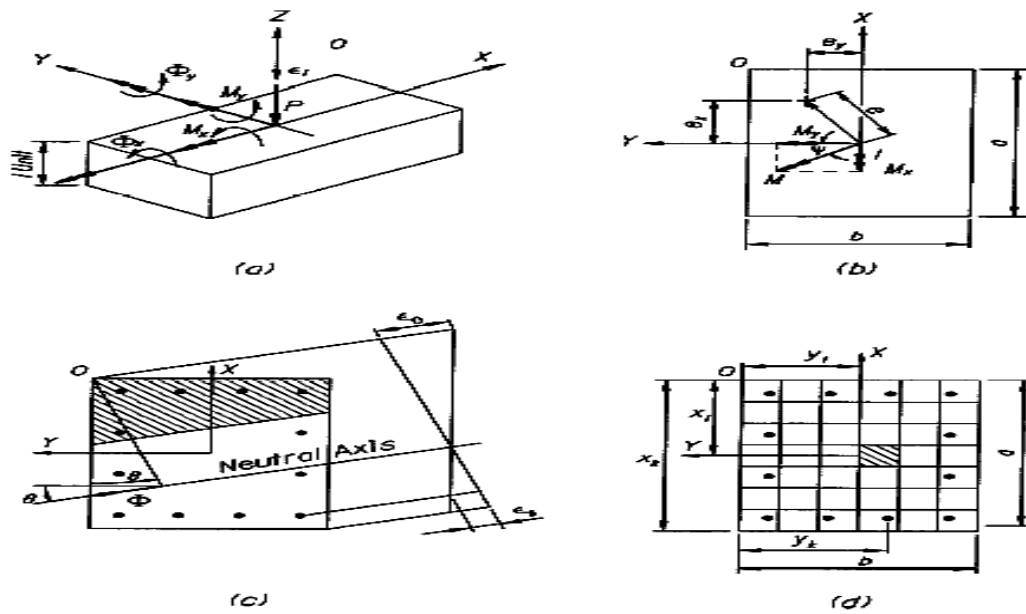


Figura 3.11<sup>1</sup> modelo de análisis de la sección transversal.

Las ecuaciones de compatibilidad:

$$\phi_x = \epsilon/y$$

$$\phi_y = \epsilon/x$$

Ecuación 3-21

Las ecuaciones de equilibrio:

$$P = \int_A \sigma dA = \sum_{i=1}^n \sigma_i A_i$$

Ecuación 3-22

$$M_x = \int_A \sigma y dA = \sum_{i=1}^n \sigma_i y_i A_i$$

Ecuación 3-23

$$M_y = \int_A \sigma x dA = \sum_{i=1}^n \sigma_i x_i A_i$$

Ecuación 3-24

<sup>1</sup> Bridge Engineering Handbook Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton: CRC Press, 2000

Para un miembro de concreto reforzado, la sección transversal es dividida en un número apropiado de capas o filamentos de hormigón y acero, representando el hormigón y el acero de refuerzo como lo mostrado en la Figura 3.11. Cada capa o filamento de concreto y de acero se le asigna su relación de esfuerzo deformación correspondiente, y se usan las relaciones de esfuerzo deformación, confinado y no-confinado, para el concreto del centro y para el concreto de recubrimiento, respectivamente. Para un miembro de acero estructural, la sección es dividida en capas o filamentos de acero y una relación típica de esfuerzo deformación del acero se usa para la tensión y elementos compactos de compresión, y una relación equivalente de esfuerzo deformación, con esfuerzo y deformación de fluencia reducida pueden usarse para un elemento no-compacto de compresión.

El proceso de análisis comienza seleccionando una deformación para la fibra extrema del hormigón (o acero). Usando esta deformación seleccionada y asumiendo una localización del eje neutro (NA) en la sección, un perfil de deformación lineal es construido y se calcula la correspondiente relación de fuerzas y esfuerzos de la sección. El equilibrio de fuerza en la sección se verifica entonces para la carga axial dada. Cambiando la localización del NA, el proceso se repite hasta que el equilibrio sea satisfecho. Una vez el equilibrio sea satisfecho, y para la deformación supuesta y la carga axial dada, la relación de momento curvatura de la sección correspondiente, son computadas por las Ecuaciones 23 y 24.

Se construye un diagrama de momento curvatura ( $M-\phi$ ) para una carga axial dada, incrementando la tensión de la fibra extrema y encontrando el momento correspondiente y la curvatura asociada. El diagrama de interacción ( $M-P$ ) relaciona la carga axial y el momento último, se construye incrementando la carga axial y encontrando el momento último correspondiente usando el procedimiento anterior.

Para una sección de concreto reforzado, el momento de fluencia se define normalmente como el momento de la sección al inicio de la fluencia del acero de refuerzo a tensión. El momento último se define como la capacidad máxima de momento. La curvatura última normalmente se define como la curvatura cuando la fibra extrema de tensión del concreto alcanza la última tensión o cuando las barras de refuerzo (ruptura) alcanza su último esfuerzo (cualquiera que tome primero ese estado), la Figura 3.12a muestra una curva típica M-P- $\phi$ , para una sección de concreto reforzado.

Para una sección simple de acero, como una rectangular, circular sólida, o la sección circular de pared delgada, una forma cerrada de M-P- $\phi$  puede obtenerse usando las relaciones elásticas perfectamente plásticas del esfuerzo deformación [Chen y Atsuta, 1977]. Para todas las otras secciones de acero normalmente usadas, las técnicas de iteración numéricas son usadas para obtener las curvas de M-P- $\phi$ . Figura 3.12b muestran las curvas típicas M-P- $\phi$  para una sección I.

### **3.4 ACERCAMIENTO A LA VIBRACIÓN ALEATORIA<sup>1</sup>**

El acercamiento a la vibración aleatoria es un método de análisis de respuesta sísmica bien reconocido y adelantado para sistemas estructurales lineales multisoporte y estructuras de luz larga [Kiureghian y Neuenhofer, 1992; Heredia-Zavoni et al., 1994]. Este acercamiento proporciona una medida estadística de la respuesta que no es controlada por una opción arbitraria de la entrada de movimientos, y también reduce significativamente la evaluación de la respuesta de una serie de sistemas lineales de un-grado, en ciertos modos, para las entradas multisoportes y

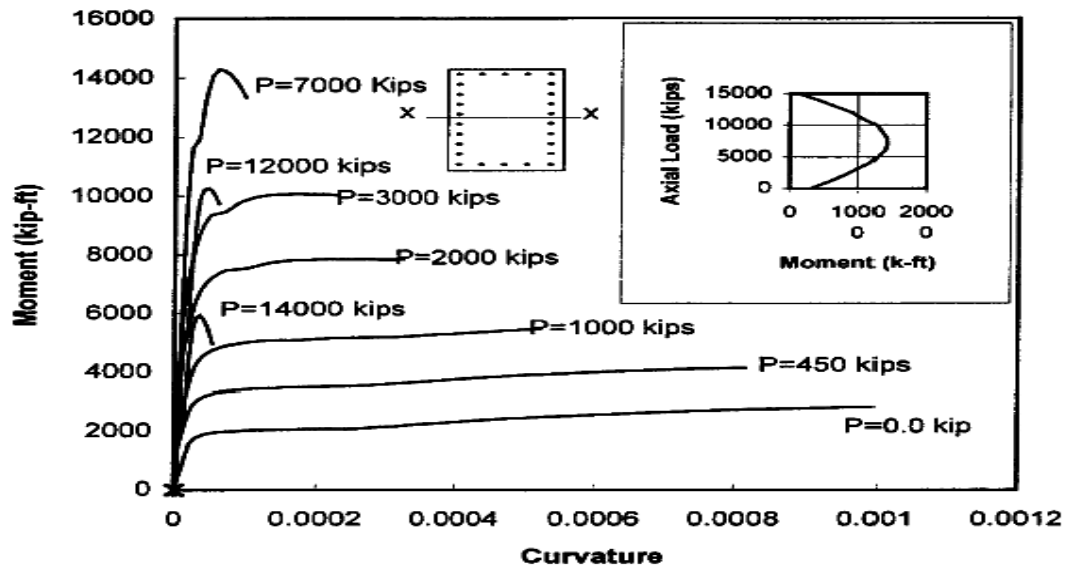
---

<sup>1</sup> Bridge Engineering Handbook Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton: CRC Press, 2000

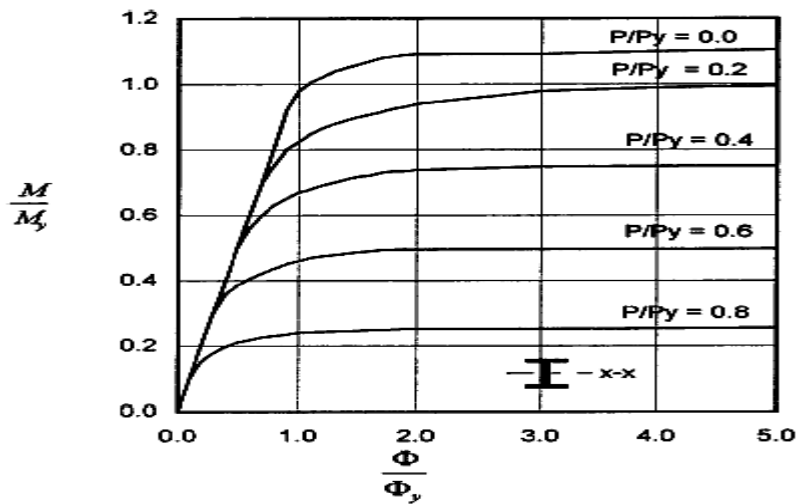
la estructura de correlación de espacio-tiempo del movimiento de tierra [Heredia - El Zavoni et al., 1994].

Aunque el acercamiento de vibración aleatorio se ha adoptado por el **Eurocode** [*El Comité europeo para la Estandarización, 1995*] y se usa ampliamente por los ingenieros chinos, no se ha aceptado como un método práctico de análisis para las estructuras de luz larga y complejas por ingenieros prácticos de EE.UU. debido a las dificultades del cómputo [Kiureghian y Neuenhofer, 1992].

Durante los años noventa, Lin y su equipo [el Lin et al., 1994a, 1994b, 1997, 2001] desarrolló una nueva serie de algoritmos, es decir, la serie para el método de pseudo excitación (PEM), en el análisis de la respuesta aleatoria estructural estacionario/no-estacionario. El PEM es un método exacto y sumamente eficaz para resolver problemas complicados de vibraciones aleatorias. Las condiciones de correlación transversales entre todos los modos que participan y entre todas las excitaciones, son incluidas todas en la respuesta. Recientemente, el PEM se ha usado para analizar varios puentes de luz larga en China. Cheng [2000] analizó el puente Hunan Yue-Yang atirantado con una longitud total de 5700 m, y una luz principal de 880 m, con 2700 grados de libertad, 15 multisoportes de movimientos de tierra, y se usaron 200 modos. Fan et al. [2001] usó PEM para analizar el Segundo puente del Río Yangtze en Nancha, un puente colgante de cables, con una longitud total de 1238 m, y una luz principal de 628 m, en que se analizaron 300 modos en el CQC rápido, (es decir, PEM) y se usaron 12 multisoporte de movimientos de tierra. En los cálculos mostraron que el “el efecto de pasaje de ola” puede causar diferencias en algunas demandas de hasta el 40%.



(a)



(b)

Figura 3.12<sup>1</sup> Curvas típicas de momento compresión curvatura: (a) la sección concreto reforzado; (b) la sección de acero.

### 3.5 DISEÑO DE PUENTES EN COLOMBIA.

El diseño de puentes en Colombia como ya se dijo, en la actualidad se basa en el Código Colombiano de Puentes CCP 200-94 que es un adaptación a nuestro medio de las normas para carretera de la AASHTO

<sup>1</sup>Bridge Engineering Handbook Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton: CRC Press, 2000

de 1989, en el cual se dan pautas para el modelamiento sísmico, diseño, y detalles de armado, de puentes simples como: loza y de viga y loza, preesforzado, y sus componentes como estribos, columnas, y apoyos, etc.

El diseño sísmico es basado en no colapso, el cual se recomienda para todos los tipos de puentes, los puentes se clasifican según la importancia entres grupos, con esto se clasifican en **Categorías de Comportamiento Sísmico** CCS, con estas categorías se determinan los procedimientos mínimos de análisis PAS, los cuales son procedimientos de análisis sísmicos que van del PAS S, al PAS 3 donde cada uno de ellos tiene sus restricciones en un mínimo de CCS para el análisis donde el:

**PAS S**, es el Procedimiento de Análisis Simplificado que es un método basado en un porcentaje de las fuerzas verticales de la placa multiplicado por un Coeficiente sísmico, solo para puentes de una luz regulares e irregulares y un CCS A.

**PAS 1**, se puede utilizarse como mínimo para puentes regulares con dos o mas luces o un CCS B, y consiste en un método espectral del modo fundamental el cual se basa en distribuir las fuerzas sísmicas en la estructura de modo que se deforme como el modo fundamental con una carga unitaria, y desde allí se calcula la respuesta sísmica del puente.

**PAS 2**, es el método espectral con varios modos de vibración, en este se debe modelar la estructura en tres dimensiones y pasarle un espectro de respuesta del sitio, y desarrollar un análisis basado en mínimo 25 modos de vibración, esto se permite como mínimo en puentes irregulares con dos o mas luces o en CCS C.

**PAS 3**, método de respuesta contra el tiempo con familias de acelerogramas, este procedimiento es el mas avanzado y se realiza integrando paso a paso las ecuaciones de movimiento de la estructura. En la estructura se dan algunas fuerzas de diseño de los elementos, y se dan algunas recomendaciones para rotulas plastias y las fuerzas de diseño de cada elemento.<sup>1</sup>

Los puentes son estructuras complejas en su respuesta ante sollicitaciones de fuerzas sísmicas, los métodos antes descritos se fundamentan en los métodos descritos anteriormente como el método estático equivalente.

---

<sup>1</sup> CCP 200-94, Código Colombiano de Puentes, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá Colombia. 1995

## 4 PUENTES TIPO

### 4.1 **FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS PUSH OVER EN SAP 2000.**

En este capítulo se muestra el modelamiento de puentes, y además de una introducción teórica al modelamiento no lineal, en Sap 2000.

#### 4.1.1 **Idealización de la rotula.<sup>1</sup>**

Cada rotula plástica se idealiza como una rotula discreta de punto. Toda la deformación plástica, si es desplazamiento o rotación, ocurre dentro del punto de la rotula. Esto significa que usted debe asumir una longitud para la rotula arriba de la tensión plástica o la curvatura plástica.

No hay ninguna manera fácil de escoger esta longitud, aunque se recomiendan las pautas dadas en ATC 40 y FEMA 273. Típicamente es un fragmento de la longitud del elemento, y es a menudo del orden de la profundidad de la sección, particularmente para las rotulas de momento-rotación se puede aproximar a la plasticidad insertando muchas rotulas, por que es distribuída encima de la longitud del elemento. Por ejemplo, usted podría insertar diez rotulas a ubicaciones relativas dentro del elemento de 0.05, 0.15, 0.25,..., 0.95, cada uno con las propiedades de deformación, basado en una longitud de la rotula supuesta de un-décimo de la longitud del elemento. Claro, agregando más rotulas agregarán más

---

<sup>1</sup> Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures, BASIC ANALYSIS REFERENCE, Computers and Structures, Inc. California, USA 1995.

costo computacional, aunque también puede ser no significativo si ellas realmente no rinden.

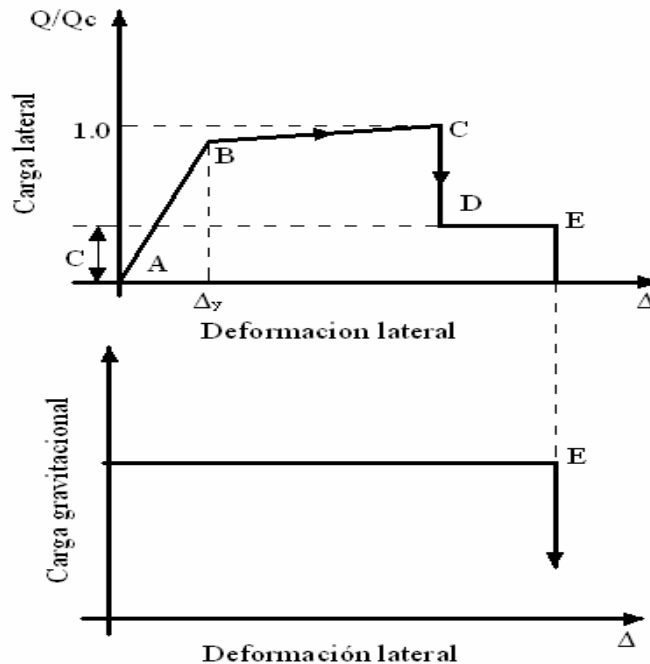


Figura 4.1<sup>1</sup> Relaciones generales carga-deformación para componentes no degradantes.

#### 4.1.2 La Curva de Deformación plástica.

Para cada grado de libertad, usted define una curva de fuerza desplazamiento (momento-rotación) que da la fluencia seguida al valor de rendimiento y a la deformación plástica. Esto se realiza por lo que se refiere a una curva con los valores de cinco puntos, A-B-C-D-E, como lo mostrado en la Figura 4.1. Usted puede especificar una curva simétrica, o una en la que difiere en la dirección positiva y negativa.

La forma de esta curva es la que se usa para el análisis push over en Sap. Usted puede usar cualquier forma. Los siguientes puntos para la construcción de la curva de la rotula deben notarse como en la Figura 4.1:

- Punto A siempre es el origen.

<sup>1</sup> Adaptada de ATC-40

- Punto B representa la fluencia. Ninguna deformación ocurre en la rotula al llegar a B, sin tener en cuenta el valor de la deformación especificada para el punto B. El desplazamiento (la rotación) del punto B se substraerá de las deformaciones de los puntos C, D, y E. Sólo la deformación plástica más allá del punto B se exhibe en SAP 2000 para la rotula.
- Punto C representa la capacidad última para el análisis de push over. Sin embargo, usted puede especificar una pendiente positiva entre C a D para otros propósitos.
- Punto E representan el fracaso o rompimiento total. Más allá del punto E la rotula no asumirá carga, y caerá abajo al apunte F (no mostrado) directamente debajo del punto E en el eje horizontal. Si no se quiere que la rotula falle de esta manera, especifique un valor grande para la deformación del punto E.

Usted puede especificar la deformación adicional indicando los puntos IO (la ocupación inmediata), LS (la seguridad de vida), y CP (la prevención del colapso). Éstos son medidas para información que se anotan en los resultados del análisis y se usan en el comportamiento. Ellos no tienen efecto en la conducta de la estructura. Antes de alcanzar el punto B, toda la deformación es lineal y ocurre en el elemento del Marco, no en la rotula. La deformación plástica más allá del punto B ocurre además en la rotula, cualquier deformación elástica que puede ocurrir en el elemento. Cuando la rotula descarga elásticamente, lo hace sin deformación plástica, es decir, siguiendo la pendiente A-B.

#### ***4.1.3 Consideraciones importantes.***

El análisis no lineal toma tiempo y paciencia. Cada problema no lineal es diferente. Se debe tener en cuenta que se necesita cierto tiempo para acercarse a la solución no lineal de la estructura.

Se comienza con un modelo simple y se va construyendo gradualmente, asegúrese que el modelo realizado se comporte como lo esperado bajo las cargas estáticas lineales y de análisis modal. En lugar de empezar con las propiedades no lineales por todas partes, se van agregándolas y se van incrementando con las áreas donde usted espera la mayoría de las no linealidades.

Si usted está usando en el marco bisagras, empiece con modelos que no pierdan fuerza; se puede modificar la rotula planeada o rediseñar la estructura.

Cuando sea posible, realice el análisis inicial sin no linealidades geométricas. Agregue el efecto P-delta, y las deformaciones posiblemente grandes, después. Se inicia con un objetivo modesto los desplazamientos y un número limitado de pasos. Al principio, la meta debe ser realizar los análisis rápidamente para que pueda ganar experiencia con el modelo.

Matemáticamente el análisis estático no lineal, no siempre garantiza a una única solución.

#### **4.1.4 Tipos de rotulas<sup>1</sup>**

Los tipos de rotulas que se pueden asignar dependen de la sollicitación que gobierne el elemento por ejemplo para una viga los efectos que la gobiernan son el cortante y el momento, pero para una columna los efectos que gobiernan son la carga axial y los momentos, por esto Sap 2000 trae por defecto definidas 4 clases de rotulas, la rotula para el momento principal en la viga M3, la rotula para el cortante principal en la viga V2, la rotula para la interacción de los efectos de carga axial y momentos, para las columnas PMM, y la rotula de momento en el sentido

---

<sup>1</sup> Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures, BASIC ANALYSIS REFERENCE, Computers and Structures, Inc. California, USA 1995.

débil de la viga M2, aunque se pueden generar rotulas que contengan todos los efectos en una sola rotula.

Además se puede definir el tipo de redistribución de esfuerzos que se generan en la estructura en el momento que falle una rotula, para esto esta definido tres tipos de redistribución que son:

*Descargue la Estructura Entera:* cuando se presenta un estado de falla la estructura se descarga completamente y se le asigna una rigidez de cero (0) al elemento, y se vuelve a cargar la estructura.

*Aplique la Redistribución Local:* en este método se descarga solo el elemento se le asigna una rigidez de cero y se redistribuyen los esfuerzos entre los elementos adyacentes cumpliendo con el equilibrio.

*Reinicie Usando la Rigidez Secante:* se descarga el elemento y se le asigna una rigidez pequeña equivalente a una secante de la rigidez elástica luego se vuelve a cargar el elemento redistribuyendo los esfuerzos con respecto de la rigidez de cada elemento.

Los siguientes son una sucesión general de pasos recomendados para la realización del análisis no lineal o push over que usa SAP 2000:

1. cree a un modelo como para cualquier otro análisis.
2. defina las propiedades de las rotulas del marco y asígnelos a los elementos frame/cable (solo a estos se les puede asignar).
3. defina la Carga estática y Casos de Análisis dinámicos que pueden ser necesitados para la asignación del acero, en el diseño en concreto, de los elementos de la estructura, particularmente *por que el valor predeterminado es usado por las rotulas.*
4. ejecute los Casos del Análisis necesitados para el modelo.
5. si cualquier propiedad de rotula de hormigón es basado en los valores de valor predeterminado será calculado por el programa, usted debe realizar las combinaciones de carga, para que el acero de refuerzo sea determinado.

6. defina los Casos de Carga que se necesitan para el uso en el análisis del pushover, Incluyendo:

- La carga de Gravedad y otras cargas que pueden estar actuando en la estructura antes que las cargas sísmicas laterales son aplicadas. Usted ya puede haber definido éstos casos de Carga.
- Cargas Laterales que se usarán para empujar la estructura. Si usted va a usar la Carga de aceleración o las cargas modales, usted no necesita ningún nuevo Caso de Carga, aunque las cargas modales le exigen que defina un Caso del Análisis Modal.

7. Defina el Análisis estático no lineal que se incluye para ser usado para el análisis del push over, este incluye:

- Una sucesión de uno o más casos que empiezan de cero y aplican la gravedad y otras cargas fijas que usan el mando de carga. Estos casos pueden incluir la organización de la construcción y no linealidades geométricas.
- Uno o más casos de push over que empiezan de esta sucesión y aplican carga lateral al push over. Estas cargas deben aplicarse bajo el mando del desplazamiento.

El control de desplazamiento, normalmente está en la cima de la estructura y su comportamiento se use para trazar la curva push over.

8. ejecute los Casos de Análisis del push over.

9. Repase los resultados del push over: Trace la curva push over, la forma deformada mostrando los estados de la bisagra, fuerza y el momento, e imprima o despliegue cualquier otro resultado.

10. Revise al modelo frente al requisito y repita.

Es importante que se considere varios análisis push over, laterales diferentes, combinado para representar las diferentes sucesiones de respuesta que podría ocurrir durante la carga dinámica. En particular, usted debe empujar la estructura en las direcciones X y Y, y posiblemente

en ángulos entre ellos. Para las estructuras no simétricas, empujar en la dirección positiva y negativa puede producir resultados diferentes. Al empujar en una dirección dada, se puede considerar distribuciones verticales diferentes de carga lateral, como el primero y segundo modo en esa dirección.

En el formato ADRS (el Espectro de Contestación de Aceleración desplazamiento) se trazan ambas curvas, la **Capacidad Estructural** (el push over) y los **Espectros de Demanda** en la aceleración espectral contra las coordenadas del desplazamiento espectrales como se ve en la Figura 4.2. Refiérase al ATC-40 página 8-12 para información adicional. El área de espectro de demanda sólo es activa cuando la opción de Espectro de Capacidad es escogida.

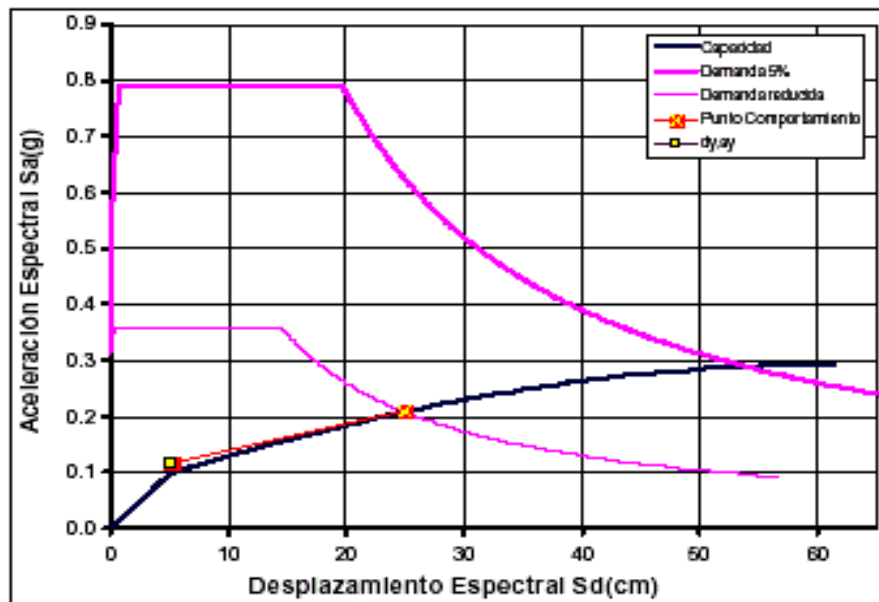


Figura 4.2 Curva típica de Demanda y Capacidad en coordenadas espectrales.

- El Coeficiente sísmico  $C_a$  y el Coeficiente Sísmico  $C_v$  se calcula. Para la forma del espectro de la demanda, con 5% amortiguamiento se controla por los valores de entrada en el Coeficiente Sísmico  $C_a$ , y el Coeficiente Sísmico  $C_v$  como se muestra en la Figura 4.3. Refiérase al ATC 40,

Capítulo 4, para una explicación detallada para los valores apropiados para,  $C_a$  y  $C_v$ . Se crean espectros de Demanda para otros niveles amortiguamiento diferente al 5%, el espectro usa los factores de la reducción espectrales descritos en la Sección 8.2.2.1.1 de ATC 40.

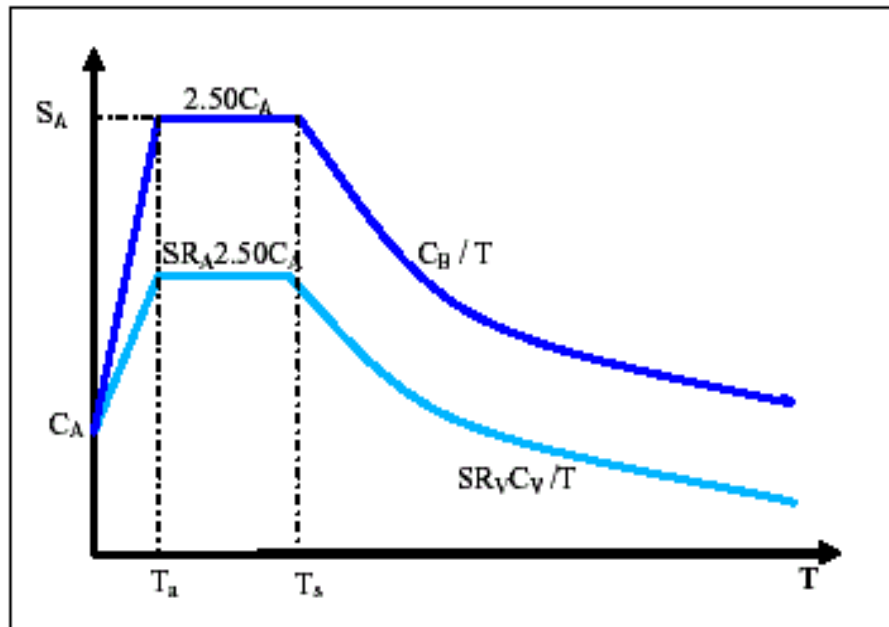


Figura 4.3<sup>1</sup> Espectro elástico de respuesta, para hallar los valores de  $C_a$  y  $C_v$ .

- Refiriéndose en el ATC-40 la ecuación 8-8, el término de  $b_0$  es automáticamente incluido por el método de análisis SAP 2000, y es el 5% término amortiguamiento viscoso inherente puede especificarse el Inherent/Additional Amortiguamiento revise la caja como 0.05. Si el amortiguamiento viscoso adicional se le proporciona a la estructura, quizás por apagadores viscosos que no son incluidos específicamente en el modelo, esto amortiguamiento también deben ser incluidos en el Inherent + los Amortiguamiento Adicionales. Así si el amortiguamiento inherente en la estructura se asume que es 5% de amortiguamiento crítico, y apagadores que proporcionan un adicional se asumen 7% de amortiguamiento crítico para ser agregado a la estructura (aunque ellos

<sup>1</sup> adaptada del ATC 40

realmente no están en el modelo), el valor se mete en el Inherente + los Amortiguamiento Adicionales en la caja debe ser igual a 0.12, por que  $0.05 + 0.07 = 0.12$ .

- El Tipo de Conducta estructural. Seleccione una de las cuatro opciones de Tipo de Conducta Estructurales en el área de Parámetros de Amortiguamiento. La Conducta Estructural se puede definir como A, B y valor predeterminado C a los valores definidos para esos tipos de conducta estructurales en Sección 8.2.2.1.1 de ATC-40. En la sección 8.2.2.1.1 de ATC 40 define un factor de kappa, k que modifica el área calculada de histeresis, para los diferentes tipos de conducta estructural. Esa sección también describe la Conducta Estructural digite A, B, y C y afecte las curvas por el factor de la kappa asociado con cada tipo de conducta (vea Figura 8-15 en ATC 40).

La opción del usuario en el botón de Modify/Show. La opción del Usuario le permite al usuario entrar los valores de kappa (k), diferentes a aquéllos proporcionados por los Tipos de conducta A, B, y C. Con la opción del Usuario seleccionado, haga clic en Modify/Show asociados para introducir los factores.

- Si la curva pushover esta actualmente desplegada y está en el formato ADRS, el recuadro desplegado incluirá la siguiente información para cada paso del pushover: el período efectivo, el amortiguamiento efectivo, las coordenadas espectrales ( $S_a$ ,  $S_d$ ) de la curva de capacidad (push over), y los factores de escalamiento usados para convertir la curva del fuerza-desplazamiento al formato de ADRS, Phi y Alfa (vea Figura 8-5 en ATC-40). Nota Phi es el denominador en ecuación 8-4 de ATC-40 y Alfa es el denominador en ecuación 8-3 de ATC-40.

- La forma de calcular el punto de comportamiento con la curva Pushover y el Espectro de la Demanda (amortiguamiento Variable ).

la curva del espectro de demanda solo (amortiguamiento variable) se construye haciendo lo siguiente para cada punto en la curva push over en formato ADRS:

1. Dibuje una línea radial a través de un punto en la curva push over en formato ADRS. Ésta es una línea de período constante.
2. Calcule el amortiguamiento asociado con el punto de la curva, basado en el área bajo la curva en ese punto.
3. Construya el espectro de demanda, trazándolo para el mismo nivel de amortiguamiento antes calculado, asociándolo con el punto de la curva push over.

Si el espectro de demanda coincide con el punto en la curva de capacidad, hecho por la línea radial de periodo trazada para calcular el amortiguamiento.

El punto de intersección de la línea radial y el espectro de la demanda asociado representa un punto en la curva el Solo Espectro de la Demanda (Amortiguamiento Variable).

**Este método es similar al método llamado el Procedimiento B en Capítulo 8 de ATC 40<sup>1</sup>**, exceptuándose que no se hace la asunción de simplificar la rigidez de post fluencia que permanece constante.

#### **4.1.5 Modelamiento de Puentes.**

El análisis de puentes puede usarse para determinar la respuesta de la estructura del puente debido al peso de las cargas vivas de Vehículo. Al poder considerar la flexibilidad, que se proporciona para determinar los desplazamientos máximos y mínimos y fuerzas debido a Carriles múltiples de carga en las estructuras complejas, como los intercambiadores viales.

---

<sup>1</sup> ATC/MCEER Joint Venture. 2001. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report*, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, November 2001

Los efectos de las cargas vivas de Vehículo pueden combinarse con cargas estáticas y dinámicas, y las envolventes para la respuesta pueden calcularse.

El puente al ser analizado es modelado con elementos Frame que representan la superestructura, la subestructura y otros componentes de interés. Los desplazamientos, las reacciones, las fuerzas de resorte, y elementos Frame que puede determinarse las fuerzas interiores debido a la influencia de la carga viva del Vehículo. Otro elemento tipo (Shell, Plane, Asolid, el Sólido, y Link) puede usarse; ellos contribuyen a la rigidez de la estructura, pero ellos no son analizados por el efecto de carga de Vehículo.

Se definen los carriles en la superestructura que representa donde, las cargas vivas pueden actuar. Estos carriles no necesitan ser paralelos ni de la misma longitud, para que los modelos de tráfico complejos puedan ser considerados. El programa computa las líneas de influencia convencionales para todas las cantidades de respuesta debido a la carga de cada Carril. Estas líneas de influencia pueden ser desplegadas usando la interfaz gráfica del SAP 2000, y se usan para la ubicación de la carga viva en la posición mas desfavorable.

En resumen, el procedimiento para realizar el Análisis del Puente es:

- Modele la conducta estructural del puente con los elementos tipo Frame, y los apoyos con elementos NLink.
- Defina los carriles de tráfico que describen donde la carga viva que actúa el Vehículo, y las cargas del vehículo de diseño.

## **4.2 MODELO DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE**

Usted debe modelar la estructura del puente principalmente con los elementos Frame, y los apoyos se modelan con elementos NLink que representan la conducta no lineal de ellos.

#### **4.2.1 Los Elementos Frame<sup>1</sup>**

En los casos simples usted puede definir un modelo “bidimensional” con los elementos longitudinales representando la superestructura y la carretera, y los elementos verticales representando los estribos y apoyos. Para el puente de estructura curva éstos elementos Frame no necesitan existir en un solo Plano. Los elementos dirigidos en el tercio, de la dirección transversal, también puede usarse para modelar el declive y otros rasgos.

Especifique las propiedades de la Sección apropiadas para representar las propiedades de rigidez eficaz total de la superestructura y miembros de la subestructura. Estos elementos deben ser puestos a lo largo del eje neutro de los miembros que ellos representan.

Los resultados del Análisis del Puente arrojan del elemento Frame, las fuerzas internas y momentos que pueden usarse para diseñar las secciones reales.

#### **4.2.2 El elemento Link**

El elemento **NLink**<sup>1</sup> se usa para modelar las no linealidades estructurales locales. *La conducta No lineal sólo se exhibe durante los análisis no lineales. Para todos los otros análisis, el elemento Link se comporta linealmente, osea con la rigidez efectiva (k).*

Cada elemento Link puede conectarse a una junta de resorte de tierra o a dos nodos. Se definen propiedades de la misma manera que para cualquier tipo de elemento, masa, peso, rigidez.

---

<sup>1</sup>Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures, BASIC ANALYSIS REFERENCE, Computers and Structures, Inc. California, USA 1995.

Se asume que cada elemento es compuesto de seis “resortes” separados, uno para cada uno de los seis grado-de libertad de deformación (axial, cortante, torsión, y el momento).

Cada uno de estos resortes posee un juego dual de propiedades:

- La **rigidez** eficaz Lineal, y las propiedades de **amortiguamiento** eficaz se usa para todos los análisis lineales.
- Una relación opcional de fuerza deformación no lineal se sólo usa para los análisis no lineales.

Si las propiedades opcionales no lineales no se especifican para un grado de libertad dado, se usan las propiedades de rigidez lineal (pero no el amortiguamiento) para los análisis no lineales. La propiedad lineal de amortiguamiento efectivo sólo se usa para los análisis del espectro de respuesta y los análisis lineales de tiempo historia.

Pueden acoplarse o desacoplarse las relaciones de fuerza deformación no lineal de estos resortes, dependiendo del tipo de conducta planeada.

Un juego de propiedades para todos los seis grados de libertad se llama un Nlprop. Cada Nlprop consiste en masa, peso, y seis relaciones lineales y no-lineales de fuerza-deformación, para eso puede usarse uno o más elementos NLink.

Los tipos de conducta no lineales que pueden planearse con este elemento incluyen:

- El amortiguamiento Visco elástico
- Gap (sólo compresión) y Hook (sólo tensión)
- La elasticidad uní axial Mult.-lineal
- La plasticidad Uní axial (modelo Wen)
- La plasticidad uní axial Mult.-lineal con el endurecimiento cinemática
- La Biaxial-plasticidad del aislador base
- El péndulo de fricción del aislador base, también puede usarse para el contacto del gap fricción.

Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas locales para definir las propiedades de fuerza deformación y para interpretar los resultados. Cada elemento NLink puede ser cargado por Cargas de gravedad (en cualquier dirección).

Los resultados disponibles incluyen la deformación del elemento, las fuerzas, interiores y en las juntas del elemento.

### **4.2.3 La Propiedad de Elasticidad Mult.-lineal<sup>1</sup>**

Para cada grado de libertad o deformación, usted puede especificar las propiedades Multi lineales elásticas. Todas Las deformaciones interiores son independientes. La deformación de un grado de libertad no afecta la conducta de cualquier otro. Si usted no especifica las propiedades no lineales para un grado de libertad, el grado de libertad usa la rigidez lineal eficaz que puede ser cero, la cual es la pendiente de la parte elástica de la curva fuerza desplazamiento, que representa la conducta del apoyo.

La relación de fuerza deformación no lineal se da por una curva Mult.-lineal que usted define por un juego de puntos. La curva puede asumir casi cualquier forma, con las siguientes restricciones:

- Un punto debe ser el origen (0,0).
- Por lo menos debe definirse, un punto para la deformación positiva, y un punto para la deformación negativa.
- Las deformaciones de los puntos especificados deben aumentar monótonamente, sin tener dos valores iguales.
- Las fuerzas (los momentos) puede asumir cualquier valor

La pendiente dada por los dos últimos puntos especificados en el eje de la deformación positiva, es extrapolada para la deformación positiva infinita.

---

<sup>1</sup> Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures, BASIC ANALYSIS REFERENCE, Computers and Structures, Inc. California, USA 1995.

Similarmente, la pendiente dada por los dos puntos últimos especificados de la deformación negativa se extrapola en el eje al infinito la deformación negativa.

La conducta es no lineal pero es elástica. Esto significa que el elemento carga y descargas a lo largo de la misma curva, y ninguna energía es disipada.

## 5 ANÁLISIS.

### 5.1 **MODELO DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE.**

1. Se abre el programa y se escogen las unidades apropiadas para el modelo.
2. Se debe tener bien claro el tipo y el modelo del puente, cuales son los elementos principales a modelar y cuales son sus propiedades, los elementos deben ser puestos a lo largo del eje neutro como tas se dijo.
3. Se realiza un modelo de la estructura del puente teniendo en cuenta que los únicos tipos de elementos que se les puede asignar cargas vivas y rotulas plásticas son los tipo Frame, y que estos deben describir en lo posible lo mas parecido a los carriles de trafico del puente para la carga móvil, estos elementos deben ser paralelos a la dirección del trafico y pueden estar separados una pequeña distancia longitudinal pero no tiene mucha influencia una distancia transversal, si se utilizan otros tipos de elementos como shell, plane, etc., se debe tener en cuenta que si se modela los elemento estructurales con otro tipo de elemento este no va a ser tomada en cuenta en los cálculos de la fuerza de vehículo o si este toma la rigidez de la estructura podría subestimar la respuesta.
4. Definimos la grilla en 2 o 3 dimensiones.

A continuación se mostrara el procedimiento para el modelamiento del puente en el Programa **SAP 2000 versión 8.3.3**, paso por paso después de llenar las recomendaciones anteriores:

En el menú **Definir (Define)** definimos *Materiales*: concreto normal, u otro tipo de material a utilizar, *Secciones*: en esta parte se debe tener mucho cuidado en las componentes de las secciones si se toma en cuenta la

placa dentro del elemento o no se vea a tomar en cuenta en la respuesta del Vehículo, para esto se puede definir las secciones del tipo General, teniendo la geometría de la sección (se puede obtener por Autocad con una región, y el comando MASSPROP, el centroide de la sección debe estar en el punto 0,0 para poder tomar el momento de inercia, por el eje 3 es del eje X y el 2 es del eje Y igual que los radios de giro) y se necesita los valores como el área, la constante torsional, y momentos de inercia se da OK o se pueden definir en los tipos dados como rectangular, circular, T, y en la siguiente ventana se dan las dimensiones mayores de la sección y el nombre, y si es un sección variable se deben definir las secciones que conforman la viga luego del menú define Frame Section escogemos add Nom Prismatic de allí se despliega un cuadro de dialogo en el cual definimos los tramos variables dándoles la sección de inicio, la de final, longitud del tramo, el tipo de variación en los dos sentido (2,3), de la viga el cual puede variar de tres formas, lineal, parabólica, y cúbica, pero para el análisis no lineal, de los modelos de este trabajo solo se utilizaron secciones rectangulares y secciones T, las cuales se les puede asignar aceros, cuando son de concreto. Se trato de utilizar el Section Designer, para la definición de las secciones T de la placa pero esta aplicación toma por defecto la curva de esfuerzo deformación para concreto simple ósea no reforzado y por esto no se recomienda que se utilice en un análisis no lineal, al representar los elementos de sección variable con el tipo Nom Prismatic no se les puede asignar rotulas plásticas a esa sección se recomienda dividir el elemento en varias secciones, y que correspondan al punto central que ellas representan.

*Cargas:* como la muerta, viva, etc. para la superestructura actúan las siguientes cargas; D muerta, L viva, I impacto, W viento sobre la estructura, WL viento sobre la carga viva, CF centrifuga (para puentes curvos), LF fuerza longitudinal de frenado, R acortamiento de la estructura, S retracción del fraguado, T temperatura, EQ sismo, para la

infraestructura se tienen las siguientes cargas, E empuje de tierras, B flotación (sumergidos), SF presión por flujo de la corriente y retracción del fraguado, estas son tomadas por recomendación del CCP 200-94<sup>1</sup>.

Luego se pueden definir los casos de *carga móvil* que son los casos de carga de vehículos, para los cuales se deben definir ciertas características del puente, *Carriles* (Lane): aquí se definen los carriles de tráfico por los cuales va a correr los vehículos de diseño, se definen con la etiqueta del elemento y dándolas en el orden que debe transitar el carro, también se da la excentricidad del carril con la siguiente convención: un chofer que viaja en la carretera en la dirección que corre el Carril, un Carril a la izquierda de los elementos de la carretera tiene una excentricidad positiva<sup>1</sup>, *Vehículos*: se puede seleccionar dos tipos, un vehículo estándar cargados por SAP, o un Vehículo general el cual puede llevar cargas de ejes y distribuidas, este se explica mas adelante, para el código se toman dos tipos de cargas el camión C 40-95 o el C 32-95, y la carga de carril que es una carga distribuida uniforme por metro lineal con una carga puntual flotante, *Clase de Vehículo*: el cual es una especie de combinación de carga en la cual se cargan los diferentes vehículos definidos y que van a ser asignados en los diferentes carriles, Tipo de Respuesta: aquí se define el tipo de respuesta que calculara el programa ( si calcula, reacciones, desplazamientos, fuerzas internas, etc.) y el grupo de elementos que se van a calcular. También se define el método de cálculo que tiene dos opciones exacto, es recomendado para análisis finales, y Nivel de Refinamiento, que interpola la línea de influencia dependiendo del numero que se especifique para el análisis, ej. Si se toma 1, solo se tendrán dos puntos para la construcción de la línea de influencia, el máximo especificados pueden ser el numero de puntos de carga, también se puede escoger la opción, reducción de la respuesta,

---

<sup>1</sup> CCP 200-94, Código Colombiano de Puentes, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogota Colombia. 1995.

que hace que el programa tome las cargas aplicadas sin importar si aumentan o disminuyen la respuesta, también se puede escoger la opción de Calcular los Correspondientes Valores de los Frames para las cargas de vehiculo, que genera las otras cinco componentes de respuesta además de los pedidos esto se utiliza para el diseño de concreto reforzado. *Espectros de respuesta*, en define functions, si se va modelar con un espectro se pica Response espectrum y selecciona de la lista, from file, se nombra, se cambia el tipo de valores en el cual esta (periodo o frecuencia) y se busca el archivo que debe estar en formato txt, si es un acelerograma se pica time history de la lista escogemos function from file damos Add, cambiamos nombre escogemos el tipo de valores en el que viene el archivo, el tipo de formato y buscamos el archivo que debe estar en formato de texto. **Casos de Análisis:** que es definir el tipo de análisis que se va a realizar con la carga, se define un tipo de análisis de *Carga Móvil* (Moving Load), en esta se especifican como se aplica las Clases de Vehiculo a los Carriles de trafico, en la parte de uso de rigidez es para seleccionar si se comienza desde cero o desde un caso No Lineal anterior a este, pero las cargas del caso anterior no lineal no son tomadas en cuenta solo se toma las rigiezes de los elementos, por defecto solo se puede tomar desde cero, en el recuadro de Factores de Escala para Múltiples Líneas se le puede dar un factor de escala dependiendo del numero de carriles cargados, se le da un factor de reducción de las cargas (A.3.4.7 CCP 200-94) que multiplica la carga de los carriles los factores del código son Uno o Dos carriles el factor es del 100%, para tres carriles es del 90%, y para Cuatro o mas carriles el factor es de 75%, el siguiente es el de Aplicación de Cargas, como ya se dijo, lo que se asigna son las Clases de Vehiculo, se escoge la Clase a asignar se le puede dar un factor de escala que multiplica el efecto de la clase (en este factor de escala se le puede dar el porcentaje de la carga de Impacto el cual no

debe exceder de un 30% del la carga viva<sup>1</sup>), un valor mínimo y un máximo de carriles que van a ser cargados con esa clase, y una lista de carriles en los cuales específicamente se va transitar los vehículos de la clase por defecto salen todos los carriles con estas asignaciones se realizan todas las diferentes permutaciones. Los otros tipos de clases que se definen, son una por cada tipo de carga requerida en las combinaciones, los casos especiales son el caso Modal, y los de carga de sismo, el caso Modal al analizar la estructura en tres dimensiones se deben definir el numero de modos de participación a analizar, en este caso se recomiendan 30 o mas por el tipo de análisis de Ritz se deben definir dos aplicaciones de carga en sentido UX, y en UY en tipo Aceleración (Accel) con un 99% de participación, y el caso de carga sísmica se definen dos Casos aparte, uno en dirección UX, y el otro en dirección UY, en cada uno de estos se define como un análisis tipo Espectro de Respuesta y se definen el nombre como sismo X el va a entrar en dirección UX, y sismo Y el que entra en dirección UY, además se define en cada uno, en el recuadro de Aplicación de Cargas, un tipo de aceleración en la dirección en que va a entrar la función del espectro a usar y el factor de escala por el cual se va a multiplicar este espectro ya sea por la gravedad para el análisis, o por  $g / R$ , para el diseño de los elementos, en el otro Caso se hace lo mismo pero cambiando la dirección de entrada, para el análisis no lineal se definen tres casos, como mínimo, también uno en dirección UX y otro UY, para el análisis no lineal se toma la carga viva de vehículo como un caso estático representado por cargas puntuales, ya que para el análisis no lineal el caso moving load no se puede incluir en los cálculos de la etapa inicial del push over que es carga viva y muerta, *Los combos* que son las combinaciones de carga, se toman del código de diseño de puentes, tomando en cuenta la parte de la estructura a analizar y las cargas que

---

<sup>1</sup> CCP 200-94, Código Colombiano de Puentes, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá Colombia. 1995.

actúan sobre esta, por consiguiente para la superestructura se toman los grupos:

1.  $1.3 (1 D + 1.67 (L+I) + 1 CF )$
2.  $1.3 (1 D + 2.2 (L + I)$
3.  $1.3 (1 D + 1 CF)$
4.  $1.3 (1 D + 1 W)$
5.  $1.3 (1 D + 1 (L + I) + 1 CF + 0.3 W + 1 WL + 1 LF)$
6.  $1.3 (1 D + + 1.67 (L+I) + 1 CF + 1 (R+S+T))$
7.  $1.25 (1 D + 1 W + 1 (R+S+T))$
8.  $1.25 (1 D + 1 (L + I) + 1 CF + 0.3 W + 1 WL + 1 LF + 1 (R+S+T))$
9.  $1.3 (1 D + 1 EQ).$

También se toma un combo tipo envolvente el cual se adicionan todas las combinaciones antes definidas.

5. en el menu **Asignar**, se asignan los *Apoyos* a los joints, esto se puede asignar por medio de restricciones (Assign > Joint > Restraint) o usando resortes (Draw > Springs > one joint) y se debe dar una continuidad de los componentes trasnacional y rotacional de los elementos, los componentes de los elementos continuos requieren que los grados de libertad correspondientes sigan conectados a través del apoyo y esto se logra por dos métodos (End Releases ), o separando los joint y amarrándolos con constraint, los detalles de las fuerzas dependen de los detalles de cada apoyo.

Para el modelo se utilizaron elementos NLink que modelan el comportamiento del material se modela con comportamiento multilineal definiendo los 6 grados de libertad en forma elástica e inelástica.

6. Para la asignación de cargas debemos tener claro los elementos que pueden estar en la estructura, y las recomendaciones del código para algunos tipos de cargas. Primero asignamos Secciones picando los elementos Frame y en el menú Assign > Frame > Sections, y se escoge la sección que corresponda, en este menú también se puede Asignar los

Releases, también se definen los Offsets para las zonas rígidas de los Joints, luego se asignan las Cargas muertas, vivas, de viento, etc., se toma de la hoja de calculo de cargas, y se aplican en los puntos especificados para cada una de ellas en la norma. *Carga Muerta* se debe considerar los elementos que puedan estar sobre, y sostenidos en la estructura, como barandas, andenes, capa de rodadura, tubería, postes, etc., *la Carga Viva* que la compone la carga de Vehículos y la carga de andenes (CCP 200-94 A.3.4.8.1) la cual es una carga distribuida dependiente de la luz, *Carga Longitudinal de Frenado* es equivalente al 5% de la carga Viva, de carril, y la carga concentrada, y se aplica la reducción por carriles cargados con el punto de aplicación a 1.80 m sobre la calzada. *La Carga de Viento* es una carga lineal dependiente de la velocidad del viento de la zona, y el área de la superficie expuesta, se calcula el área expuesta y se aplica la carga, en dirección de entada (barlovento), y en dirección de salida (sotavento) transversalmente y longitudinalmente, *la Carga de Viento sobre la Carga Viva* es una carga lineal uniforme que se aplica a una altura de 1.80 m sobre la calzada, la carga de *Postenzado* se aplica a cada elemento si la tiene y se debe especificar una carga de tipo other como preforzado, en el menú Assign se pica Frame y se escoge presforzado (prestress), en este se le da la fuerza de tensionamiento en dirección del eje local 1, y se dan las excentricidades del cable en los extremos, y en el centro del elemento, con respecto al eje de la sección, luego se va al menú de asignación de cargas y se escoge presforzado allí se le da el nombre del caso de carga, preforzado y un factor de escala de 1 y se verifica que este adicionar a cargas existentes, *la Temperatura* se aplica un delta de temperatura a la estructura y esto se da en el caso de carga R+S+T, se señala el elemento al cual se le va a asignar la carga de temperatura se va al menú asignar, y se le da en Frame Loads, Temperatura, se despliega un cuadro de dialogo en el cual escogemos el caso de carga R+S+T, el Tipo

de variación de la temperatura alrededor del eje se van a presentar los efectos, en el recuadro de Temperatura se puede dar la carga de dos formas por elemento el cual se da el delta global de temperatura que se aplica si es un aumento u un descenso en la temperatura, ej. en un tipo Temperatura, su acción es alrededor del eje 1, para que produzca un acortamiento se le debe dar un descenso en la Temperatura (-), o por Joint Pattern, que es una ecuación que se predefine con anterioridad y se le puede dar un factor multiplicador para la ecuación.

**General Vehicle Data**

Vehicle Name: C40-95

Usage:

- Lane Negative Moments at Supports
- Interior Vertical Support Forces
- All other Responses

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Use BS 5400 (1978) for Uniform Load Length Effects:

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only:

Straddle Reduction Factor:

Load Plan

Load Elevation

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		10.	Two Points	1.
Leading Load	Infinite		0.	Zero Width		10.	Two Points	1.
Fixed Length	4.		0.	Zero Width		15.	Two Points	1.
Variable Length	4.	9.	0.	Zero Width		15.	Two Points	1.

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

Units: Ton, m, C

**Figura 5.1** cuadro de definición de vehículos, para carga viva.

### **5.1.1 Definición del Vehículo.**

Recuadro de uso; ver figura 5.1.

En sap se especifican tres clases de respuesta que pueden ser activadas o desactivadas para que en la definición del vehículo este se tome en cuenta o no la obtención de esa respuesta, de la carga de Vehículo:

1. para momentos negativos de la luz
2. las reacciones en los apoyos interiores y esto se tome de dos formas, como fuerza axial en los elementos verticales, y como la fuerza mas vertical de las reacciones o fuerzas de resorte
3. y las otras cantidades de respuestas no incluidas anteriormente (momentos, cortantes, etc.).

Recuadro Primeras y Últimas Cargas.

En esta parte me deja definir una carga delante del primer eje, o, detrás del último eje, estas son de extensión infinita, también se define la carga puntual del primer eje.

Recuadro de Cargas Puntuales Flotantes.

Se pueden definir dos tipos de cargas flotantes, la primera es una sola carga que sirve en todos los casos de respuesta, y es ubicada en la parte mas critica para cada respuesta, la otra opción son dos cargas puntuales una es para ser utilizada en el calculo de momentos de los elementos del carril y su par para todos las cantidades de respuesta excepto los momentos.

En el recuadro de cargas intermedias se especifican las cargas de ejes intermedios y la final, y las cargas distribuidas entre ellos, se especifica las distancias y el eje variable.

## **5.2 CASO DE MODELAMIENTO NO LINEAL.**

Para el análisis no lineal se debe tener asignado o calculados por el programa aceros, para la definición de la rotula, se pica el elemento y se asignan las rotulas, en el menú assign, en frame, se pica hinges, se

escoge el tipo de rotula a asignar que son 4 tipos dependiendo del efecto a analizar si es momentos, cortante, axial, o efectos combinados en columnas. Se debe definir las distancias relativas en las que se forman las rotulas si es una sola, o son dos una al principio de la viga, y otra al final. Luego se define el análisis en Define, analysis cases, como el análisis pushover se compone de dos partes, la primera es la aplicación de la carga muerta que genera la parte elástica de la curva, partiendo de este se carga el análisis no lineal del push over, con otro caso estático lineal, en este picamos la opción Nonlinear, cambia el contenido del cuadro, se nombra como Push 1, ver figura 5.2, donde se aplica a la estructura las cargas estáticas, vivas y muertas, aumentado por un factor del 10% recomendado por el ATC 40, damos OK.

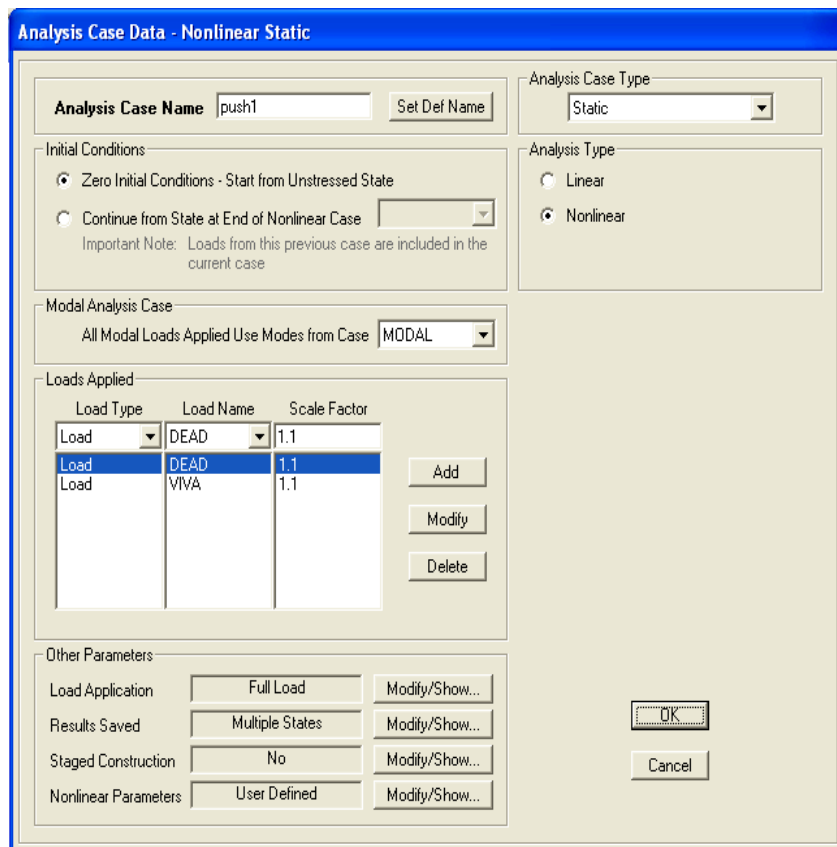
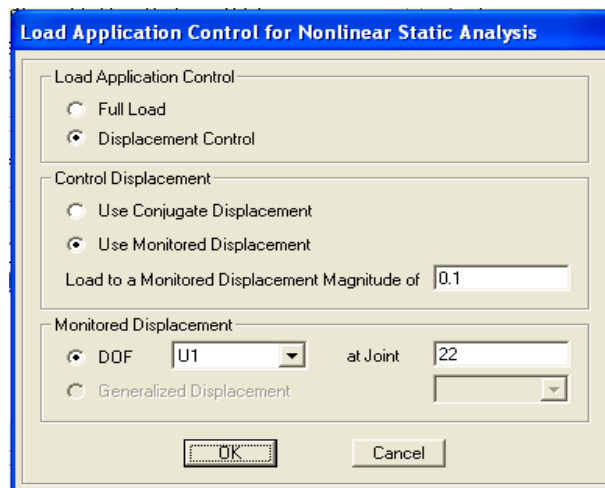


Figura 5.2 cuadro de definición del caso estatico no lineal en Sap 2000.

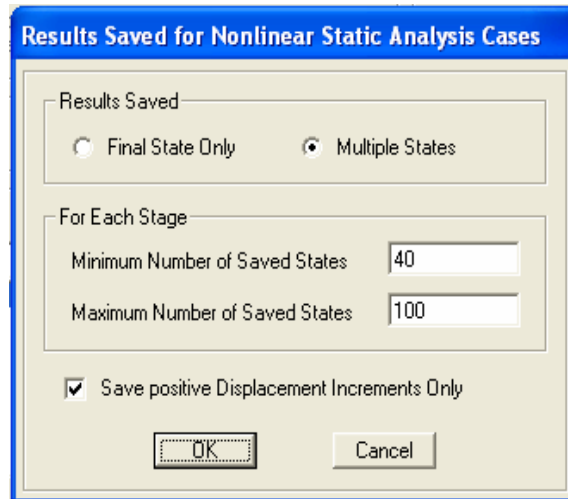
Definimos un nuevo caso que es el Push 2, 3, etc., dependiendo de la dirección de estudio, esta es la dirección en la que se va a empujar la estructura picamos en Nonlinear, y cambia el contenido del cuadro, como este caso comienza cuando termina la parte elástica de la curva ósea después del caso estático se pica el círculo de condición inicial en continue from ...,y se escoge Push 1, luego se escoge en load type (que es el tipo de aplicación de la carga si se aplica como carga en los nodos, una aceleración a las masas, o de forma modal especial para análisis no lineales) una Accel, y se define en la dirección que actúa para el estudio (o la carga que va a ser aplicada, o el tipo de modo de participación), y se escala por un factor de 1, o por otro factor para que el sismo entre en otras direcciones diferentes a la X y Y, y se le da Add, se cambian otros



**Figura 5.3 Recuadro para el control de las aplicaciones de carga.**

parámetros como aplicación de la carga (Load Application) que de full load (controla el análisis por medio de la carga aplicada el programa trata de aplicar toda la carga asignada, ver figura 5.3), se pasa a control por desplazamiento (Displacement Control) y en Cargue a una Magnitud del Desplazamiento Supervisada, anote la distancia a la cual va a ser llevada la estructura (en las unidades del sistema), en la parte de monitorear desplazamiento se escoge DOF y en la lista el tipo de desplazamiento a controlar ( desplazamiento en X, Y, Z, o rotación alrededor del eje 1,2,3,

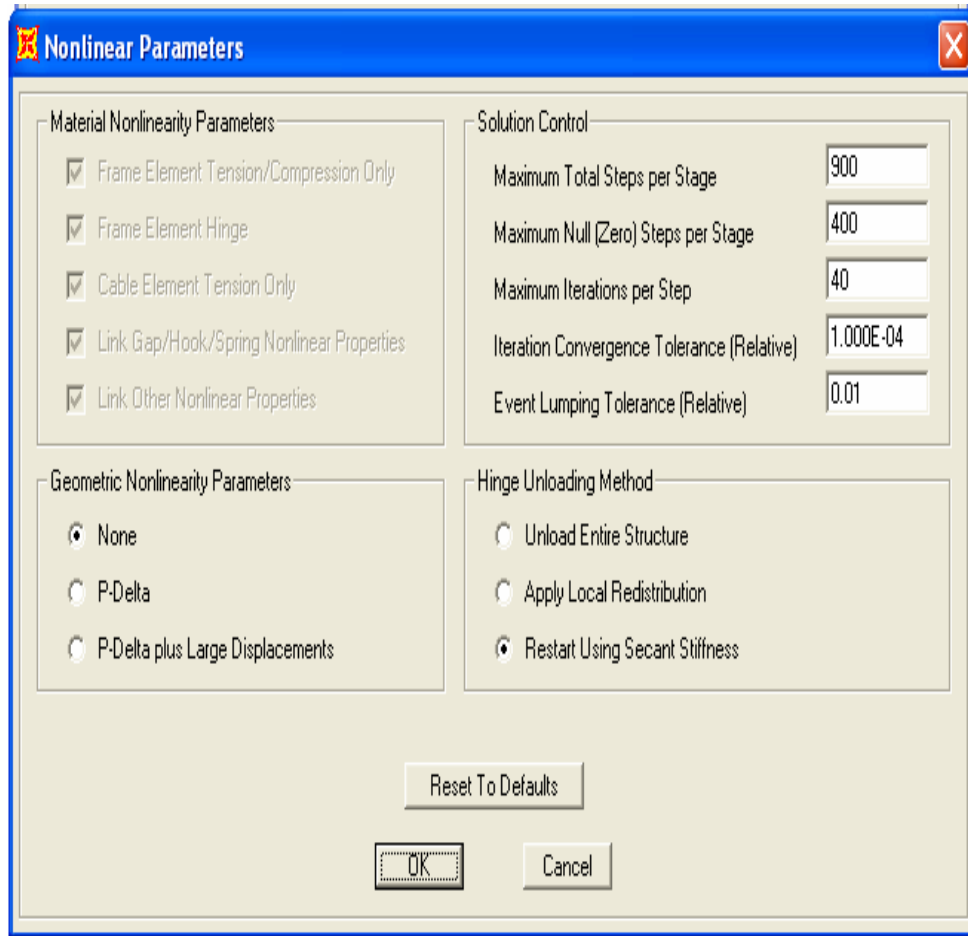
dependiendo de la dirección del análisis) y se indica el nodo en el cual se va a aplicar este control, preferiblemente de la cubierta, OK, y para construir la tabla se escoge, Results Saved, y picamos multiple states para guardar un mínimo y un máximo de pasos, ver Figura 5.4.



**Figura 5.4** mando para guardar el número de pasos, para la construcción de la curva de capacidad

En organización de la construcción (Staged Construction) se usa para simular las cargas progresivas de la construcción de la estructura esto se usa para poner o quitar progresivamente algunos grupos de elementos o cargas que se presentan durante la construcción. Abrimos el panel de parámetros no lineales (Nonlinear Parameters) este cuadro se divide en cuatro partes como se muestra en la Figura 5.5, en control de la solución (Solution Control), en este cuadro se controla el máximo número de iteraciones para la construcción de la curva push over no tiene límite de pasos ni afecta el resultado, el máximo de pasos nulos o ceros permitidos en la construcción de la curva no tiene límite de pasos ni afecta el resultado, el máximo de iteraciones por paso, para cuando se aplican análisis P-Delta para que cierre el equilibrio estático entre las fuerzas aplicadas y las internas de la estructura, en el siguiente se da la tolerancia de convergencia para las fuerzas en las iteraciones anteriores, en tolerancia de los eventos seguidos (Event Lumping Tolerance) se define

en el caso que una rotula allá alcanzado su estado limite, y a las rotulas que están cerca de experimentar su propio evento en el rango de esta tolerancia en la curva, estas se trataran como si hubieran alcanzado su estado limite.



**Figura 5.5 Cuadro para definición del procedimiento de solución del caso Push Over.**

En el cuadro parámetros geométricos no lineales (Geometric Non...) se define la utilización del análisis P-Delta o no, en el cuadro del método de descarga de las rotulas (Hinge Unloading method) se define el método que va a utilizar SAP 2000, para descargar las rotulas que han llegado a su estado limite, que ya fueron explicados, (los anteriores ítems de análisis se pueden aplicar a cualquier caso no lineal). Y con esto terminamos de definir los casos de análisis.

### 5.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS.

Se realizó una recopilación bibliográfica, de los posibles puentes que cumplirían las condiciones propuestas en los objetivos de la tesis. Se encontraron planos de dos puentes de viga y loza uno en el área de Bucaramanga y otro en la vía de Pto. López, Pto. Araujo que cumplen con la configuración estructural propuesta en los objetivos de la tesis. A continuación se presentaran los dos puentes con los análisis realizados a cada uno.

En la tabla 5.1 se muestra un esquema de los modelos que se realizaron, para el análisis no lineal o Push Over. Se realizaron 6 modelos, 3 del puente Provenza, y 3 del puente FF.CC. estos modelos son realizados en SAP 2000 8.3.3, y se incluye en el CD del Anexo A.

**Tabla 5-1 Modelos en Sap 2000 8.3.3, para el análisis no lineal**

<b>MODELO N°</b>	<b>PUENTE</b>	<b>Nombre del Archivo.</b>	<b>DESCRIPCIÓN.</b>
1	Provenza	NL Provenza Externa	Modelo para el análisis de la viga externa tipo, incluye los apoyos y las rotulas.
2	Provenza	NL Provenza Interna	Modelo para el análisis de la viga central tipo, incluye los apoyos y las rotulas.
3	Provenza	NL Provenza interna 1	Modelo para el análisis del comportamiento de la estructura al cambiar los apoyos de ubicación. (el resto igual al modelo 2)
4	FF.CC.	NL FF.CC externa A	Modelo para el análisis de la viga externa Armada in situ, incluye los apoyos, en elementos Nlink y las rotulas.
5	FF.CC.	NL FF.CC externa P	Modelo para el análisis de la viga externa Pre fabricada, de la luz central, incluye los apoyos y las rotulas.
6	FF.CC.	NI FF.CC interna	Modelo para el análisis de la viga interna tipo, Armada o Pre fabricada, incluye las rotula y los apoyos.

## 5.4 PUENTE DE PROVENZA.

### 5.4.1 Descripción del puente

El puente de Provenza se encuentra en la autopista Bucaramanga Florida blanca, es un paso elevado sobre esta autopista para el acceso al barrio Provenza, esta zona es de amenaza sísmica Alta con un Aa de 0.25, ver Figura 5.1. El sistema estructural es de viga y loza esta fue diseñado en 1969 según el A.A.S.H.T.O. DE 1965, la carga de diseño es el HS20-44.



Figura 5.6<sup>1</sup> Ubicación del puente Provenza, incluye la Microzonificación sísmica.

Los materiales de construcción del puente, son concreto reforzado, con un concreto de 3000psi. (210kg/cm<sup>2</sup>), en el estribo cerrado se uso un concreto de 2500psi, el acero de refuerzo, se utilizo acero estructural de la época el cual podría ser liso o corrugado, de  $f_y = 40.000\text{psi}$ , el recubrimiento mínimo especificado es de 0.05m, para varillas de diámetros mayores a 1" se podía soldar, el resto de empalmes se realizan con un traslapo de 48 veces el diámetro del barra.

---

<sup>1</sup> Zonificación Sismo geotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga, INGEOMINAS, Subdirección de Amenazas Geoambientales. Bogota, Colombia 2001.

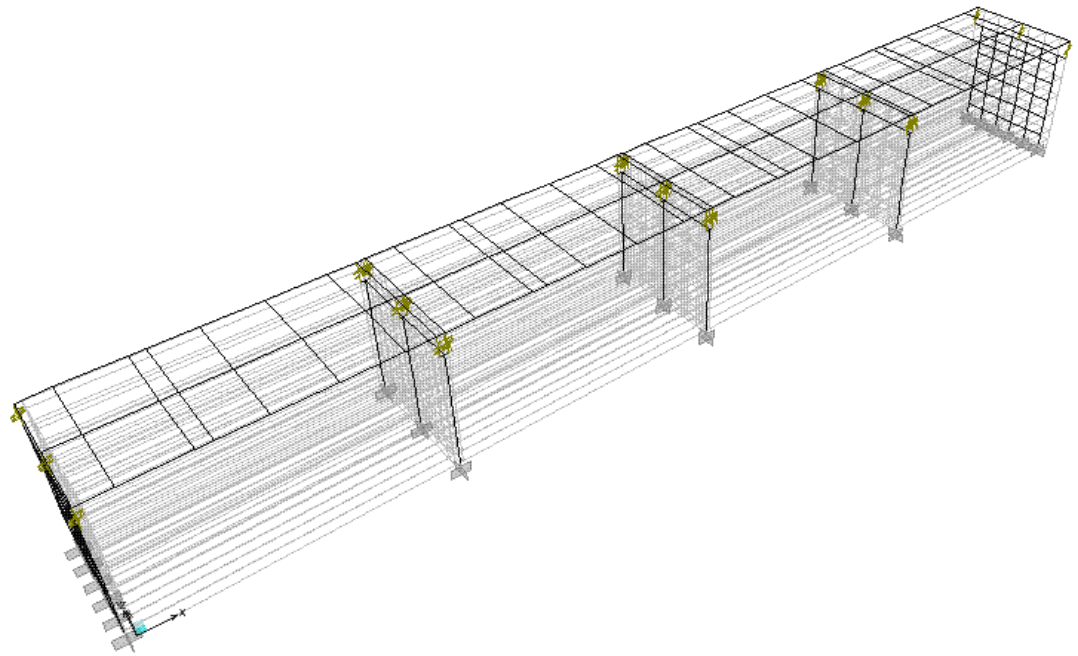


Figura 5.7 vista del modelo idealizado en Sap 2000

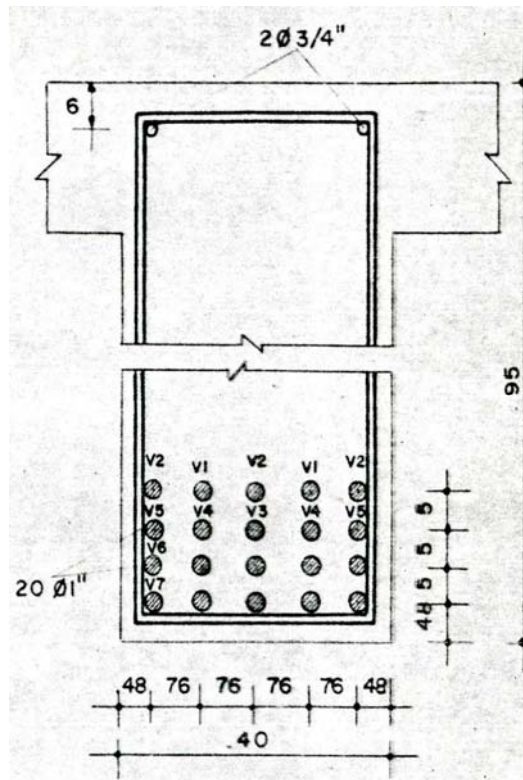


Figura 5.8 sección transversal de la viga T principal, para el modelo en SAP 2000

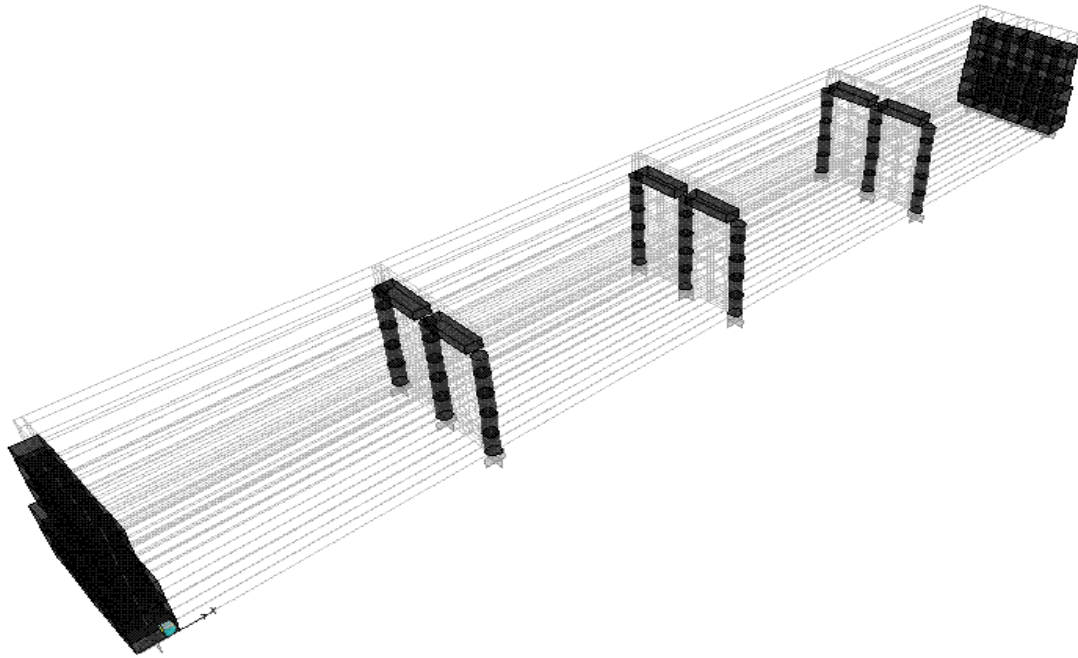


Figura 5.9 vista general de los elementos de la infraestructura.

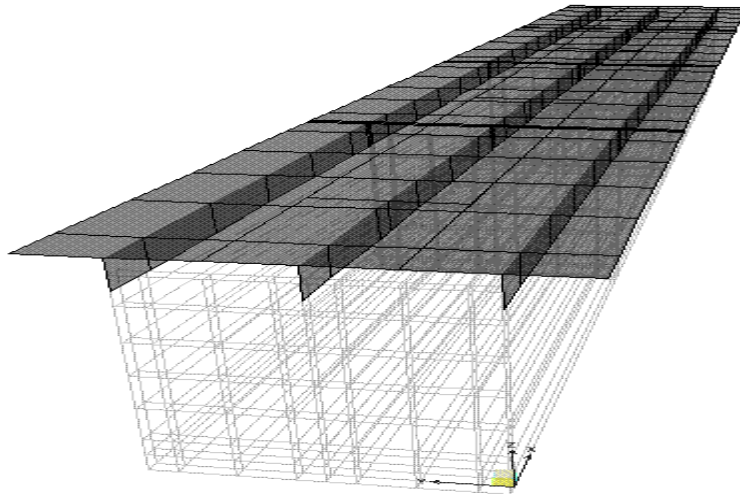
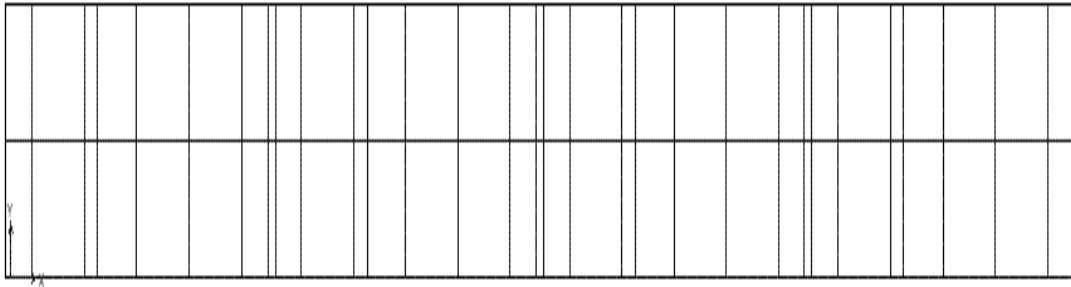


Figura 5.10 Idealización de la placa como vigas T, con elementos Frame. Sap 2000.

#### 5.4.2 Geometría

Es un puente recto con esviaje de  $0^\circ$ , de viga y loza en concreto reforzado, de 4 luces y una longitud total de 45.65 m, la loza es de 8.90 m de ancho compuesta de dos carriles de 3.65 m, andenes de 0.60 m y baranda vehicular, la placa es de 0.20m de espesor y las vigas de 0.95m

de altura incluyendo la placa como se muestra en la figura 5.8, la separación entre vigas es de 2.7m, la placa no posee riostras solamente tiene vigas transversales al principio y al final de cada viga, es decir en las columnas de 0.315x0.90m, y en los estribos de 0.48x0.90m, las cuales están fundidas monolíticamente con las vigas principales, la placa consta de 3 vigas, se idealizaron y modelaron en forma de viga T, Ver Figura 5.8 y 5.10, funcionando en conjunto con la placa, la idealización de la loza se hizo por el método del Emparrillado ver figuras 5.11 y 5.12



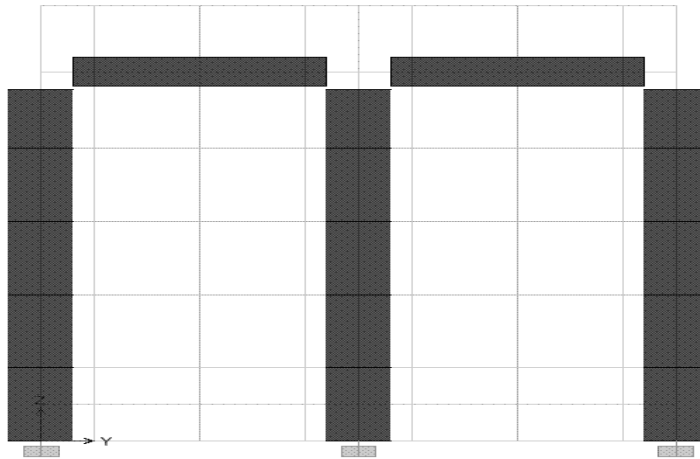
**Figura 5.11 Placa para el modelo en emparrillado de la viga central, en Sap 2000**



**Figura 5.12 Placa para el modelo en emparrillado de la viga externa, en Sap 2000**

para los modelos del emparrillado, son para el diseño de la viga central y vigas externas respectivamente, la luz libre de cada viga es de 11m, las pilas tienen una configuración en sistema pórtico, con 3 columnas circulares de diámetro 0.55m, con altura de 6m, iguales para todos los pórticos y estribos, los refuerzos transversales son de tipo espiral, y los pórticos están coronados por vigas cabezal de 0.40x0.65m, en los

extremos ver figura 5.13, tiene estribos cerrados con espesor de 0.30m, que se modelaron en forma de emparrillado, la placa se modelo separada de las pilas a la altura real de separación entre centroides, todos estos elementos se modelaron con elementos Frame, dándoles las dimensiones y aceros dados en los planos, para cada uno. Los apoyos se modelaron con elementos NLink tipo multi-lineal, el cual permite representar en forma muy aproximada la conducta real del material, en este caso los apoyos del puente, es una varilla de acero corrugada de 1" de diámetro por cada viga, en los apoyos fijos, en los apoyos móviles solamente es una placa de acero con espesor de 0.02m, para permitir el deslizamiento sobre la viga cabezal, las dimensiones de los apoyos fijos en las columnas es de 0.315m y en los estribos es de 0.50m, igual en los apoyos móviles, entre vigas las juntas de dilatación son de 0.02m de espesor. Las pilas y los estribos se idealizaron empotrados, sin tomar en cuenta la interacción suelo estructura.



**Figura 5.13** vista de las columnas centrales y la viga cabezal, en sistema pórtico. Modelo Sap 2000.

### 5.4.3 Apoyos.

Los apoyos de las vigas son en el apoyo fijo una varilla corrugada de 1" de diámetro en acero estructural de 40.000 psi, y en el apoyo móvil es solo una placa de acero de apoyo en la viga cabezal como se muestra en la figura 5.14, y no tiene ninguna unión ente la viga y la viga cabezal, en la figura 5.7, se muestra que los apoyos se simularon con elementos tipo NLink con propiedades Multi lineal. Para los desplazamientos y esfuerzos en el sentido 1 se modelo elasticamente con la pendiente de la curva del concreto, en el sentido 2 y 3 se simulo con el comportamiento a cortante de la Varilla, para las rotaciones el comportamiento del modelo fue a cortante siguiendo la figura 5.15.

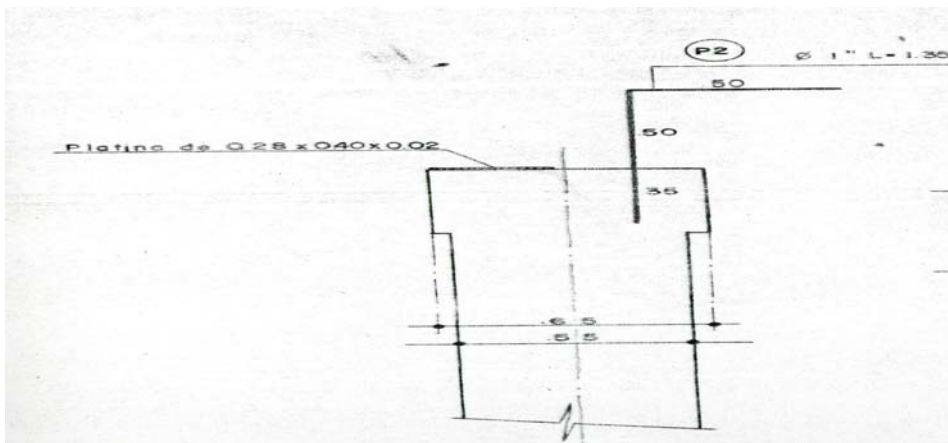


Figura 5.14 detalle de los apoyos fijos y moviles del puente Provenza.

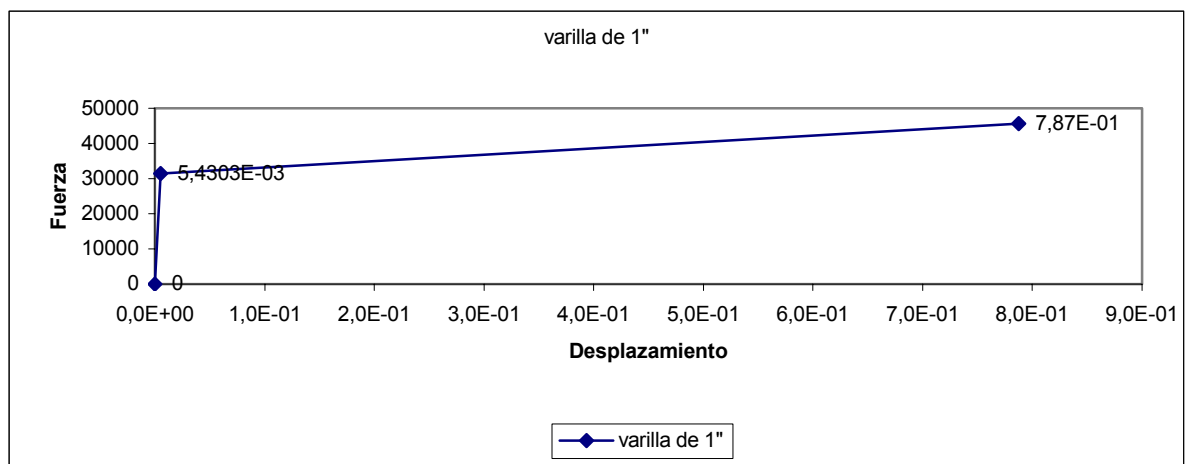


Figura 5.15 Idealización del comportamiento a cortante del apoyo para elementos NLink.

#### **5.4.4 Deflexiones y desplazamientos.**

Las derivas del puente se calcularon en cada columna para las cuales se cargo el espectro de la microzonificación sísmica de Bucaramanga, para una zona 2 con  $A_a = 0.25$  coeficiente de importancia  $I = 1$ , y un tipo de suelo de la zona 2, este espectro se cargo en sap 2000, y se definió un caso llamado deriva en las dos direcciones X, Y, y se realizo la combinación 100% en el sentido de estudio y 30% en el sentido perpendicular, para tomar el caso mas desfavorable.

#### **5.4.5 Cargas**

Las cargas que se le introdujeron al modelo en sap fueron cargas muertas, vivas, y de sismo. En las cargas muertas se tomo en cuenta el peso propio de los elementos que toma automáticamente el programa, y además se cargaron las vigas principales con la las cargas capa asfáltica de barandas transmitiendo cargas y el momento generado por ella en los elementos transversales del emparrillado se afectaron por un factor de cero en la masa y en el peso para que estos no se tuvieran en cuenta en los análisis solamente se tomara en cuenta las rigidez para la transmisión de cargas, en la carga viva se analizo la posición mas desfavorable por líneas de influencia, para cada tipo de viga, introduciendo el vehículo de diseño, como **cargas puntuales estáticas** ubicadas en elementos de conectores los cuales tienen gran rigidez pero no tienen peso ni masa, esto se hace, porque el caso de análisis de cargas móviles el programa no lo carga al análisis no lineal Push 1. En la carga de sismo se toma el espectro de la Zona 2 y se multiplica por un factor que sale de dividir la gravedad, (por que el espectro esta en función de la gravedad), por el coeficiente de disipación de energía R, esto me da la fuerza sísmica de diseño E, esta se introduce a las combinaciones da carga que da el

Código Colombiano de Puentes del 95 (CCP 200-94) y los load cases que se definen son el caso da carga Muerta, Viva que incluye la carga de vehículo, análisis modal para el análisis de los modos de vibración, el caso de carga sísmica que es de tipo Response Espectrun escalado para el tipo de puente y el tipo de suelo, para el análisis no lineal se definen 3 casos y con estos casos de carga exceptuando el Push, se realizan las combinaciones y la envolvente.

#### **5.4.6 Rotulación histórica**

La rotulación de los elementos del puente se presenta en tablas, los casos de análisis no lineal se dividieron en tres, el primer caso es Push 1, en este caso se aplica la carga muerta y viva a la estructura afectada por un factor del 10% de mas recomendado por el ATC 40, el segundo caso es Push 2 en el cual se empuja la estructura en sentido X partiendo del caso Push 1, en la tabla 5.2 el paso 0, es el paso final del caso Push 1, hasta alcanzar el desplazamiento objetivo y con este se calcula el punto de comportamiento, el tercer caso es Push 3 en el cual se empuja la estructura en sentido Y, también partiendo del Push 1 paso 0 de la tabla 5.3, hasta alcanzar el punto de comportamiento. En las tablas 5.2 a la 5.5 se muestra, como ya se dijo, el estado de rotulación para cada paso del Push Over, además en el punto cero (0) muestra el estado de rotulación final de la estructura en el caso Push 1 en la columna 2 muestra el Desplazamiento del punto de control que se tomo en la placa, en la siguiente columna esta el Cortante Vasal que es aplicado a la estructura para lograr esta deformación en las siguientes columnas, se muestra los intervalos de la curva de comportamiento de la estructura, en A B tienen comportamiento elástico, entre B y >E son los objetivos y rangos de comportamiento definidos anteriormente, en total es el total de rotulas que

posee la estructura. El punto resaltado es el punto de comportamiento del puente, hallado por el método B del ATC 40, este punto es ampliado en el siguiente capítulo.

**Tabla 5-2 caso Push 2 desplazamiento en direccion X.**

PASO.	Desplazamiento (metros)	Cortante vasal (KN)	LS- CP-								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	CP	C	C-D	D-E	>E	
0	0.0000	0	162	0	0	0	0	0	0	0	162
1	-1,69E-01	-419,6826	160	2	0	0	0	0	0	0	162
2	-1,73E-01	-427,8212	156	6	0	0	0	0	0	0	162
3	-0.0102	-432,3988	156	6	0	0	0	0	0	0	162
4	-0.0202	-436,9764	156	6	0	0	0	0	0	0	162
5	-0.0302	-441,554	156	0	6	0	0	0	0	0	162
6	-0.0402	-446,1315	156	0	6	0	0	0	0	0	162
7	-0.0502	-450,7091	156	0	6	0	0	0	0	0	162
<b>8</b>	<b>-0.0602</b>	<b>-454,3275</b>	<b>156</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>6</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>162</b>
9	-0.0702	-457,9458	156	0	0	6	0	0	0	0	162
10	-0.0802	-461,5642	156	0	0	6	0	0	0	0	162
11	-0.0902	-465,1825	156	0	0	6	0	0	0	0	162
12	-0.1002	-468,8009	156	0	0	6	0	0	0	0	162
13	-0.1102	-472,4193	156	0	0	6	0	0	0	0	162
14	-0.1192	-475,6811	156	0	0	0	0	0	6	0	162
15	-0.1192	-91,1225	156	0	0	0	0	0	6	0	162
16	-0.1292	-91,3357	156	0	0	0	0	0	6	0	162
17	-0.1392	-91,549	156	0	0	0	0	0	6	0	162
18	-0.1492	-91,7623	156	0	0	0	0	0	6	0	162
19	-0.1592	-91,9756	156	0	0	0	0	0	6	0	162
20	-0.1692	-92,1889	156	0	0	0	0	0	6	0	162
21	-0.1792	-92,4022	156	0	0	0	0	0	6	0	162
22	-0.1892	-92,6155	156	0	0	0	0	0	6	0	162
23	-0.1992	-92,8288	156	0	0	0	0	0	6	0	162
24	-0.2083	-93,0228	156	0	0	0	0	0	0	6	162
25	-0.2083	-7,5748	156	0	0	0	0	0	0	6	162
26	-0.2183	-7,788	156	0	0	0	0	0	0	6	162

27	-0.2283	-8,0012	156	0	0	0	0	0	0	6	162
28	-0.2383	-8,2144	156	0	0	0	0	0	0	6	162
29	-0.2483	-8,4276	156	0	0	0	0	0	0	6	162
30	-0.2583	-8,6408	156	0	0	0	0	0	0	6	162
31	-0.2683	-8,854	156	0	0	0	0	0	0	6	162
32	-0.2783	-9,0672	156	0	0	0	0	0	0	6	162
33	-0.2883	-9,2804	156	0	0	0	0	0	0	6	162
34	-0.2983	-9,4936	156	0	0	0	0	0	0	6	162
35	-0.3083	-9,7068	156	0	0	0	0	0	0	6	162
36	-0.3183	-9,92	156	0	0	0	0	0	0	6	162
37	-0.3283	-10,1332	156	0	0	0	0	0	0	6	162
38	-0.3383	-10,3464	156	0	0	0	0	0	0	6	162
39	-0.3483	-10,5596	156	0	0	0	0	0	0	6	162
40	-0.3583	-10,7728	156	0	0	0	0	0	0	6	162
41	-0.3683	-10,986	156	0	0	0	0	0	0	6	162
42	-0.3783	-11,1992	156	0	0	0	0	0	0	6	162
43	-0.3883	-11,4124	156	0	0	0	0	0	0	6	162
44	-0.3983	-11,6256	156	0	0	0	0	0	0	6	162
45	-0.4000	-11,6621	156	0	0	0	0	0	0	6	162

**Tabla 5-3 caso Push 3 desplazamiento en dirección Y.**

PASO.	Desplazamiento (metros)	Cortante vasal (KN)	LS- CP-								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	CP	C	C-D	D-E	>E	
0	0.0000	0	162	0	0	0	0	0	0	0	162
1	-0.0013	-501,197	160	2	0	0	0	0	0	0	162
2	-0.0016	-594,1593	160	2	0	0	0	0	0	0	162
3	-0.0017	-600,8665	160	2	0	0	0	0	0	0	162
4	-0.0154	-646,5467	160	2	0	0	0	0	0	0	162
<b>5</b>	<b>-0.0254</b>	<b>-679,715</b>	<b>160</b>	<b>2</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>162</b>
6	-0.0449	-744,2263	158	4	0	0	0	0	0	0	162
7	-0.0549	-777,3845	158	4	0	0	0	0	0	0	162
8	-0.0649	-810,5427	158	4	0	0	0	0	0	0	162

9	-0.0749	-843,7009	158	4	0	0	0	0	0	0	162
10	-0.0849	-876,8592	158	4	0	0	0	0	0	0	162
11	-0.0949	-910,0174	158	4	0	0	0	0	0	0	162
12	-0.1049	-943,1756	158	4	0	0	0	0	0	0	162
13	-0.1149	-975,4657	158	4	0	0	0	0	0	0	162
14	-0.1249	-1007,7559	158	4	0	0	0	0	0	0	162
15	-0.1349	-1040,046	158	4	0	0	0	0	0	0	162
16	-0.1449	-1072,3361	158	4	0	0	0	0	0	0	162
17	-0.1549	-1104,6262	158	4	0	0	0	0	0	0	162
18	-0.1649	-1136,9164	158	4	0	0	0	0	0	0	162
19	-0.1749	-1169,2064	158	4	0	0	0	0	0	0	162
20	-0.1849	-1200,8386	158	4	0	0	0	0	0	0	162
21	-0.1949	-1233,1287	158	4	0	0	0	0	0	0	162
22	-0.2049	-1265,4188	158	4	0	0	0	0	0	0	162
23	-0.2149	-1297,7089	158	4	0	0	0	0	0	0	162
24	-0.2249	-1329,999	157	5	0	0	0	0	0	0	162
25	-0.2349	-1362,2872	157	5	0	0	0	0	0	0	162
26	-0.2449	-1394,5754	157	5	0	0	0	0	0	0	162
27	-0.2549	-1426,8636	157	5	0	0	0	0	0	0	162
28	-0.2649	-1459,1519	157	5	0	0	0	0	0	0	162
29	-0.2749	-1491,4401	157	5	0	0	0	0	0	0	162
30	-0.2937	-1552,2728	154	8	0	0	0	0	0	0	162
31	-0.3037	-1584,5608	154	8	0	0	0	0	0	0	162
32	-0.3137	-1616,8486	154	8	0	0	0	0	0	0	162
33	-0.3237	-1649,1366	154	8	0	0	0	0	0	0	162
34	-0.3337	-1681,4246	154	8	0	0	0	0	0	0	162
35	-0.3437	-1713,7125	153	9	0	0	0	0	0	0	162
36	-0.3537	-1746,0004	153	9	0	0	0	0	0	0	162
37	-0.3637	-1778,285	151	11	0	0	0	0	0	0	162
38	-0.3737	-1810,5667	151	11	0	0	0	0	0	0	162
39	-0.3837	-1842,8296	151	11	0	0	0	0	0	0	162
40	-0.3937	-1875,0231	151	11	0	0	0	0	0	0	162
41	-0.4000	-1893,8285	151	11	0	0	0	0	0	0	162

## 5.5 PUENTE FF.CC.

### 5.5.1 Descripción del puente.

El puente de FF.CC se encuentra en la vía Pto. Berrio, Pto Araujo, es un paso elevado sobre la vía férrea Santa Marta – Pto Berrio, esta zona es de amenaza sísmica intermedia con un  $A_a$  de 0.15 ver figura 5.16. El sistema estructural es de viga y loza esta fue diseñado en 1970 según el A.A.S.H.T.O. DE 1965, la carga de diseño es el HS20-44.

Los materiales de construcción del puente es concreto reforzado, con un concreto de 3000 psi. (210 kg/cm<sup>2</sup>), en el estribo cerrado se uso un concreto ciclópeo de 2000 psi (140kg/cm<sup>2</sup>).

El acero de refuerzo, se utilizo acero estructural de la época el cual podría ser liso o corrugado, de  $f_y = 40.000\text{psi}$ , el recubrimiento mínimo especificado es de 0.05m, para varillas de diámetros mayores a 1" se podía soldar, el resto de empalmes se realizan con un traslapo de 48 veces el diámetro del barra.

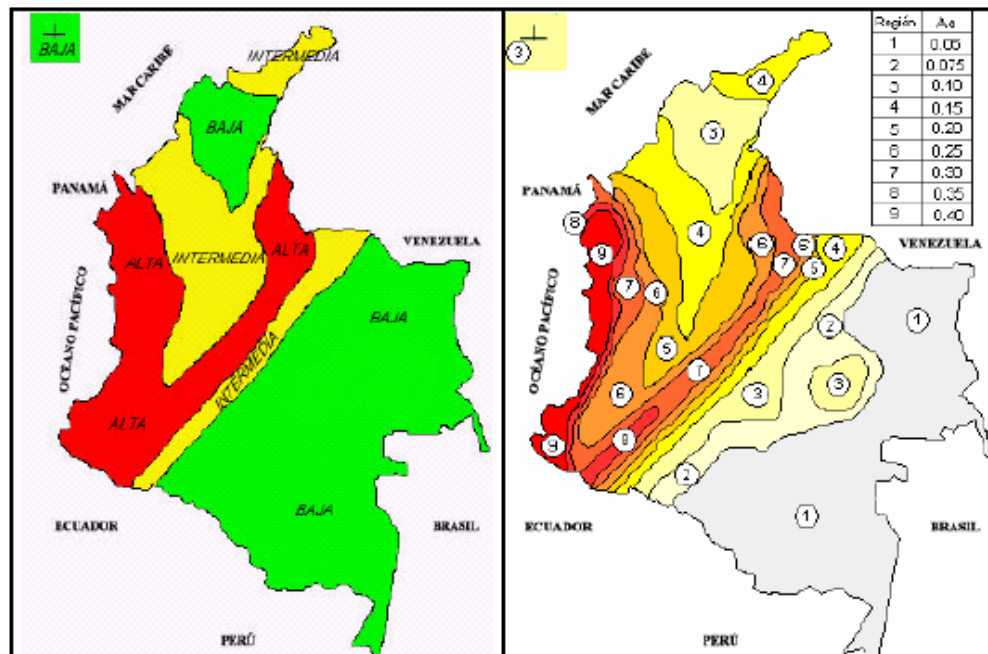


Figura 5.16 Mapa de amenaza sísmica de Colombia y zonas de aceleración pico.

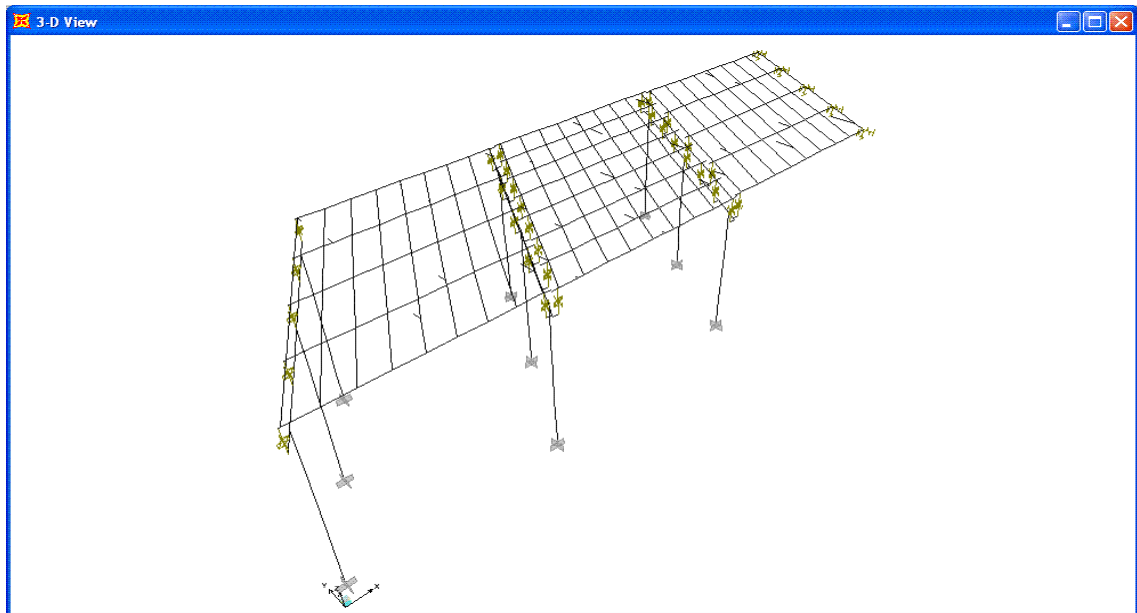


Figura 5.17 vista general del modelo del puente FF.CC. en Sap 2000.

### 5.5.2 Geometría.

Es un puente recto con esviaje de  $30^\circ$ , de viga y loza en concreto reforzado de 3 luces y una longitud total de 26.5m, la loza es de 11.7m de ancho compuesta de tres carriles de 3.65m, y baranda vehicular, la placa es de 0.15m de espesor y se compone de un sistema de vigas armadas in-situ en las luces de los extremos, y vigas prefabricadas en la luz central ver Figura 5.18, como se ve en la figura 5.19 las vigas de 0.95m de altura incluyendo la placa, la separaron entre vigas armadas es de 2.4m y para vigas pre fabricadas es de 1.4m, las placas poseen riostras cada 2.1m con sección de 0.70x0.2m, en la loza de vigas armadas se funde monolíticamente las riostras con las vigas, en la loza de vigas pre-fabricadas las riostras tienen un trabe mecánico con las varillas de forma que no se transmite completamente los efectos de la riostra a la viga, y la

placa armada consta de 5 vigas y la pre fabricada

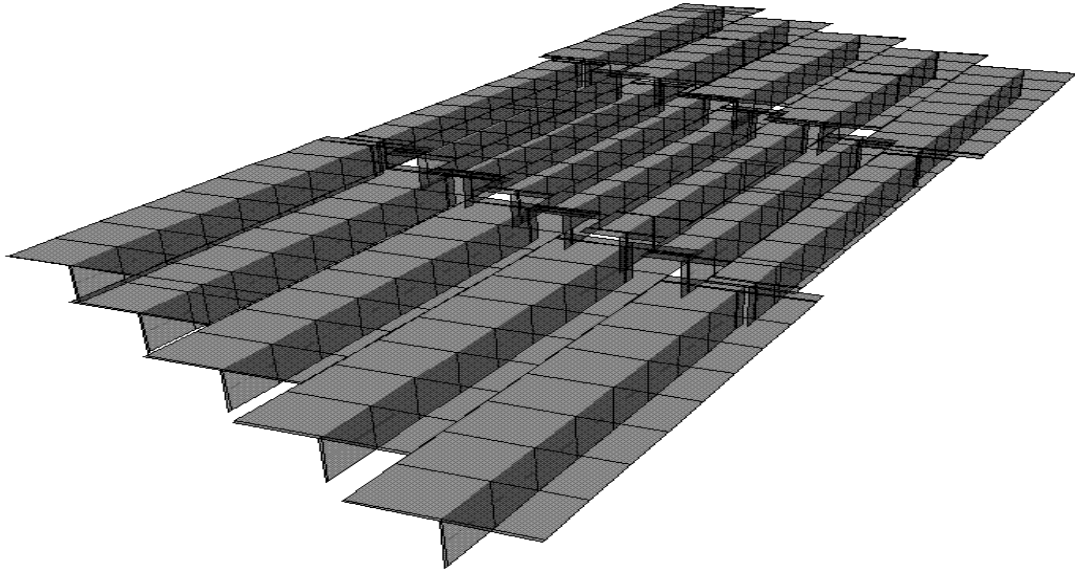


Figura 5.18 Idealizaion de la placa del puente FF.CC como vigas T en elementos Frame en Sap 2000

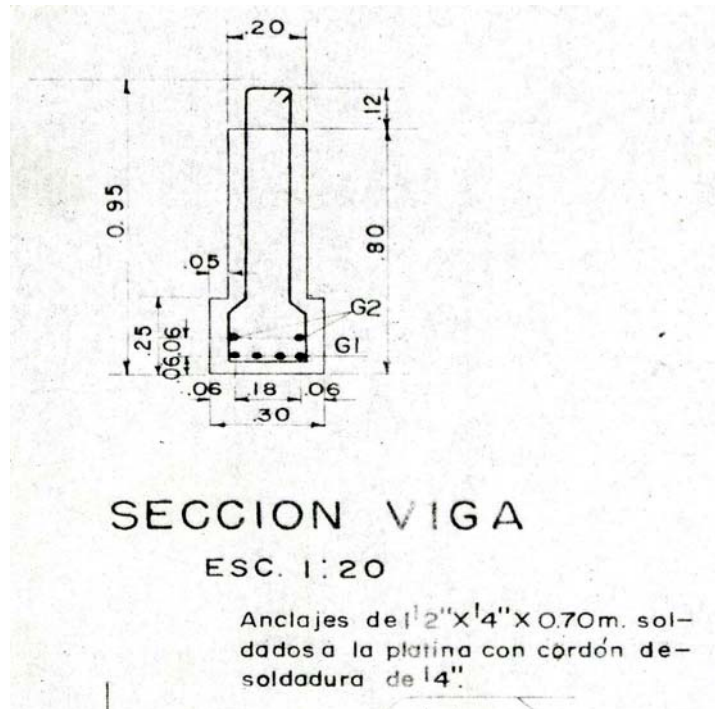
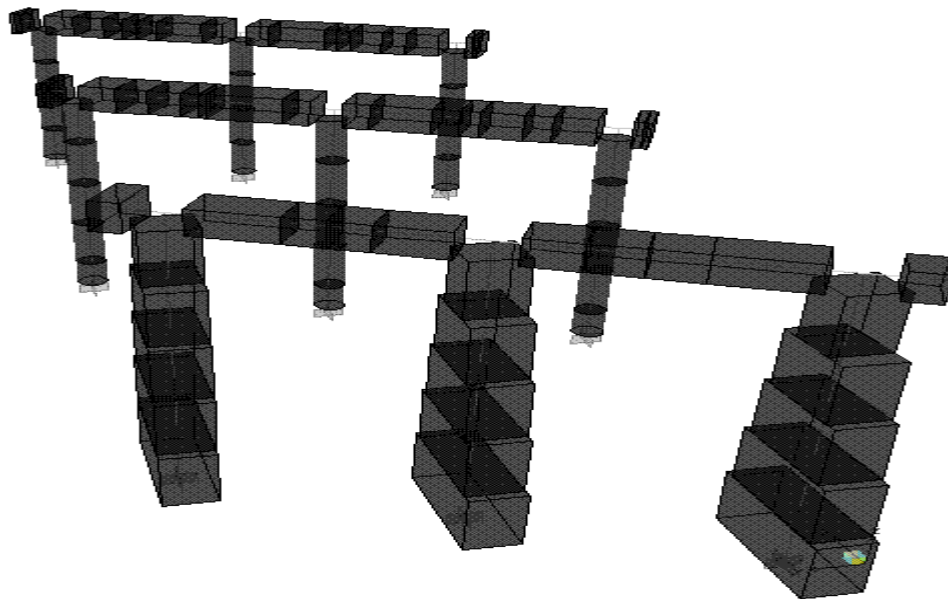


Figura 5.19 Sección transversal de la viga principal prefabricad para el modelo en Sap 2000 consta de 8 vigas, se idealizaron y modelaron en forma de viga T, ver Figura 5.18 y 5.19 funcionando en conjunto con la placa, la idealización

de la loza se hizo por el método del emparrillado, la luz libre de cada viga es de 8.50m.

Las pilas tienen la configuración de un sistema pórtico, con 3 columnas circulares de diámetro 0.60m con alturas variables que van desde 5.64 a 6.64m, los refuerzos transversales son de tipo circular, y los pórticos están coronados por vigas cabezal de 1.0 x 0.80m, en los extremos tiene estribos que en la parte izquierda es abierto, con columnas de sección variable que van desde 2.50x0.90m a 0.80x0.9m, en el extremo derecho el estribo es cerrado con altura variable, de los cuales se modelo el estribo abierto el otro simplemente se modelo como apoyos en las vigas, ver figura 5.20, la placa se modelo separada de las pilas a la altura real de separación entre centroides, todos estos elementos se modelaron con elementos Frame, dándoles las dimensiones y aceros dados en los planos, para cada uno. Los apoyos se modelaron con elementos NLink tipo multi-lineal, el cual permite representar en forma muy aproximada la conducta real del material, en este caso los apoyos del puente, son dos pernos de acero de 1 1/4" en un sistema de placas de acero



**Figura 5.20** Idealización de la infraestructura con elementos Frame en Sap 2000.

empotradas a los elementos las cuales le restringen el desplazamiento y la rotación a la viga, estos sistemas de placas de acero con pernos se encuentran en los apoyos fijos, y en los apoyos móviles con un hueco mayor para permitir mayor movimiento, las dimensiones de los apoyos fijos en las columnas y en los estribos es de 0.50m, igual en los apoyos móviles, entre vigas las juntas de dilatación son de 0.02m de espesor. Las pilas y los estribos se idealizaron empotrados, sin tomar en cuenta la interacción suelo estructura, suponiendo que las cimentaciones están bien diseñadas.

### **5.5.3 Apoyos.**

Los apoyos de las vigas son placas de acero empotradas con dos pernos con diámetro 1 ¼” cada uno, como unión entre la superestructura y la infraestructura en acero de 40.000 psi, las pilas tienen para el apoyo fijo huecos de 1 ½” de diámetro, en los apoyos móviles tiene huecos de 1 ½” por 1 ¾” como se muestra en la figura 5.21, los apoyos se simularon con elementos tipo NLink con propiedades Multi lineal. Para los desplazamientos y esfuerzos en el sentido 1, se modeló elásticamente con la pendiente de la curva del concreto, en el sentido 2 y 3 se simuló con el comportamiento a cortante de las dos Varillas, como se muestra en la figura 5.22 para las rotaciones el comportamiento del modelo fue a cortante.

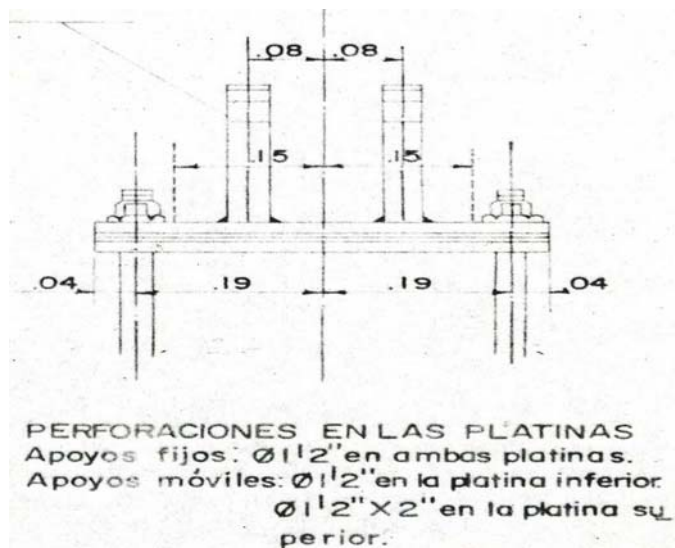


Figura 5.21 Apoyos de acero estructural empotrados en las vigas.

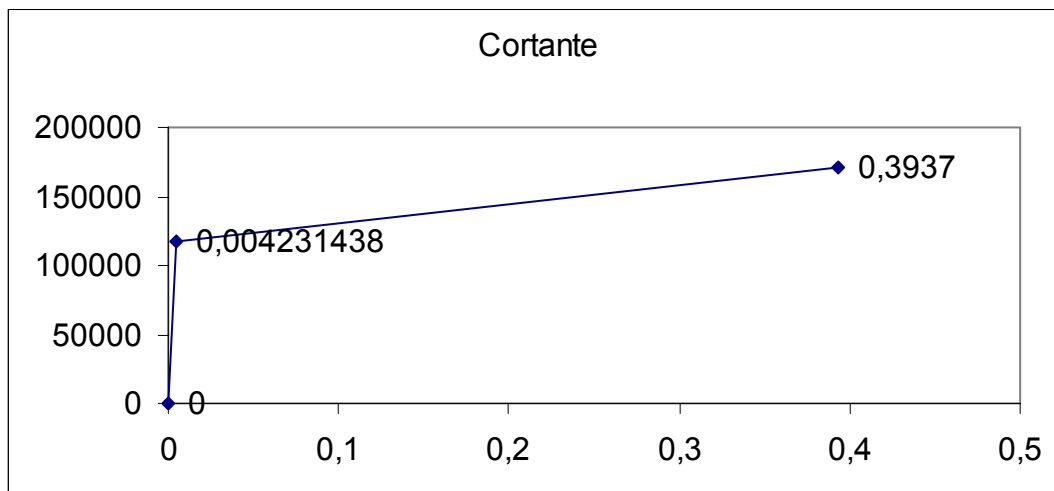


Figura 5.22 Comportamiento del apoyo a cortante, idealizado para el elemento NLink

#### 5.5.4 Deflexiones y desplazamientos.

Las derivas del puente se calcularon en cada columna para las cuales se cargo el espectro del CCP 200-94, con  $A_a = 0.15$  coeficiente de importancia  $I = 1$ , y un tipo de suelo S3,  $S = 1.5$ , este espectro se cargo en sap 2000, y se definió un caso llamado deriva en las dos direcciones X, Y, y se realizo la combinación 100% en el sentido de estudio y 30% en el sentido perpendicular, para tomar el caso mas desfavorable.

### **5.5.5 Cargas**

Las cargas que se le introdujeron al modelo en sap fueron cargas muertas, vivas, y de sismo. En las cargas muertas se tomo en cuenta el peso propio de los elementos que toma automáticamente el programa, y además se cargaron las vigas principales con la las cargas capa asfáltica de barandas trasmitiendo cargas y el momento generado por ella en los elementos transversales del emparrillado se afectaron por un factor de cero en la masa y en el peso para que estos no se tuvieran en cuenta en los análisis solamente se tomara en cuenta las rigidez para la transmisión de cargas, en la carga viva se analizo la posición mas desfavorable por líneas de influencia, para cada tipo de viga, introduciendo el vehículo de diseño, como cargas puntuales estáticas ubicadas en elementos de conectores los cuales tienen gran rigidez pero no tienen peso ni masa, esto se hace por que el caso de análisis de cargas móviles el programa no lo carga al análisis no lineal Push 1 . En la carga de sismo se toma el espectro de del CCP 200-94 y se multiplica por un factor que sale de dividir la gravedad, por que el espectro esta en función de la gravedad, por el coeficiente de disipación de energía R, esto me da la fuerza sísmica de diseño E, esta se introduce a las combinaciones da carga que da el Código Colombiano de Puentes del 95 (CCP 200-94)

Los load cases que se definen son el caso da carga Muerta, Viva que incluye la carga de vehículo, análisis modal para el análisis de los modos de vibración, el caso de carga sísmica que es de tipo Response Espectrun escalado para el tipo de puente y el tipo de suelo, para el análisis no lineal se definen 3 casos y con estos casos de carga exceptuando el Push, se realizan las combinaciones y la envolvente.

### 5.5.6 Rotulación histórica

La rotulación de los elementos del puente se representa en las siguientes tablas, los casos de análisis no lineal se dividieron en tres, el primer caso es Push 1, en este caso se aplica la carga muerta y viva a la estructura afectada por un factor del 10% de mas recomendado por el ATC 40, el segundo caso es Push 2 en el cual se empuja la estructura en sentido X, hasta alcanzar el desplazamiento objetivo, el tercer caso es Push 3 en el cual se empuja la estructura en sentido Y, hasta alcanzar el punto de objetivo. En cada caso se muestra, el estado de rotulación en el que se encuentra la edificación. Estas tablas fueron explicadas para el puente anterior. El punto de comportamiento es el punto resaltado.

**Tabla 5-4 Caso Push 2 desplazamiento en dirección X.**

Desplazamiento (metros)	Cortante vasal (KN)	LS- CP-								TOTAL
		A-B	B-IO	IO-LS	CP	C	C-D	D-E	>E	
<b>-4,34E-03</b>	<b>0</b>	<b>132</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>132</b>
-4,56E-01	-3827,0806	132	0	0	0	0	0	0	0	132
-0.0030	-6191,9834	130	2	0	0	0	0	0	0	132
-0.0032	-6306,0908	129	3	0	0	0	0	0	0	132
-0.0059	-6890,5459	126	6	0	0	0	0	0	0	132
-0.0100	-7598,3218	123	9	0	0	0	0	0	0	132
-0.0125	-8020,9932	123	8	1	0	0	0	0	0	132
-0.0172	-8608,3477	120	7	5	0	0	0	0	0	132
-0.0197	-8874,6533	120	6	6	0	0	0	0	0	132
-0.0224	-9157,335	117	9	6	0	0	0	0	0	132
-0.0262	-9530,8613	116	10	5	1	0	0	0	0	132
-0.0290	-9785,9004	114	10	7	1	0	0	0	0	132
-0.0315	-10011,2217	114	9	7	2	0	0	0	0	132
-0.0340	-10233,8828	114	9	5	4	0	0	0	0	132
-0.0383	-10602,6836	113	9	5	5	0	0	0	0	132
-0.0408	-10811,7305	113	7	6	6	0	0	0	0	132
-0.0433	-11020,7344	113	6	7	6	0	0	0	0	132

-0.0458	-11228,6553	113	3	10	5	0	0	1	0	132
-0.0458	-11573,9619	113	3	10	5	0	0	1	0	132
-0.0483	-11856,3887	113	3	10	5	0	0	1	0	132
-0.0516	-12217,3984	113	3	10	5	0	0	1	0	132
-0.0545	-12478,4297	113	3	10	5	0	0	1	0	132
-0.0570	-12697,2295	113	3	10	5	0	0	1	0	132
-0.0612	-13058,4199	113	3	10	5	0	0	1	0	132
-0.0626	-13173,7686	113	3	10	4	0	0	2	0	132
-0.0626	-13636,293	113	3	9	5	0	0	2	0	132
-0.0651	-13878,5645	113	3	9	5	0	0	2	0	132
-0.0676	-14120,6738	113	3	9	5	0	0	2	0	132
-0.0715	-14501,8311	113	3	9	5	0	0	2	0	132
-0.0752	-14854,6475	113	3	9	5	0	0	2	0	132
-0.0777	-15078,7988	113	3	9	5	0	0	2	0	132
-0.0797	-15248,0361	113	3	9	4	0	0	3	0	132
-0.0797	-15490,7402	113	3	9	4	0	0	3	0	132
-0.0822	-15737,5771	113	3	9	4	0	0	3	0	132
-0.0847	-15975,7021	113	3	8	5	0	0	3	0	132
-0.0896	-16435,791	112	4	6	7	0	0	3	0	132
-0.0921	-16665,2793	112	4	6	7	0	0	3	0	132
-0.0946	-16894,6445	112	4	6	7	0	0	3	0	132
-0.0971	-17122,9141	112	4	6	7	0	0	3	0	132
-0.0996	-17346,3125	112	4	6	7	0	0	3	0	132
-0.1000	-17380,459	112	4	6	7	0	0	3	0	132

**Tabla 5-5 caso Push 3 desplazamiento en dirección Y.**

PASO.	Desplazamiento (metros)	Cortante vasal (KN)	LS- CP-								TOTAL
			A-B	B-IO	IO-LS	CP	C	C-D	D-E	>E	
<b>0</b>	<b>-7,96E-03</b>	<b>0</b>	<b>132</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>132</b>
1	-0.0025	-3380,301	132	0	0	0	0	0	0	0	132
2	-0.0046	-5040,8779	132	0	0	0	0	0	0	0	132
3	-0.0076	-6596,9155	123	9	0	0	0	0	0	0	132
4	-0.0097	-7276,4307	119	13	0	0	0	0	0	0	132

5	-0.0127	-7849,9346	117	14	1	0	0	0	0	0	132
6	-0.0165	-8391,0029	117	10	5	0	0	0	0	0	132
7	-0.0190	-8734,21	117	8	7	0	0	0	0	0	132
8	-0.0215	-9067,6484	117	4	11	0	0	0	0	0	132
9	-0.0246	-9408,0703	116	4	12	0	0	0	0	0	132
10	-0.0271	-9675,0459	116	2	14	0	0	0	0	0	132
11	-0.0308	-10055,8379	116	2	13	1	0	0	0	0	132
12	-0.0333	-10306,8457	116	2	12	2	0	0	0	0	132
13	-0.0371	-10681,8945	116	2	11	3	0	0	0	0	132
14	-0.0408	-11022,9805	116	2	5	9	0	0	0	0	132
15	-0.0433	-11243,8643	116	2	4	10	0	0	0	0	132
16	-0.0458	-11463,7305	116	2	4	10	0	0	0	0	132
17	-0.0488	-11718,4141	115	3	4	10	0	0	0	0	132
18	-0.0520	-11976,9863	114	4	2	11	0	0	1	0	132
19	-0.0520	-12777,6455	114	4	2	11	0	0	1	0	132
20	-0.0563	-13260,7061	114	4	2	11	0	0	1	0	132
21	-0.0600	-13635,3691	114	4	2	11	0	0	1	0	132
22	-0.0636	-13976,1709	114	4	2	10	0	0	2	0	132
23	-0.0636	-14954,2461	114	4	2	10	0	0	2	0	132
24	-0.0661	-15252,0313	114	4	2	10	0	0	2	0	132
25	-0.0686	-15547,8975	114	4	2	10	0	0	2	0	132
26	-0.0713	-15859,8281	114	4	2	9	0	0	3	0	132
27	-0.0713	-15845,1436	114	4	2	8	0	0	4	0	132
28	-0.0741	-16195,8389	114	4	2	8	0	0	4	0	132
29	-0.0766	-16482,0859	114	4	2	8	0	0	4	0	132
30	-0.0791	-16768,0488	114	4	2	8	0	0	4	0	132
31	-0.0816	-17053,4766	114	4	2	8	0	0	4	0	132
32	-0.0841	-17338,6855	114	4	2	8	0	0	4	0	132
33	-0.0866	-17623,6602	114	4	2	8	0	0	4	0	132
34	-0.0882	-17798,5527	114	4	2	7	0	0	5	0	132
35	-0.0882	-17701,5664	114	4	2	7	0	0	5	0	132
36	-0.0907	-17990,0098	114	4	2	7	0	0	5	0	132
37	-0.0945	-18419,918	113	5	2	7	0	0	5	0	132
38	-0.0970	-18689,332	113	5	2	7	0	0	5	0	132
39	-0.0997	-18979,6992	113	5	2	6	0	0	6	0	132

## 6 CONCLUSIONES

Los puentes analizados se dividieron en varios modelos, ya que las vigas centrales como las externas, tienen diferentes configuraciones de carga viva de Vehículo, por esto en el puente de Provenza se realizaron 2 modelos uno para la viga externa, y otro para la viga interna, para el puente FF.CC, se realizaron tres modelos uno para las vigas internas armadas, el segundo para las vigas externas Pre fabricadas, y el tercero para las vigas internas. Al analizar el punto de comportamiento de cada puente en los diferentes modelos no hay diferencia ostensible ni en el punto de comportamiento, ni en los desplazamientos de la estructura, ver tablas 5.2 a la 5.8, esto no indica que para futuro modelos se vaya a simplificar, o no tener en cuenta estas diferencias en las cargas, ya que estas carga intervienen en la carga axial de la columna y por ende en su comportamiento a flexo compresión, en estos modelos no se nota la diferencia por la longitud de la luz ya que la magnitud de la carga es casi igual para todos los modelos. Por eso se presento una sola tabla de rotulación para cada puente, ya que esta no varía sustancialmente entre modelos.

A continuación se presentan las conclusiones de los dos puentes seleccionados tratándolos por aparte, al final se incluyen unas recomendaciones para futuras investigaciones.

## 6.1 PUENTE DE PROVENZA.

Los modelos de los puentes realizados muestran un punto de comportamiento dentro del rango de control de daño cumpliendo con el objetivo de seguridad de la vida (LS). De esto podemos concluir que para llegar al colapso, el puente resiste una sollicitación más grande que la de diseño.

Al modelar el puente, con un modelo en tres dimensiones que incluye la superestructura y la infraestructura, e incluyendo los apoyos, por la metodología basada en el desplazamiento se ve la diferencia en el comportamiento esperado de la estructura, para la introducción del espectro se calculo un  $C_a$  y  $C_v$  de 0.36.

Al modelar los apoyos junto con el resto de la estructura, se pudo observar la importancia de incluir estos elementos del modelo de la estructura, ya que al realizarles pequeñas variaciones como de rigidez o de configuración estructural, se observo un gran cambio en el comportamiento de la estructura.

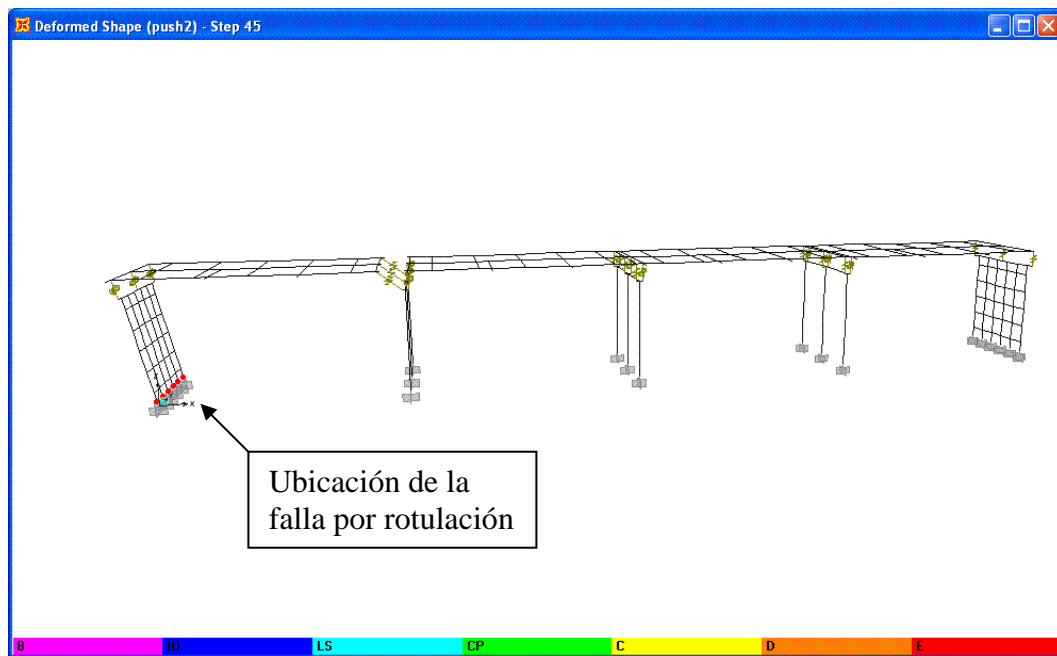


Figura 6.1 Modo de falla en el caso Push 2 en el puente Provenza.

El comportamiento del puente de Provenza nos muestra la importancia de los apoyos en su configuración y ubicación estructural, en el sentido X que es el caso Push 2 se observa que al llevarlo a la falla se nota la reducción en la capacidad al tener un apoyo fijo en el estribo ya que esto produce una gran masa concentrada, que hace que vibre mas esta sección del puente y esto hace que el estribo falle en el sentido débil como se muestra en la figura 6.1, sin que en el resto de elementos se presenten grandes solicitaciones o se lleven mas allá del objetivo de seguridad de la vida, este tipo de falla no es recomendada por el ATC 49, por que el estribo esta solicitado en su sentido débil; al realizar el modelo cambiando el sentido de los apoyos de esa placa se observo un mejor comportamiento de la estructura, teniendo la falla en las columnas como lo recomienda el ATC 49, aunque en este caso también se puede observar la influencia del tipo de apoyo en esta configuración, ya que se observa que al tener dos apoyos fijos en la misma pila, el efecto rotacional es grande como se muestra en la figura 6.3 para el caso Push 3, y este hace que falle las columnas, este efecto se debería controlar con el cambio del tipo del apoyo móvil, ya que el que tiene no restringe los desplazamientos laterales como se ve en la figura 6.2 para el caso Push 3, este efecto se observa también en el análisis en el sentido Y es decir el caso Push 3, en el cual todas las placas se rotan alrededor de los apoyos fijos, aunque la falla se presenta en los elementos de las columnas, se puede presentar una falla por caída de la placa por una insuficiente dimensión del apoyo.

Al cambiar la ubicación del apoyo se observa una mejoría en le punto de comportamiento, ya que resiste un cortante mayor, y la rotulación de la estructura es mas uniforme, ya que se generan rotulas en varios elementos no solo en los estribos.

Tabla 6-1 Punto de comportamiento en sentido X, caso Push 2, para el puente Provenza.

<b>PUSH OVER</b>	
<b>PUNTO DE COMPORTAMIENTO.</b>	
SENTIDO X.	
CORTANTE (KN)	455,031
DESPLAZAMIENTO (m)	0,063
ACELERACIÓN ESPECTRAL	0,236
DESPLAZAMIENTO ESPECT.	0,047
PERIODO EFECTIVO (seg)	0,894
AMORTIGUAMIENTO EFECT.	0,262

Tabla 6-2 Punto de comportamiento en sentido Y, caso Push 3, para el puente Provenza.

<b>PUSH OVER</b>	
<b>PUNTO DE COMPORTAMIENTO.</b>	
SENTIDO Y.	
CORTANTE (KN)	681,26
DESPLAZAMIENTO (m)	0,026
ACELERACIÓN ESPECTRAL	0,347
DESPLAZAMIENTO ESPECT.	0,032
PERIODO EFECTIVO (seg)	0,609
AMORTIGUAMIENTO EFECT.	0,264

Tabla 6-3 Punto de comportamiento del puente de Provenza al cambiarle la ubicación del apoyo

<b>PUSH OVER</b>		
<b>PUNTO DE COMPORTAMIENTO.</b>		
SENTIDO.	X	Y
CORTANTE (KN)	871,957	642,875
DESPLAZAMIENTO (m)	0,039	0,00273
ACELERACIÓN ESPECTRAL	0,381	0,321
DESPLAZAMIENTO ESPECT.	0,034	0,1
PERIODO EFECTIVO (seg)	0,598	1,123
AMORTIGUAMIENTO EFECT.	0,219	0,05

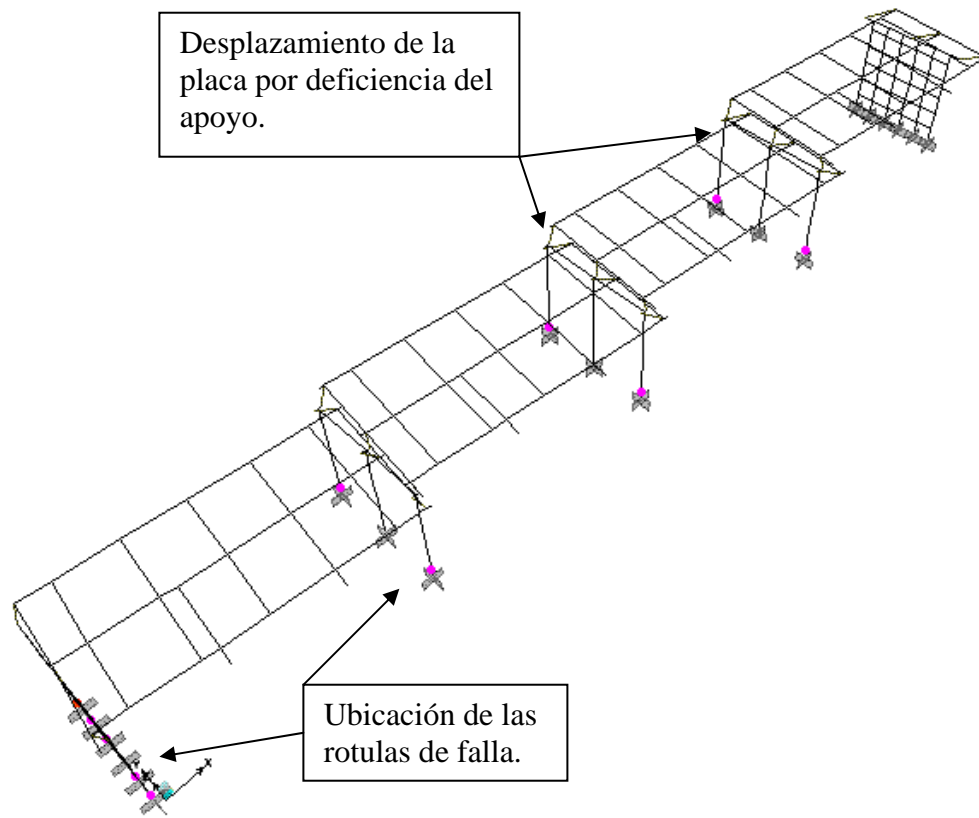


Figura 6.2 Modo de falla en el caso Push 3 para el puente Provenza.

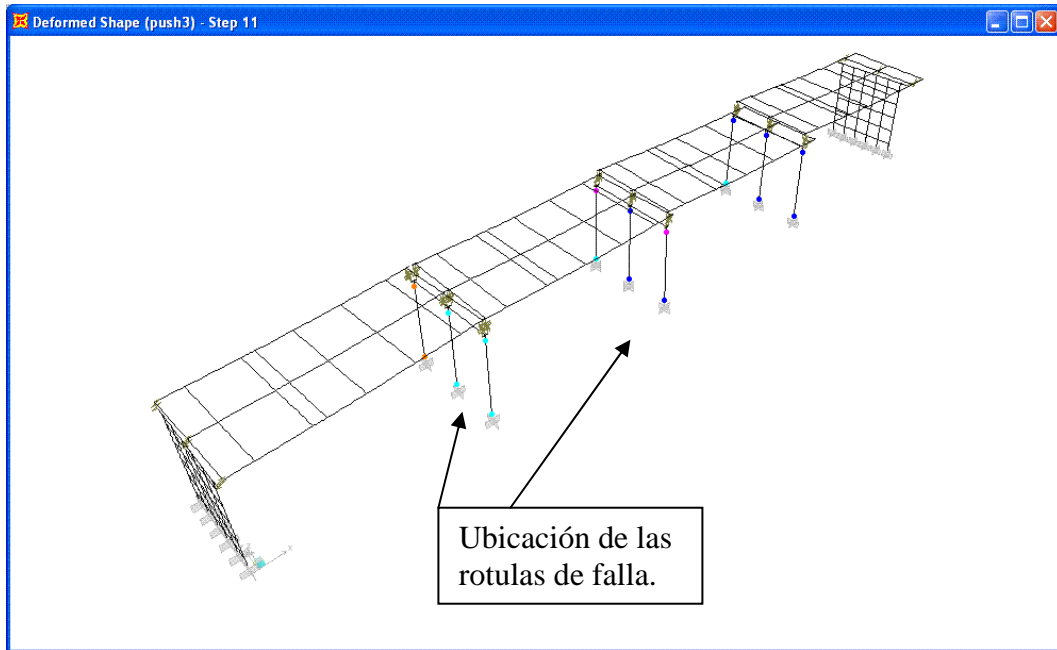


Figura 6.3 Modo de falla, en el modelo con cambios en la ubicación de los apoyos Push 3

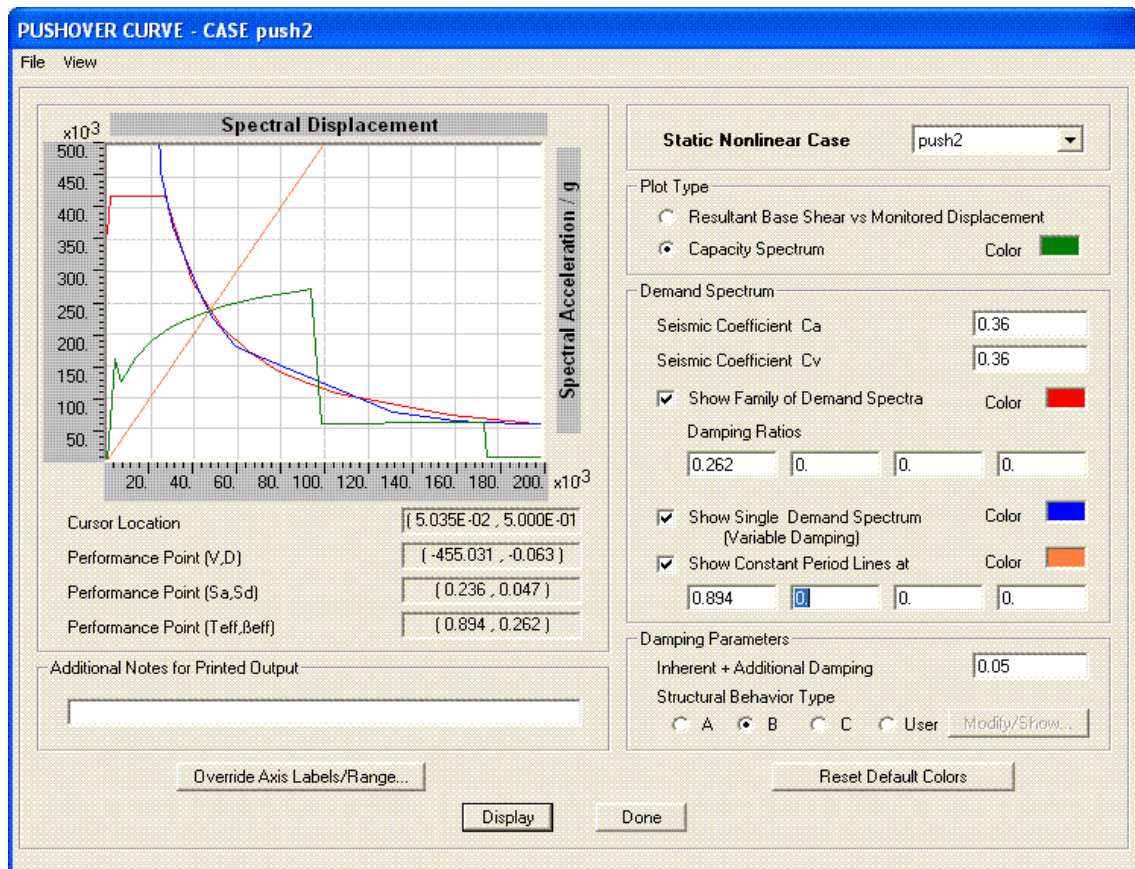


Figura 6.4<sup>1</sup> Punto de comportamiento en sentido X, con todos los datos del modelo.

<sup>1</sup> Tomado de SAP 2000 versión 8.3.3. CSI, Berkley.

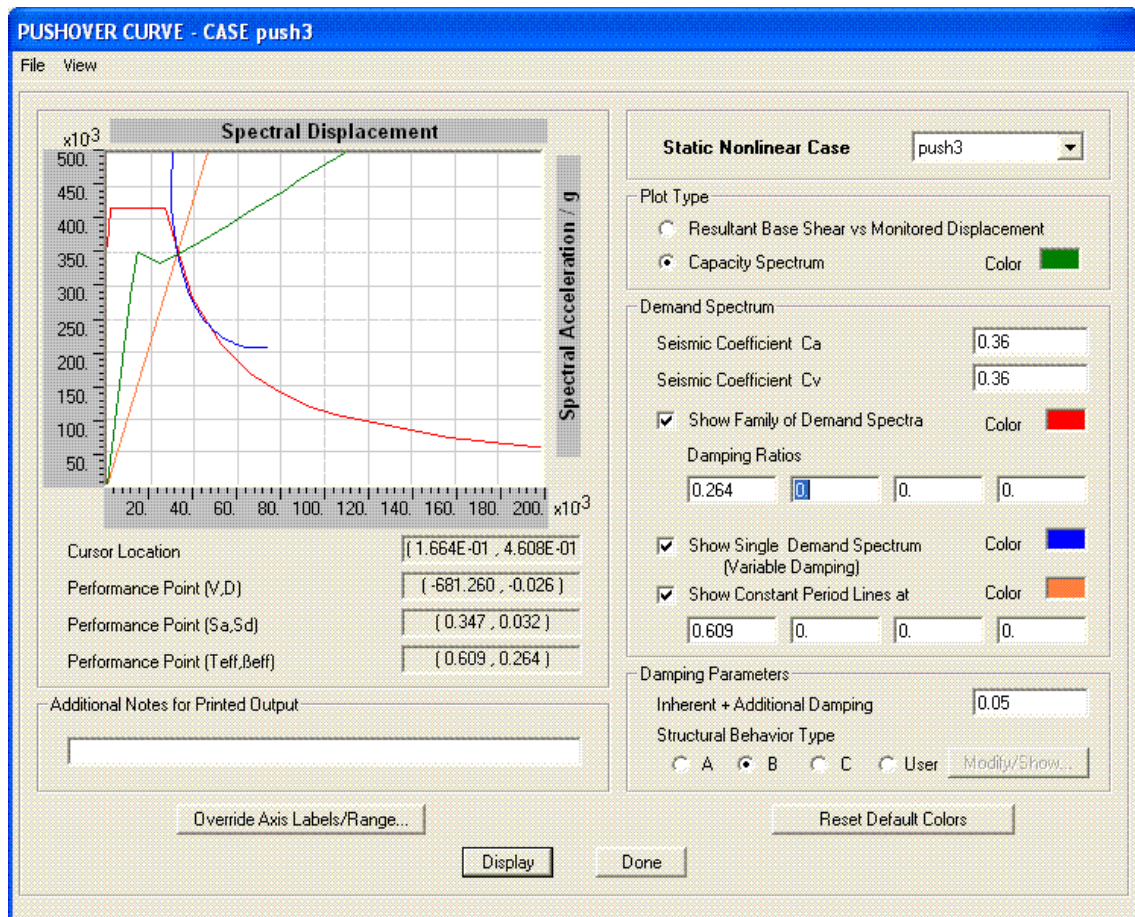


Figura 6.5<sup>1</sup> Punto de comportamiento en sentido Y, con todos los datos del modelo.

La tabla 6.1 y 6.2 son de los casos Push 2 y Push 3 respectivamente, y muestran el punto de comportamiento en coordenadas de cortante basal contra desplazamiento, también se da en coordenadas espectrales de aceleración y desplazamiento, en esta grafica es que se calcula el punto de comportamiento, aplicando el método B del ATC 40, como ya se dijo. La tabla 6.4 y 6.5 muestra el numero del elemento que se rotularon en el punto de comportamiento, estos pertenecen al estribo, como ya se dijo, también se muestra que tipo de rotula se formo que depende de la sollicitación dominante sobre el elemento, en este caso es el momento principal M3, en la tercera columna esta el momento que actúa en la

<sup>1</sup> Tomado de SAP 2000 versión 8.3.3. CSI, Berkley .

rotula en el punto de comportamiento, la siguiente columna es la rotación plástica (que no se vuelve a su estado original) que sucede en la rotula, las dos ultimas se asocian con el estado de la rotula y con el rango en el cual se encuentra esta, en la curva de capacidad de la estructura, junto con el numero de rotulas, se utilizan para la determinación de los Objetivos de Comportamiento.

En las Figuras 6.6 y 6.7 muestran el comportamiento de un elemento Nlink durante el análisis Push Over. El elemento 5, en el caso Push 2, se ve que el elemento asume un comportamiento igual al de la estructura tomando un porcentaje pequeño de la fuerza y del desplazamiento, con esto se ve, como ya se dijo, la importancia del elemento de apoyo dentro del comportamiento de la estructura, y la influencia en la disipación de la energía.

**Tabla 6-4 estado de las rotulas en el punto de comportamiento, caso Push 2, para el puente Provenza.**

ELEMENTO	TIPO DE ROTULA	M3	R3Plastico	ESTADO DE R.	RANGO
197	Default-M3	-98,4781	-0,010083	B to C	LS to CP
203	Default-M3	-98,479	-0,010083	B to C	LS to CP
205	Default-M3	-98,4792	-0,010083	B to C	LS to CP
207	Default-M3	-98,4792	-0,010083	B to C	LS to CP
209	Default-M3	-98,4793	-0,010083	B to C	LS to CP
211	Default-M3	-98,4793	-0,010083	B to C	LS to CP

**Tabla 6-5 estado de las rotulas en el punto de comportamiento, caso Push 3, para el puente Provenza.**

ELEMENTO	TIPO DE ROTULA	M3	R3Plastico	ESTADO DE R.	RANGO
197	Default-M3	-93,7549	-0,0000046	B to C	A to IO
203	Default-M3	-93,4704	-5,132E-07	B to C	A to IO
209	Default-M3	93,753	5,132E-07	B to C	A to IO
211	Default-M3	93,7549	4,617E-06	B to C	A to IO

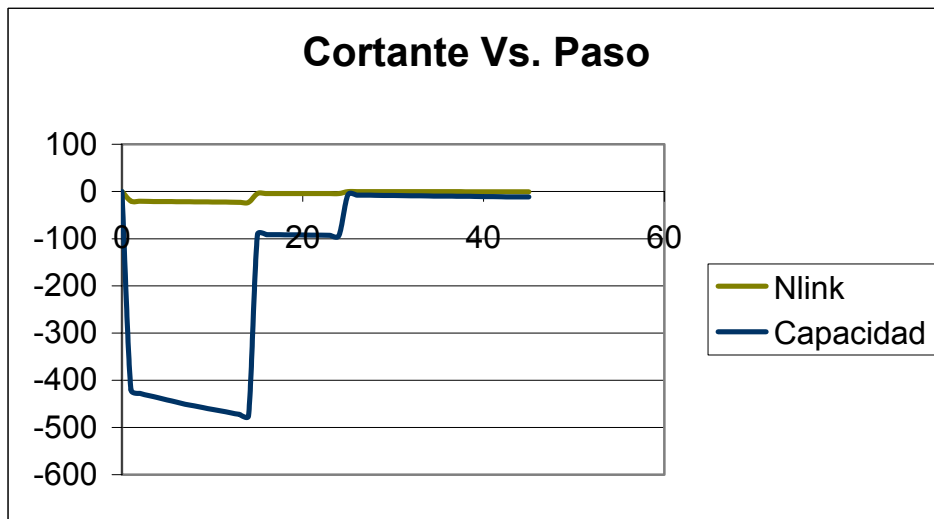


Figura 6.6 comportamiento del elemento Nlink, en le Push 2.

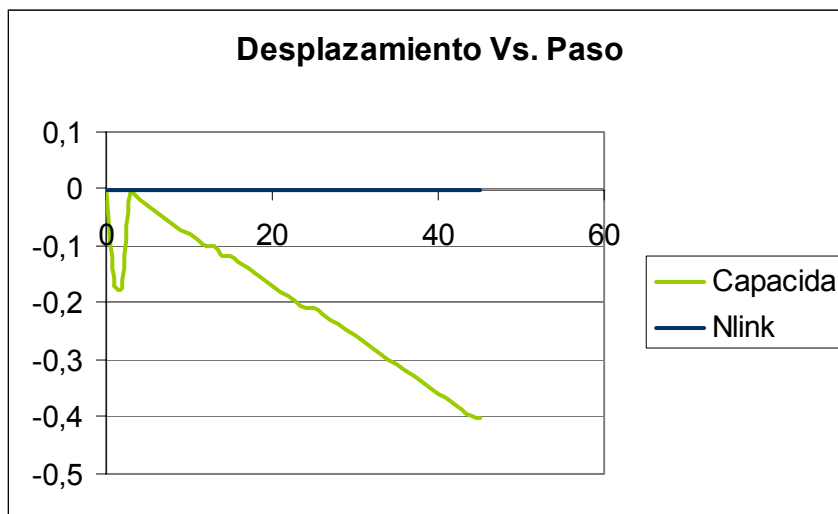


Figura 6.7 Comportamiento del elemento Nlink ante los desplazamientos

## 6.2 PUENTE FF.CC.

El punto de comportamiento, ver Tabla 6.6 y 6.7, de este puente esta en el rango elástico entere A y B, el punto de comportamiento en la zona elástica indica que el puente fue diseñado para una carga mucho mayor, es decir el puente se pudo diseñar con menores secciones y reduciendo

las cuantías, para obtener un comportamiento en el rango inelástico y reducir los costos de construcción, igual que en el anterior puente se realizaron diferentes modelos para cada tipo de viga pero no se obtuvo diferencias significativas en los resultados como ya se había dicho, también se vuelve a recomendar que para otros tipos de puentes principalmente mas largos estos efectos se tengan en cuenta.

Al realizar el modelo en tres dimensiones incluyendo la superestructura, la infraestructura, y los apoyos, y llevarlo a la falla, que es mas allá del punto de comportamiento, se puede observar cual es el mecanismo de falla de la estructura. Los apoyos del puente son muy rígidos y no ayudan a la disipación de las solicitaciones, esto afecta el diseño de la columna, como se ve en la figura 6.8 en el caso Push 2, ya que esta tiene que resistir mayores esfuerzos que si el elemento de apoyo funcionara como disipador, esta es una de las recomendaciones del ATC 49, con respecto a los apoyos, que estos funcionen como mecanismos de disipación de energía sísmica, para disminuir las solicitaciones sobre las columnas.

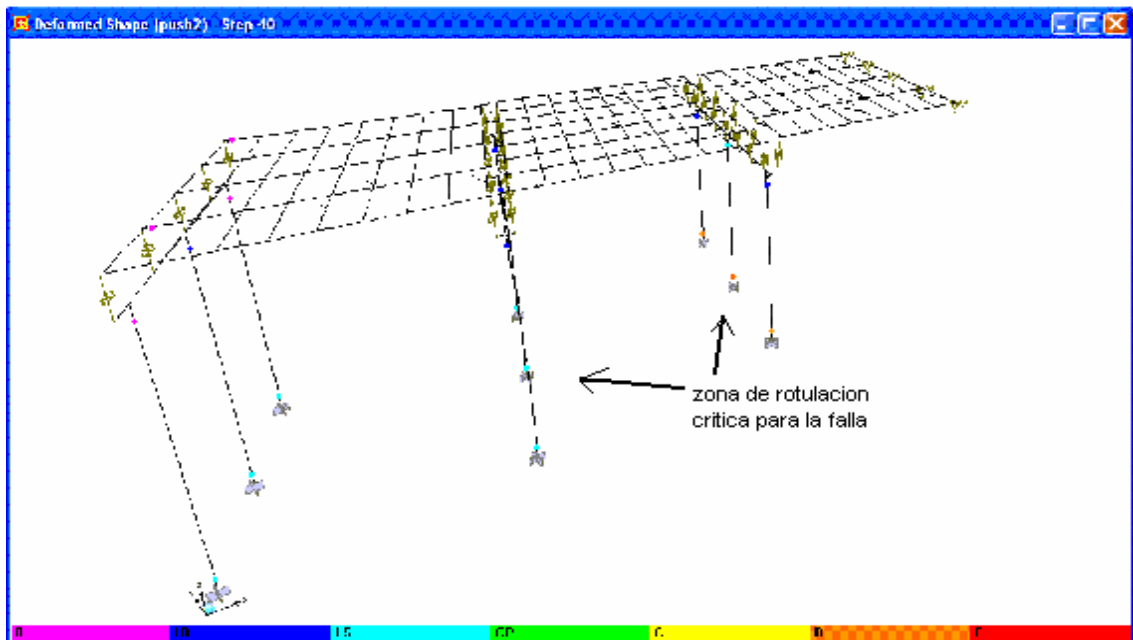


Figura 6.8 Forma de falla del puente FF.CC. rotulación caso Push 2, en Sap 2000.

Si este puente se llevara hasta la falla la falla se presentaría en las columnas lo cual cumple con las recomendaciones del tipo de falla del ATC 49, ver figura 6.8, y 6.9.

El elemento Nlink, se ve asume un comportamiento igual al de la estructura tomando un porcentaje pequeño de la fuerza y del desplazamiento, con esto se ve, como ya se dijo, la importancia del elemento de apoyo dentro del comportamiento de la estructura, y la influencia en la disipación de la energía.

En el punto de comportamiento por estar en el rango elástico entre A B, no se presenta ninguna rotulación en la estructura, como ya se dijo el puente esta sobrediseñado, y todos los elementos solo se solicitan en el rango elástico. Esta estructura cumple con el objetivo de servicio inmediato propuesto por el ATC 49.

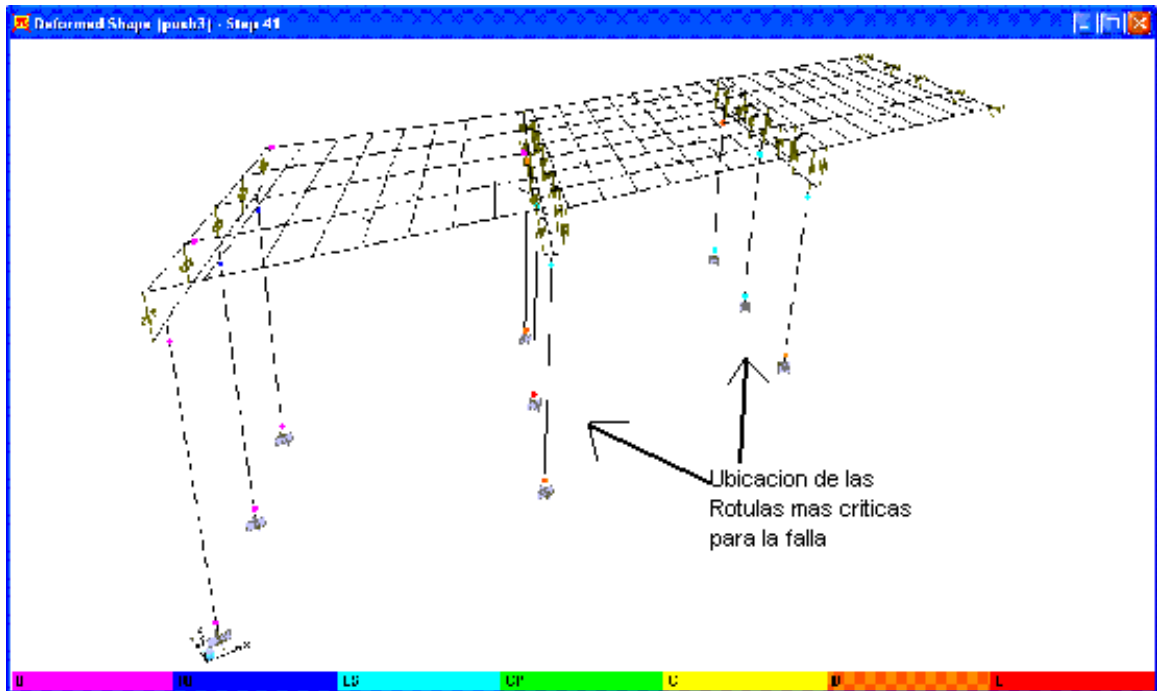


Figura 6.9 modo de falla del puente FF.CC. en le sentido Y, caso Push 3.

Tabla 6-6 Punto de comportamiento del puente FF.CC en el sentido X, Push 2.

<b>PUSH OVER</b>	
<b>PUNTO DE COMPORTAMIENTO.</b>	
SENTIDO X.	
CORTANTE (KN)	520,126
DESPLAZAMIENTO (m)	0,00006568
ACELERACIÓN ESPECTRAL	0,207
DESPLAZAMIENTO ESPECT. 0,00006716	
PERIODO EFECTIVO (seg)	0,036
AMORTIGUAMIENTO EFECT.	0,05

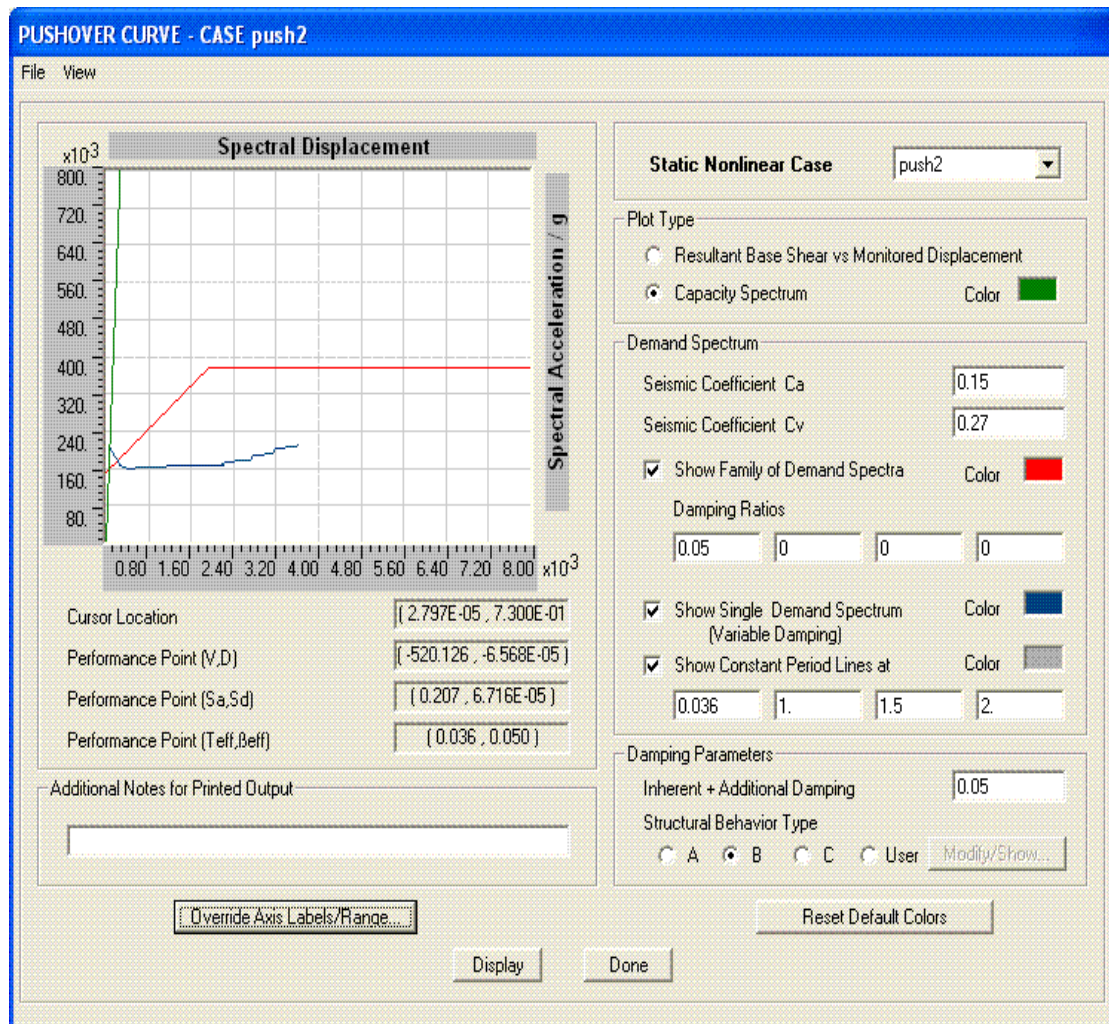


Figura 6.10 punto de comportamiento en sentido X, con todos los datos del calculo en SAP 2000

Tabla 6-7 Punto de comportamiento en sentido Y, Push 3

<b>PUSH OVER</b>	
<b>PUNTO DE COMPORTAMIENTO.</b>	
SENTIDO Y.	
CORTANTE (KN)	883,199
DESPLAZAMIENTO (m)	0,000661
ACELERACIÓN ESPECTRAL	0,297
DESPLAZAMIENTO ESPECT.	0,000652
PERIODO EFECTIVO (seg)	0,094
AMORTIGUAMIENTO EFECT.	0,05

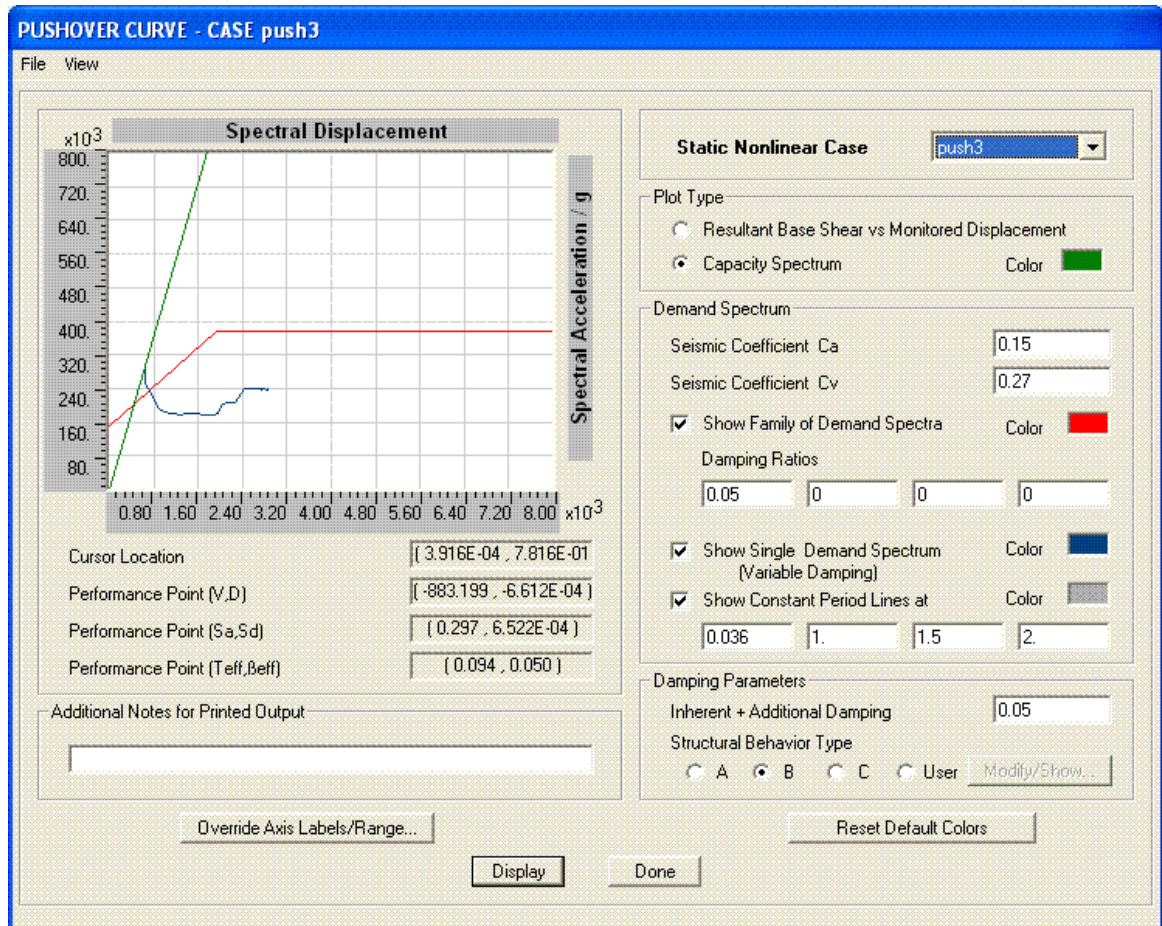


Figura 6.11 punto de comportamiento en sentido Y, con todos los datos del calculo en SAP 2000

### **6.3 RECOMENDACIONES**

Al realizar un diseño de puentes se recomienda tener en cuenta las recomendaciones del ATC 49, para obtener un óptimo comportamiento de la estructura, y así lograr un ahorro económico, obteniendo una buena seguridad en la estructura para el análisis, en el diseño de puentes se recomienda realizarles un análisis no lineal o Push Over después de haber diseñado todos los componentes del puente, para verificar el comportamiento de la estructura en conjunto. Y realizar variaciones de, configuración, masa, rigidez, y tipos y rigiezes de los apoyos, para hallar un equilibrio entre, el comportamiento y el costo de la estructura.

Se recomienda para futuras líneas de investigación el planteamiento de nuevas tesis en el estudio para su profundización del análisis no lineal en puentes, el tipo y el modelo de rotulación, la aplicación de modelos no lineales a los elementos y la estructura, el tipo de análisis sísmico, el comportamiento de los apoyos, con su diferentes tipos de configuración y materiales y su efecto en la disipación de la energía sísmica, la ampliación del tipo, geometría de los modelos, longitud de las luces, y los materiales de los puentes, como puentes de acero, o puentes curvos, también la profundización en el comportamiento de los puentes al modelarlo con sus apoyos, y el variar los tipos, dimensiones.

Y estos estudios enfocarlos para realizar recomendaciones para el CCP 200-94, y proponer una actualización, o un nuevo código de diseño sísmico de puentes ajustándose a las metodologías de diseño por desplazamientos.

Para estudios un poco mas avanzados del comportamiento de las estructuras, se debe realizar no solamente simulaciones o modelos, sino también pruebas que me validen los resultados del modelo, como los apoyos, o el comportamiento de las rotulas, la idealización de los elementos, y la respuesta de la estructura ante cargas cíclicas.

Además de el estudio para proponer recomendaciones para nuevos puentes, también se es necesario el estudio de los puentes ya construidos, para observar y predecir su comportamiento, y así tener control sobre el daño o estado de cada puente del inventario de vías en Colombianas tratando de llevarlo a un mecanismo constante de revisión de los puentes y sus elementos, en forma de SIG, para predecir no solamente reparaciones, o para prevenir el colapso, sino mantener un sistema de control de paso o de permisos, para prevenir el daño en los puentes. Para esto se debe buscar el apoyo del estado con el INVIAS, y de los concesionarios de vías nacionales que cada día son más.

## REFERENCIAS.

ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council. Redwood City, California, USA 2001.

- ATC/MCEER Joint Venture. 2001. Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications; Part II: Commentary and Appendixes, Preliminary Report, ATC Report nos. ATC-49a and ATC-49b, and MCEET Technical Report no. MCEER-02-SP01, Applied Technology Council, Redwood City, CA and Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, November 2001

- Caltrans. 2001a. Seismic Design Criteria, Version 1.2, California Department of Transportation, Sacramento, CA, December.

- Tesis, MODELAMIENTO INELASTICO PARA DETERMINAR EL NIVEL DE COMPORTAMIENTO, Cesar A. Gálvez, Rafael E. Carrillo, 2003.

- FEMA 273, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Building Seismic Safety Council. USA 1997.

- FEMA 274, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Comentario on the Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Building Seismic Safety Council. USA 1997.

- FEMA 356, ASCE ( American Society of Civil Engineers)  
Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings,  
Washington D.C,  
Federal Emergency Management Agency. USA 2000.
  
- Análisis Sísmico de Edificaciones, Maldonado Esperanza, Chio Gustavo,  
Ediciones UIS, Bucaramanga 2004.
  
- Diseño de Concreto Reforzado, McCormac Jack C. 4ª Edición, Editorial  
Alfaomega Mexico, D.F. 2002
  
- Diseño de Estructuras de Concreto, Nilson H. Artur, Winter George. 11ª  
Edición, McGraw Hill, Bogota, Colombia. 1994.
  
- Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de  
Bucaramanga, INGEOMINAS, Subdirección de Amenazas  
Geoambientales. Bogota, Colombia 2001.
  
- NSR 98, Norma Sismo Resistente, Asociación Colombiana de Ingeniería  
Sísmica, Bogota Colombia. 1998.
  
- CCP 200-94, Código Colombiano de Puentes, Asociación Colombiana  
de Ingeniería Sísmica, Bogota Colombia. 1995
  
- Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-  
Dimensional Structures, BASIC ANALYSIS REFERENCE, Computers and  
Structures, Inc. Berkeley, California, USA 1995.

- Bridge Engineering Handbook, Chen, W.F. and Duan, L., CRC Press, Boca Raton, FL, Eds. 2000.

- Structural Engineering Handbook Ed. Chen Wai-Fah Boca Raton: CRC Press LLC, 1999

- Yashinsky, M. "Earthquake Damage to Structures" Structural Engineering Handbook Ed. Lian Duan Boca Raton: CRC Press LLC, 2001  
Duan, L. and Reno, M.

- "Performance-Based Seismic Design Criteria For Bridges" Structural Engineering Handbook Ed. Chen Wai-Fah Boca Raton: CRC Press LLC, 1999