

001850

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Departamento de Ingeniería Civil
Facultad de Ciencias y Humanidades



**Diseño y vulnerabilidad de puentes,
estado del arte**

**BIBLIOTECA
DE LA
UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

Luis Arnoldo Córdova Mejía

**Guatemala
2004**

**Diseño y vulnerabilidad de puentes,
estado del arte**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Departamento de Ingeniería Civil
Facultad de Ciencias y Humanidades



**Diseño y vulnerabilidad de puentes,
estado del arte**


**BIBLIOTECA
DE LA
UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

Luis Arnoldo Córdova Mejía


**Trabajo de graduación presentado para optar al grado
académico de Master en Ingeniería Estructural**

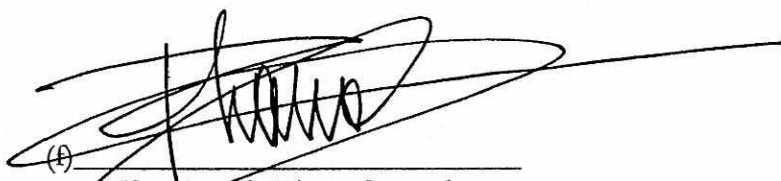
**Guatemala
2004**

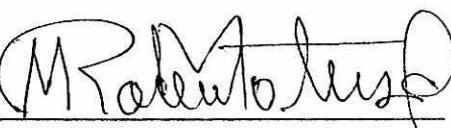
Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Milton Roberto Matus Izaguirre

Tribunal:

(f) 
Ing. Franklin Matzdorf Monroy

(f) 
MSc. Escobal Liano Quezada

(f) 
Ing. Milton Roberto Matus Izaguirre

Fecha de aprobación:

Guatemala, 28 de junio de 2004.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULOS	Página
I. INTRODUCCIÓN	1
II. HISTORIA DE LOS PUENTES	2
A. Conceptos generales	2
B. Los primeros puentes	2
C. Tipos de puentes	4
1. Puentes de piedra en arco	4
2. Puentes de madera	5
3. Puentes de concreto reforzado	5
4. Puentes de concreto pretensado	6
5. Puentes de acero	10
6. Puentes colgantes	11
7. Puente tirante	11
III. CARGAS DE DISEÑO EN PUENTES	13
A. Elementos principales de un puente	13
B. Tipos de cargas en puentes	14
1. Carga viva AASHTO	16
2. Carga militar	20
3. Carga distribuida equivalente y eje transversal de carga concentrado	20
4. Carga de impacto	22
a) Fuerzas de velocidad	23
b) Fuerzas longitudinales	23
5. Cargas de construcción	24
6. Cargas de deformación y respuesta	24
7. Carga de terremoto	25
8. Cargas debida a corrientes de agua	28
a) Escombros flotando	28
b) Reacciones negativas	29
IV. MÉTODOS DE DISEÑO	30
A. Conceptos generales	30
1. Diseño de esfuerzos de trabajo	30
2. Método de condición límite	32
3. Marco referencial e histórico	34
4. Los diferentes nombres de esfuerzos de trabajo y la condición límite	34
a) Diseño de esfuerzos permisibles	35
b) El método de diseño alternativo	35
c) Diseño de carga de servicio	35
d) Diseño por el factor de carga	35
e) Diseño por resistencia	35

f)	Resistencia última	36
g)	Diseño por el factor de resistencia de carga	36
h)	Autoesfuerzo	36
i)	Diseño de factor alterno de carga	36
j)	Diseño plástico	36
V.	DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES	37
A.	Requerimientos de diseño	37
1.	Diseño del factor de carga	41
2.	Diseño por carga de servicio	42
3.	Combinaciones de carga	42
B.	Principios del diseño	43
1.	Procedimiento de diseño	43
2.	Coeficiente de aceleración sísmica	45
3.	Coeficiente de respuesta sísmico elástico	45
4.	Factor de importancia	50
5.	Categoría de rendimiento sísmico	50
6.	Análisis de procedimiento	50
7.	Factores de modificación de la respuesta	51
8.	Combinación de fuerzas sísmicas ortogonales	55
9.	Columna articulada plástica	55
VI.	MODELO DE EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES	63
A.	Conceptos generales	63
B.	Parámetros del modelo	64
1.	Estudio sobre comportamiento sísmico de puentes	64
2.	Metodologías existentes de evaluaciones sísmicas de puentes	65
a)	Clasificación preliminar según ATC -6-2.	65
3.	Experiencia posterremoto	66
4.	Opiniones de expertos	66
C.	Determinación de las condiciones de calidad de cada parámetro	68
D.	Realización de encuestas a los expertos	69
E.	Tratamiento de la información por conjuntos difusos	72
1.	¿Qué son los conjuntos difusos?	72
2.	Representación de los conjuntos difusos	74
3.	Definición de función de pertenencia	74
4.	Concepto de variable lingüística	75
5.	VARIABLES LINGÜÍSTICAS UTILIZADAS	75
6.	Construcción de las funciones de pertenencia	76
7.	Números difusos e intervalos difusos	77
8.	Operaciones aritméticas con números e intervalos difusos	78
9.	Distancia entre conjuntos difusos	78
10.	El problema de la defusificación	79
a)	Procedimiento máximo	79
b)	Centro de gravedad	80

F.	Evaluación del índice de vulnerabilidad sísmica difuso	80
G.	Algoritmo para calcular el índice de vulnerabilidad	81
H.	Forma de aplicación del método	81
I.	Programa índice propuesto para la evaluación del índice de vulnerabilidad sísmica de puentes	83
1.	Inicialización del análisis	84
2.	Evaluación del índice de vulnerabilidad para el puente $P(f)$	84
3.	Análisis de resultados del puente $P(f)$	84
4.	Base de datos	85
J.	Consideraciones sobre el cálculo del índice de vulnerabilidad	86
K.	Ejemplo de aplicación	88
VII. CONCLUSIONES		90
VIII. BIBLIOGRAFÍA.		92
IX. APÉNDICE. GLOSARIO		93

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
2.1 Puente	2
2.2 Viaducto	3
2.3 Puente de piedra en arco	4
2.4 Puente de madera	5
2.5 Puente con vigas longitudinales de concreto reforzado	6
2.6 Puente con vigas de concreto pretensado	7
2.7 Puente con vigas de concreto postensado	7
2.8 Viga de concreto reforzado y viga de concreto pre esforzado	8
2.9 Puente de vigas doble T prefabricadas para luces moderadas	8
2.10 Puentes de gran longitud con pilas intermedias	8
2.11 Evolución del diagrama de momentos flectores a medida que avanza en voladizo la construcción	10
2.12 Puente con losa ortotrópica y vigas de metal	10
2.13 Puente colgante	11
2.14 Relación costo-claro-material.	12
3.1 Principales elementos de un puente	13
3.2 Vista transversal de los elementos de un puente	14
3.3 Tren de carga de camiones de diseño y su geometría asociada	17
3.4 Camión de carga, serie H	18
3.5 Camión de carga, serie HS	19
3.6 Momento absoluto por camión HS 20-44 + X%	22
3.7 Carga básica aplicada en dirección transversal y longitudinal	26
4.1 Diagrama esfuerzo-deformación para acero A36	32
4.2 Diagrama esfuerzo-deformación para el concreto	32
5.1 Influencia de la forma del puente y el momento en la pila	37
5.2 Balance de rigideces y resistencia de pilas	38
5.3 Irregularidad vertical en puentes	38
5.4 Planta de puente en esviaje y modelo de conexión rígida	40
5.5 Longitud mínima de apoyo en pilas	44
5.6 Desplazamientos y carga longitudinal	47
5.7 Desplazamientos y carga transversal	48
5.8 Columna articulada plástica, temblor transversal	55
5.9 Columna articulada plástica, temblor longitudinal	56
5.10 Detalles de la pila	57
6.1 Parámetros del modelo	68
6.2 Modelo de la primera encuesta para el parámetro K_1	70
6.3 Modelo de la segunda encuesta para el parámetro K_1	70

6.4	Muestras de expertos	71
6.5	Grado de «viejo»	73
6.6	Función de pertenencia del grado de vulnerabilidad del parámetro «tipo de superestructura»	77
6.7	Función de pertenencia del valor de importancia para el parámetro «tipo de superestructura»	77
6.8	Parte del formulario del levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes.	83
6.9	Algoritmo del programa INDICE.	86
6.10	Detalles del puente McBean Parkway Overcrossing	88
6.11	Función de pertenencia del grado de vulnerabilidad para el puente	89

LISTA DE TABLAS

Tablas	Página
3.1 Ancho de guardarruedas y número de líneas de tráfico	17
3.2 Valor de las constantes de forma para pilas cimentadas en el curso de una corriente de agua.	28
3.3 Coeficiente de inclinación de nariz protectora en la base de pilas	29
5.1 Características de las diversas estructuras portantes	39
5.2 Factor de importancia sísmico	50
5.3 Categoría de rendimiento sísmico	50
5.4 Factores de modificación de la respuesta para la subestructura.	51
5.5 Factores de modificación de la respuesta para conexiones	52

I INTRODUCCIÓN

Los puentes son construcciones que generalmente están formados por sistemas estructurales simples y esto tiene sus ventajas y desventajas. El sistema estructural que se elija para un caso dado, depende de las condiciones físicas y económicas, y también de la moda o el capricho del ingeniero. Se podría suponer que una vez utilizada una forma concebible de construir un puente y resolver un problema demostraría ser la mejor y sería aceptable universalmente, pero ese no ha sido el caso, y el número de sistemas estructurales parece crecer con el paso del tiempo. En comparación a otro tipo de edificaciones los puentes carecen de altos grados de redundancia por lo que la falla de algún elemento estructural podría significar el colapso de la estructura, mientras que la simplicidad de sus sistemas estructurales da más confianza en la predicción de su desempeño sísmico.

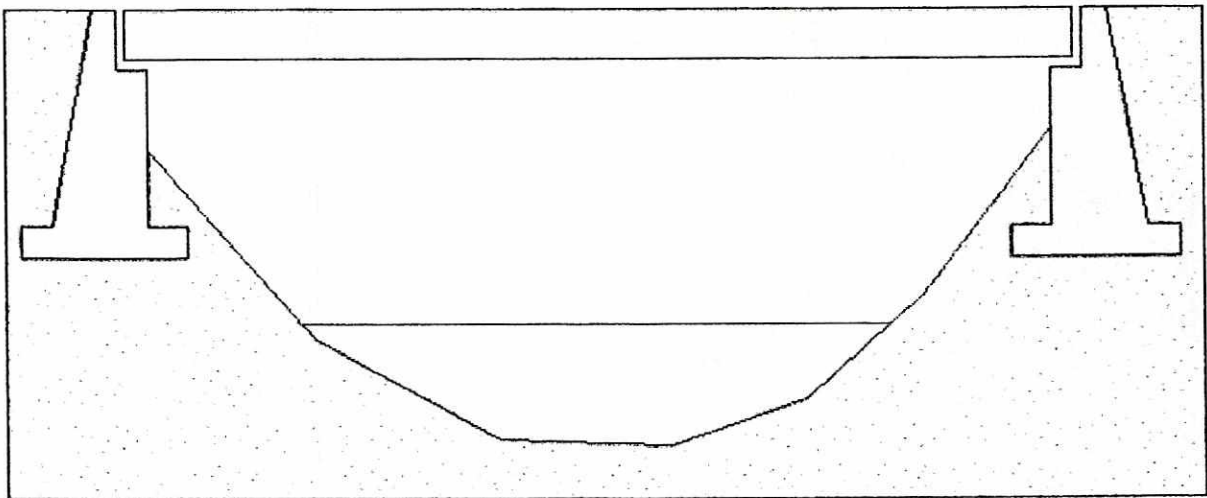
Es menester hacer notar que, por su misma simplicidad estructural, los puentes conllevan una mayor sensibilidad a errores de diseño, y los hace más susceptibles a los efectos P-delta y momentos de volteo. El diseño de puentes presenta un tema no deseable y es la formación de articulaciones plásticas en las pilas o columnas; pero el ingeniero estructural tiene que convivir con ello, contrario a lo que sucede en edificios.

En todos los países civilizados los puentes se esparcen en número considerable y en una rica variedad de formas estructurales, y una de las virtudes de los puentes es que son fáciles de observar tanto la estructura como la forma en que están trabajando. Este trabajo pretende ser una guía de diseño para el gremio de la ingeniería estructural haciendo énfasis en la necesidad de tener especial cuidado en el diseño sismorresistente de puentes. Algunos de nuestros puentes están llegando a su vida de diseño con problemas particulares como resultado de su prolongado uso, la falta de mantenimiento aumenta el grado de vulnerabilidad que los deja con serias dificultades para soportar eventos sísmicos importantes, por ello al final de este trabajo se presenta un método para determinar el índice de vulnerabilidad sísmica de puentes existentes y por diseñar, esperando que el mismo sea de utilidad para organizaciones estatales o privadas que se dedican al mantenimiento de puentes, y que sirva de punto de partida a una investigación más profunda en el tema para futuros graduandos de la Ingeniería Estructural.

II HISTORIA DE LOS PUENTES

A. CONCEPTOS GENERALES

El término puente se utiliza para describir a las estructuras viales, con trazado por encima de la superficie, que permiten vencer obstáculos naturales como ríos, quebradas, hondonadas, canales, entrantes de mar, estrechos de mar, lagos, etc. En términos prácticos, el objetivo de un puente es permitir cruzar objetos pesados, como vehículos, por encima de algún tipo de obstáculo.



Puente

Figura No. 2.1

Por su parte, el término viaducto está generalmente reservado al caso en que estas estructuras viales se construyan por necesidades urbanas o industriales (como los pasos elevados dentro de las ciudades o de los complejos industriales), o para evitar el cruce con otras vías de comunicación.

B. LOS PRIMEROS PUENTES

Es probable que los primeros puentes se realizaran colocando uno o más troncos para cruzar un arroyo o atando cuerdas y cables en valles estrechos. Este tipo de puentes todavía se utiliza. Los puentes de un tramo (llamamos tramo a la distancia entre dos apoyos) son un desarrollo de estas formas elementales. El método de colocar piedras para cruzar un río, mejorado con troncos situados entre las piedras para comunicarlas, es el prototipo de puente de múltiples tramos. Los postes de madera clavados en el fondo del río para servir de apoyo de troncos o vigas de madera permitieron atravesar corrientes más anchas y caudalosas. Estos puentes, llamados de caballete, se utilizan todavía para atravesar valles y ríos en los que no interfieren con la navegación. El uso de pilas de piedra como apoyo para los troncos o maderos fue otro avance importante en la construcción de puentes con vigas de madera. La utilización de flotadores en lugar de apoyos fijos creó el puente de pontones. Los puentes de vigas de madera han sido los más utilizados desde la

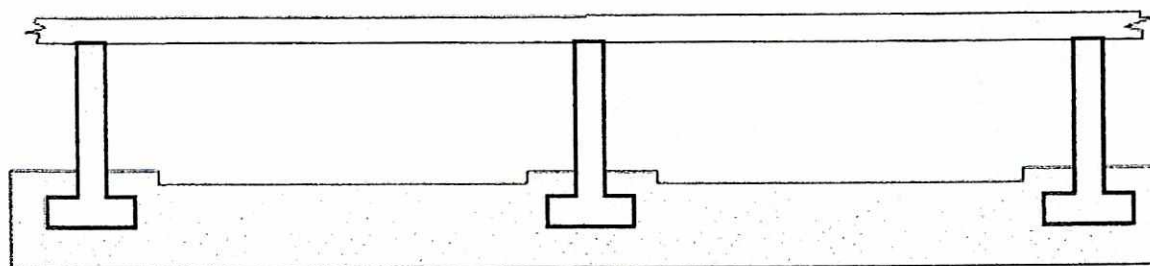
antigüedad, aunque según la tradición se construyó un puente de arco de ladrillos hacia el 1800 A.C. en Babilonia. Otros tipos de construcción, como los puentes colgantes y los cantilever, se han utilizado en la India, China y Tibet. Los puentes de pontones los utilizaban los reyes persas Darío I y Jerjes I en sus expediciones militares.

Los romanos construyeron muchos puentes de caballete con madera, uno de los cuales se describe con detalle en la obra *Comentarios* de Julio Cesar. Sin embargo, los puentes romanos que se mantienen en pie suelen sustentarse en uno o más arcos de piedra, como el puente de Martorell cerca de Barcelona, en España, construido hacia el 219 a.C., y el Ponte di Augusto en Rimini, Italia, del siglo I a.C. El Pont du Gard en Nîmes, Francia, tiene tres hileras de arcos que elevan el puente a 47 m sobre el río Gard; con una longitud de 261 m. es el mejor ejemplo conservado de un gran puente romano; fue construido en el siglo I a.C. En la Edad Media se fundaron varias órdenes de frailes especializados en construir puentes –Frates Pontifices– en distintos lugares de Europa. Se crea la rama francesa de la Orden de Frailes Constructores con un monasterio cerca de París con el nombre de Saint Jacques de Haut Pas. En la antigüedad clásica, la construcción de puentes estaba a cargo de la orden sacerdotal más importante de Roma, esta ejercía su acción a través del «Collegium Pontificum», el cual era precedido por el «Pontifex Maximus». «Pontifex», en español significa constructor de puentes o el hacedor de puentes.

La utilización de arcos de medio punto derivó más tarde en la de arcos apuntados. Los arcos modernos suelen ser escarzanos (palos doblados mediante cuerdas para que forme arco) o con forma semielíptica, ya que permiten tramos más largos sin interrumpir la navegabilidad y con altura moderada. El puente sobre el río Tweed (1803) en Kelso, Escocia, es ejemplo de puente de arco semielíptico, fue diseñado por el ingeniero británico John Rennie.

En los puentes de vigas la longitud de los tramos está limitada por la resistencia de las vigas. Esta limitación se supera ensamblando las vigas en triángulos. Leonardo da Vinci esbozó puentes de este tipo, y el arquitecto italiano Andrea Palladio probablemente construyó varios. En Suiza se construyeron dos puentes de vigas trianguladas en 1760. Sin embargo, la construcción de estos puentes no se desarrolló a gran escala hasta después de 1840.

Conviene clasificar los puentes para seguir su evolución en el tiempo y para ello es necesario establecer las variables más importantes en su diseño.



Viaducto

Figura No. 2.2 Viaducto

Los puentes constituyen puntos críticos en los caminos, senderos, rutas o vías en donde se encuentran, sin los cuales el tránsito sería interrumpido. La función de un puente es la de

materializar una plataforma de paso con el fin de salvar un determinado obstáculo o la interferencia con otra vía.

Un puente esta formado por un determinado material resistente: Acero, concreto, piedra o madera que, ordenado de una determinada manera (tipología estructural) sirve para resistir el efecto de las acciones de servicio.

Nos encontramos con tres parámetros cuya evolución en el tiempo ha determinado el desarrollo de los puentes: Material resistente, tipología estructural y las acciones o cargas. Variables que no son independientes, pues la tipología estructural depende del material utilizado y de las acciones de construcción y servicio.

C. TIPOS DE PUENTES

Los puentes se clasifican de acuerdo con su tipología estructural en tres grandes familias:

- i. Puentes rectos, que utilizan la viga como elemento resistente y destacan la flexión generalizada como mecanismo principal de la transmisión de cargas.
- ii. Puentes arco, cuya invención fundamental consiste en disponer el material resistente de determinada manera. La forma de arco produce la transmisión de las acciones desde su localización a los apoyos a través de esfuerzos predominantes de compresión.
- iii. Puentes colgantes, forma inversa al puente arco que destaca la tracción como mecanismo resistente.

Estas tres tipologías resistentes han permanecido desde los tiempos antiguos y han estado vinculadas, sino exclusivamente sí, con gran frecuencia, a tres materiales resistentes: la madera para el puente recto, la piedra para el arco y las cuerdas para el colgante.

1. Puentes de piedra en arco. Son los puentes de mayor antigüedad en el mundo. En Europa se pueden encontrar puentes de mampostería de piedra en arco (como parte de acueductos romanos), construidos hace más de 2,000 años. Aprovechan las características beneficiosas de la geometría en arco (trabajan fundamentalmente a compresión y limitan o eliminan totalmente el efecto de la flexión), y pueden ser utilizados para vencer luces de hasta 32.8 ptes (10 m).

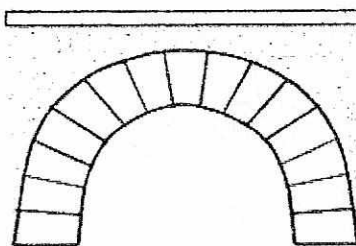


Figura No. 2.3 Puente de piedra en arco

El arco está dividido en dovelas de tamaño, forma y peso controlado. En esta subdivisión existe una dimensión nueva que es la constructiva. Usar elementos pequeños más fácilmente obtenibles y manejables, dispuestos según un determinado orden. Si examinamos el arco plano, semicircular de mampostería, veremos que el condicionamiento básico es que la altura del arco debe ser aproximadamente la mitad del claro. Hay que hacer notar que pueden darse posibles daños en arcos tendidos, como consecuencia del empuje mayor que deben soportar los contrafuertes o pilas.

2. Puentes de madera. Los puentes de madera se han utilizado eficientemente, con luces de hasta 65 pies (20 m), en caminos de poca circulación, con vehículos livianos.

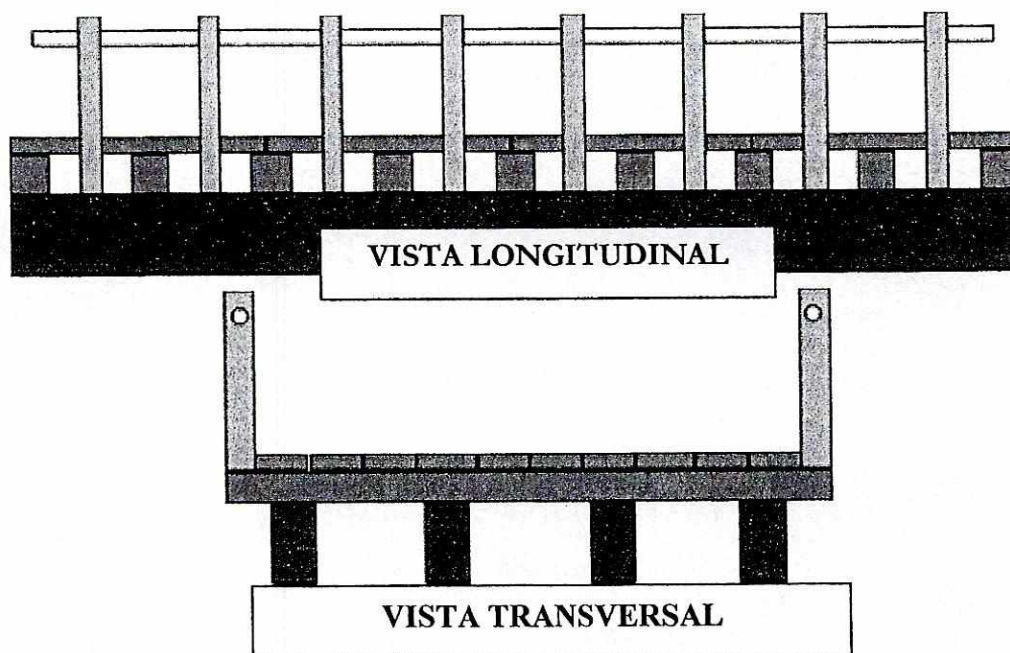


Figura No. 2.4 Puente de madera.

El principal problema de los puentes de madera es la necesidad de proporcionarles un adecuado mantenimiento para tener un tiempo de vida aceptable, caso contrario, en lugar de constituir una solución, se convierten en un riesgo debido a la putrefacción y al desprendimiento de los tablonés.

3. Puentes de concreto reforzado. Los puentes de concreto reforzado han tenido éxito en luces de hasta 82 pies (25 m). Luces superiores son inconvenientes para este tipo de puentes por el incremento desmedido de su peso propio y de su costo. La gran experiencia que se tiene con el manejo del concreto reforzado, que se traduce en mano de obra y dirección técnica relativamente calificadas, y también en disponibilidad de los materiales, ha permitido su construcción en forma masiva.

El principal problema constructivo lo constituyen los encofrados que, en su configuración tradicional, solamente pueden ser utilizados en cauces de ríos poco profundos y poco caudalosos. En ríos de cauces profundos se suele construir un encofrado tipo arco para no provocar un incremento excesivo de costos de construcción (se construye un puente provisional de madera que sirve de encofrado para el puente definitivo de concreto).

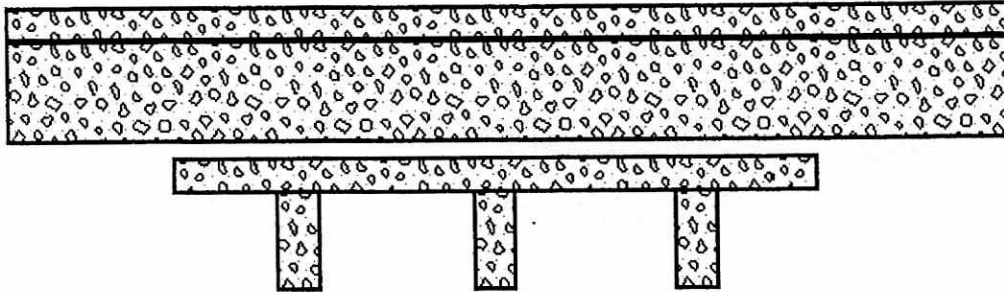


Figura No. 2.5 Puente con vigas longitudinales de concreto reforzado.

El concreto reforzado tiene como inconveniente principal la fisuración del concreto y su deformación cuando se trata de cubrir luces importantes a flexión. Por esta razón se emplea principalmente en luces reducidas cuando va unido a un tablero recto. Durante el principio de siglo XX se une al concreto reforzado la tipología arco cuando se trata de resolver luces importantes. Ribera, Torroja y Fernández Casado son grandes constructores de puentes en arco en España; Freyssinet, Esquillan, en Francia; Maillart en Suiza.

4. Puentes de concreto pretensado. El pretensado del concreto es una idea antigua, pues, desde la aparición del concreto reforzado se quiso poner las armaduras en carga. Las ideas iniciales fracasaron por carecer de aceros de alta resistencia de los que no se dispuso hasta 1920. La puesta a punto del pretensado del concreto la realizó Freyssinet entre 1928 y 1933, y su primera utilización se realiza en la reparación de la estación marítima del Havre en 1933.

En su sentido más riguroso, el pretensado supone la posibilidad de utilizar la acción de compresión a nuestra conveniencia. La fisuración del concreto reforzado y su deformación, que tenía a los puentes rectos reducidos a cubrir luces pequeñas, queda contrarrestado por la acción del pretensado, el cual a partir de su misión puede, si se quiere, convertirse en una armadura más del concreto.

El pretensado abre otras puertas al diseño de puentes. Permite solidificar partes construidas independientemente lo que, como ya se ha dicho, constituye un principio básico de la construcción: hacer lo grande con lo pequeño.

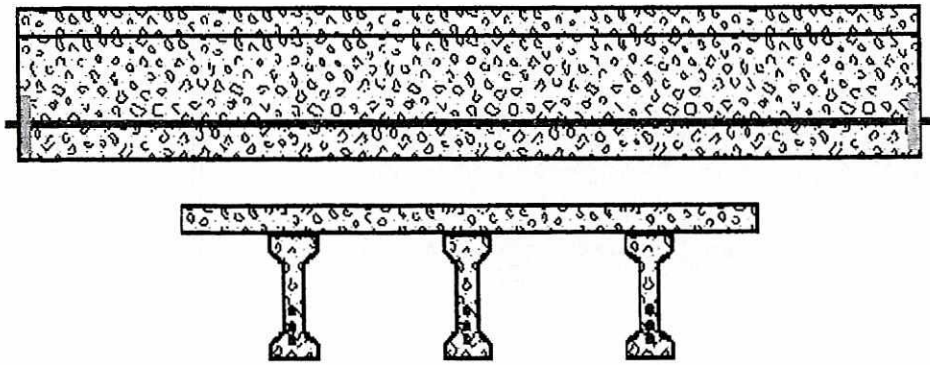


Figura No. 2.6 Puente con vigas de concreto pretensado

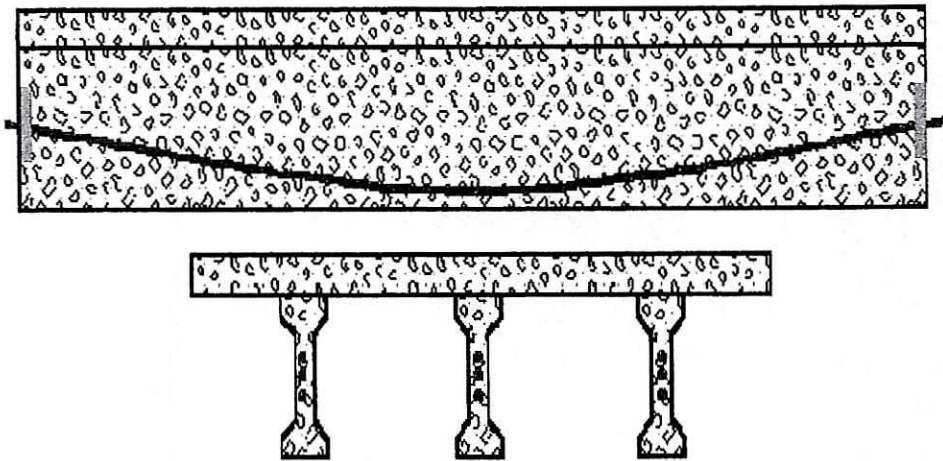


Figura No. 2.7 Puente con vigas de concreto postensado

El efecto más importante en los puentes de concreto pretensado es la reducción en el peso de la estructura. Una viga de puente de 65 pies (20 m) de longitud que en concreto reforzado requeriría un peralte aproximado de 6.5 pies (2.00 m) y un ancho de cabeza de 1.6 pies (0.50 m), en concreto pretensado podría tener 4.5 pies (1.40 m) de altura, y un ancho variable entre 1.6 pies (0.50 m) y 0.6 pies (0.20 m), reduciéndose su peso aproximadamente a la mitad.

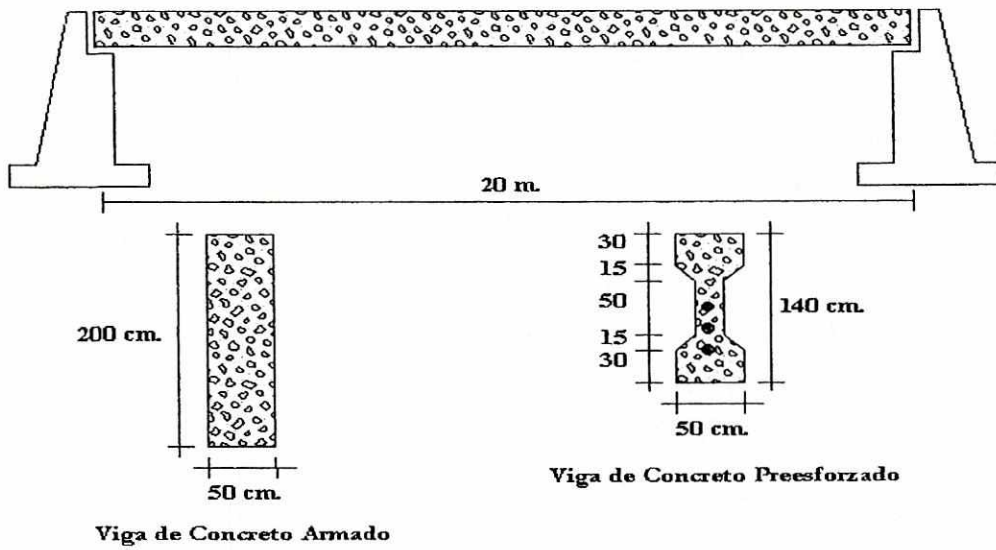


Figura No. 2.8 Viga de concreto reforzado y viga de concreto preesforzado

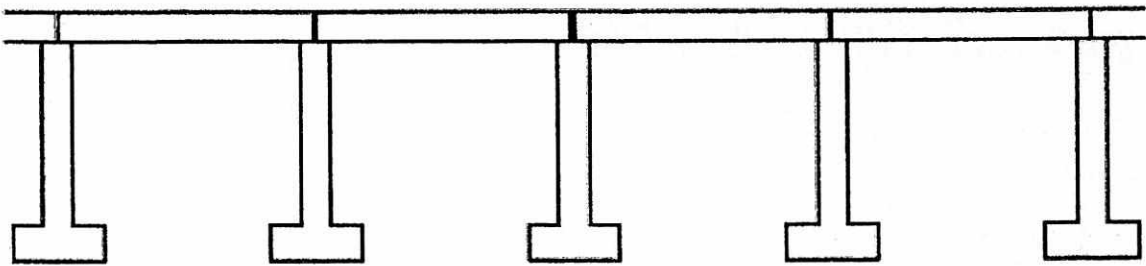


Figura No. 2.9 Puente de vigas doble T prefabricadas para luces moderadas.

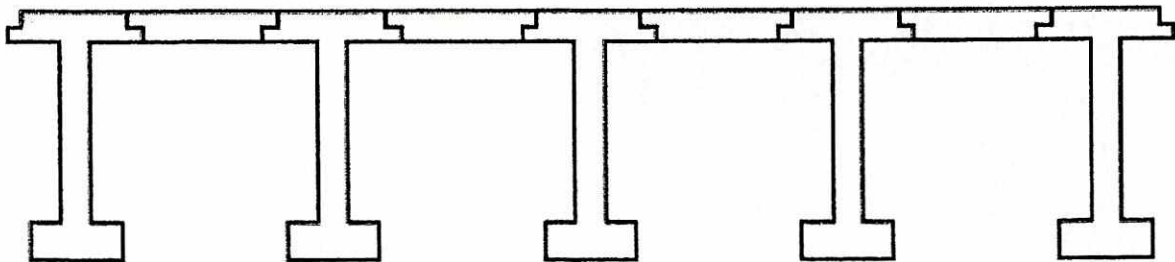


Figura No. 2.10 Puentes de gran longitud con pilas intermedias

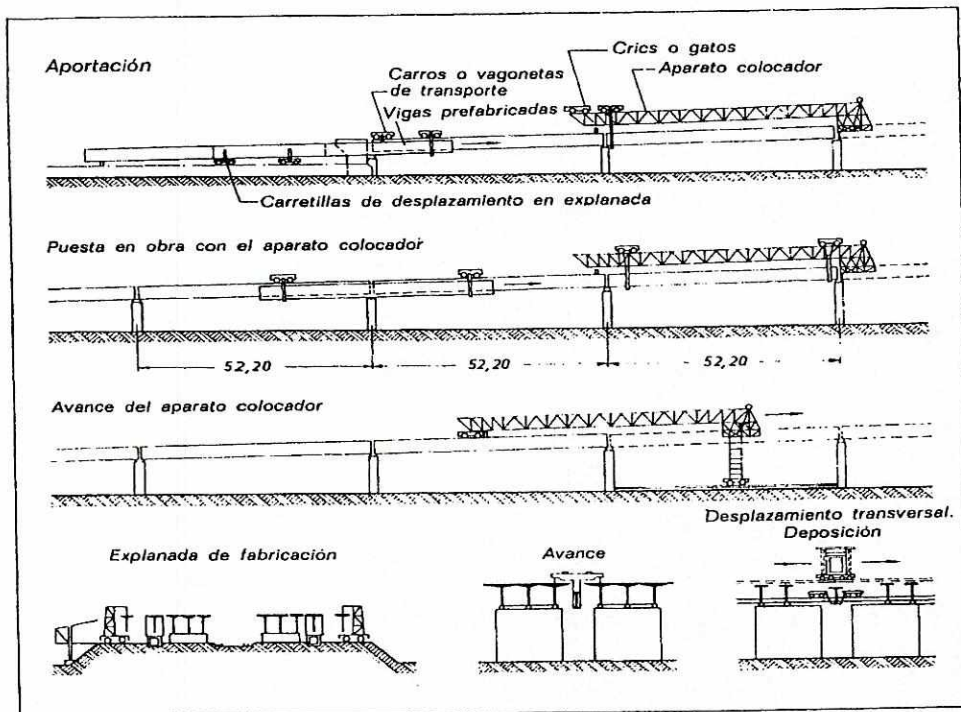
El primer puente pretensado se realizó en Alemania en 1938: el puente de Oelde, bajo la dirección del ingeniero Freyssinet. Es un tramo biapoyado de 102 pies (31 m) de luz y formado por cuatro vigas doble T separadas entre sí a 4.5 pies (1.4 m) y con disposición de cuatro vigas riostras intermedias o diafragmas y dos en los extremos.

Después de Freyssinet es necesario nombrar inmediatamente a U. Finsterwalder, uno de los ingenieros que más ha contribuido al desarrollo de los puentes pretensados.

La dovela, elemento básico en toda la historia de la construcción, ya no va a necesitar la forma de arco para comprimirse, ahora lo podrá hacer la acción del pretensado.

El puente de sección cajón in situ o con dovelas prefabricadas, construido por avance en voladizo para las grandes luces. El puente prefabricado, construido por dovelas en avance en voladizo, fue iniciado en la Unión Soviética y utilizado por primera vez en Europa Occidental y de una manera simultánea por Carlos Fernández Casado en el puente Almodóvar y por Campenond-Bernard en el puente de Choisy-le-Roi en 1962. Desde entonces la tipología ha experimentado un notable desarrollo producido principalmente por los franceses.

Esquema constructivo



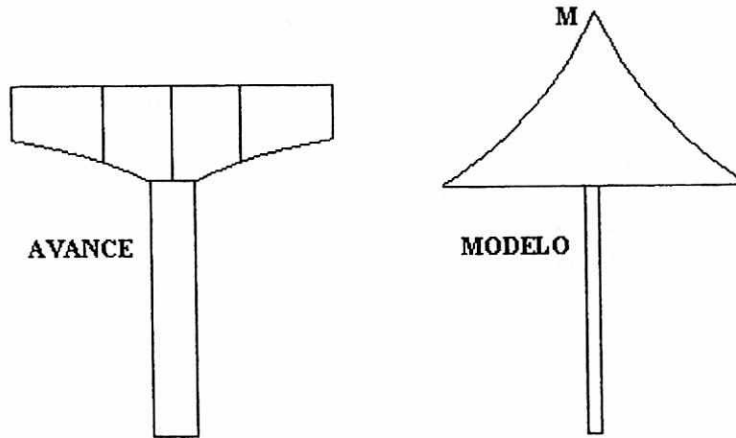


Figura No. 2.11 Evolución del diagrama de momentos flectores a medida que avanza en voladizo la construcción.

5. Puentes de acero. El puente metálico experimenta un desarrollo notable después de la Segunda Guerra Mundial debido a su aplicación a la reconstrucción del gran número de puentes destruidos durante la guerra. Este desarrollo se produce principalmente en Alemania y radica en los siguientes puntos:

- Extensión de la utilización de la viga de alma llena, tanto en la versión de viga doble T o viga cajón.
- La mejora de los métodos de unión. Los pernos de alta resistencia están presentes en la construcción de los puentes desde 1940 y, sobre todo, la extensión del uso de la soldadura eléctrica. El desarrollo de la soldadura eléctrica se produce en los Estados Unidos de Norteamérica a lo largo de los años 1915 a 1922 y es en la construcción naval durante la Segunda Guerra Mundial.
- El desarrollo de la losa ortotrópica como tablero del puente metálico.

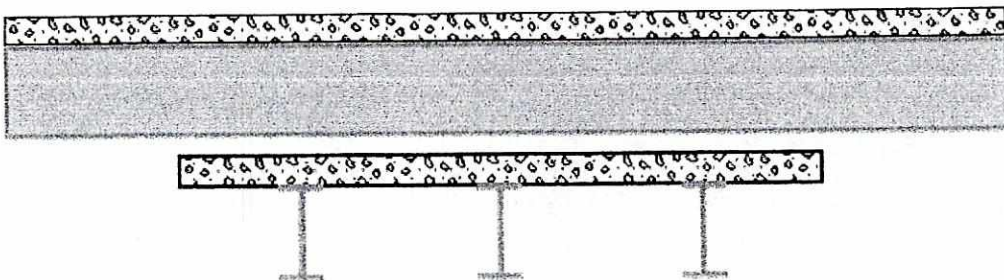


Figura No. 2.12 Puente con losa ortotrópica y vigas de metal

Los puentes metálicos tienen una limitación, la cual se traduce en la necesidad de un mantenimiento continuo.

Un tipo muy importante de puentes metálicos lo constituyen los puentes de emergencia, que se utilizan por su rapidez de construcción (los más pequeños pueden ser armados en 24 horas). El más conocido en esta categoría es el Puente Bailey.

6. Puentes colgantes. En los países primitivos se utilizaban con frecuencia los puentes colgantes de varios tipos: estaban hechos con cuerdas u otros tipos de fibra vegetal. Los ingenieros militares utilizaron también puentes colgantes de cuerda, en especial los zapadores de Wellington durante la Guerra de Independencia Española. Constituidos por cables que muestran una catenaria del cual cuelgan péndolas que sostienen un tablero rigidizado. En un principio, los conocimientos teóricos que sustentaban estos puentes eran muy escasos. En general eran puentes extremadamente flexibles. La viga de rigidez era de dimensiones mínimas y se enfrentaban mal a las cargas descentradas y a los esfuerzos producidos por el viento, como consecuencia de esta enorme flexibilidad la caída de estos puentes eran muy frecuentes. (Por ejemplo la caída del puente en Tacoma Narrow Bridge).

El Golden Gate, en San Francisco, Estados Unidos; inaugurado en 1937, tiene un tramo central de 4,200 pies (1,280 m) suspendido de unas torres de 745 pies (227 m) de altura. Tiene un margen de altura de 220 pies (67 m). El puente sobre el estrecho del Bósforo en Estambul, Turquía, tiene un tramo central de 3,540 pies (1,080 m) se inauguró en 1973 y constituye la primera comunicación permanente de autopista entre Europa y Asia.

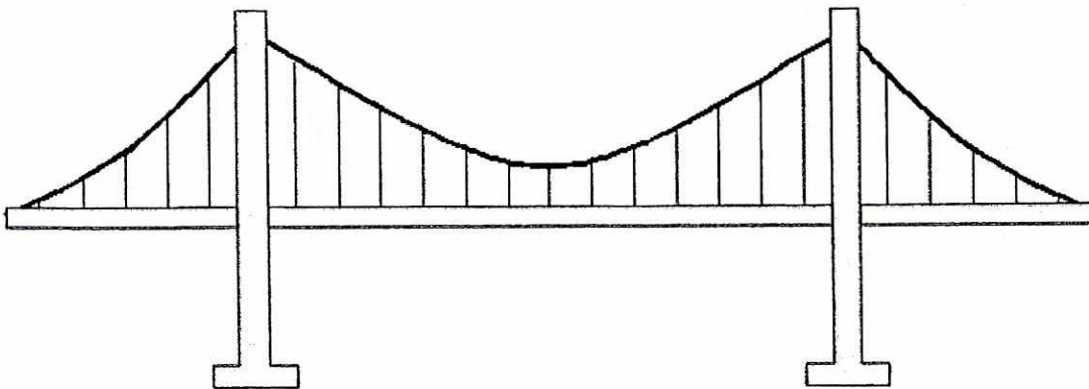


Figura No. 2.13 Puente colgante

7. Puente tirante. Este tipo de puente se caracteriza porque los tramos no se sujetan por sus extremos, sino cerca del centro de sus vigas. El puente de Forth, sobre el estuario de Forth en Queensferry, Escocia, es un puente ferroviario de acero con dos tramos principales de 1,705 pies (520 m) cada uno, y una longitud total de 5,250 pies (1,600 m); fue construido entre 1882 y 1890 por los ingenieros John Fowler y Benjamin Baker. El puente de Quebec, sobre el río St. Lawrence (Lawrence, Canadá), terminado en 1917, tiene un tramo principal de 1,800 pies (550 m); soporta una carretera y una vía de tren de dos carriles. El puente de Carquinez Strait, cerca de San

Francisco, Estados Unidos, terminado en 1927, tiene dos tramos de 1,100 pies (335 m) y unos tramos de anclaje de 500 pies (152 m); fue diseñado para resistir terremotos. El puente Howrah, sobre el río Hooghly en Calcuta, la India, tiene un tramo principal de 1,500 (457 m), y se inauguró en 1943. El Greater New Orleans Bridge (1958) sobre el río Mississippi, Estados Unidos, tiene un tramo principal de 1,575 pies (480 m).

En el puente de cables atirantados, numerosos grupos inclinados de alambres de acero se hacen cargo por su calidad de tirantes, de la misma función ejercida por los cables portadores tendidos entre las pilas en los puentes colgantes y por los cables verticales que penden de los cables principales.

Una ventaja que tiene este tipo de puente reside en que se puede lograr una gran esbeltez del tablero, el cual generalmente tiene la forma de viga cajón. Según la forma de colocación del cable atirantado, el tablero puede ir soportado con dos cables en los bordes externos o con un solo cable central, siendo indispensable una gran rigidez a la torsión.

Hay diferentes alternativas en cuanto la forma de distribuir los cables en la pila de soporte, pudiendo tener: forma de arpa, con los cables atirantados paralelos entre si y anclados en la pila a diferentes alturas. Forma de abanico, los cables atirantados se anclan en la pila en un solo punto y desde allí parten en forma de abanico a la losa de calzada y forma de haz, constituye una alternativa intermedia la cual exige menos material y simplifica el anclaje y la forma de transmisión de las cargas a la pila.

Los cables se anclan en puntos de apoyo en la losa de calzada a distancias que oscilan entre 33 y 66 pies (10 y 20 m). Longitudinalmente los cables pueden colocarse en hileras en uno o dos niveles, lo cual exige una ejecución lo suficientemente rígida de la losa de calzada.

A continuación la figura No. 2.14, que relaciona el costo de puentes con su claro y el tipo de material de construcción

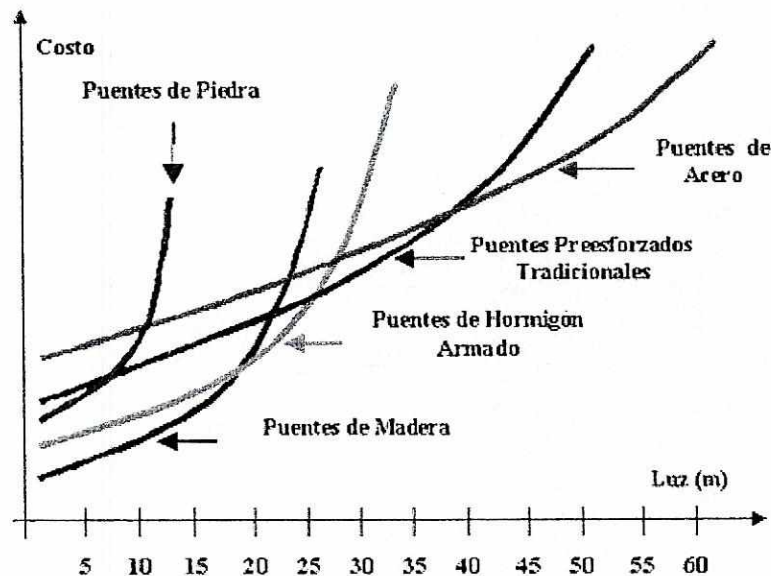


Figura No. 2.14 Relación costo-claro-material.

III CARGAS DE DISEÑO EN PUENTES

A. ELEMENTOS PRINCIPALES DE UN PUENTE

En un puente se pueden distinguir tres partes bien definidas que son:

- i. Subestructura o infraestructura (estribos y pilas)
- ii. Superestructura (vigas y losas)
- iii. Accesos y defensas (losa de aproximación, terraplenes, bermas)

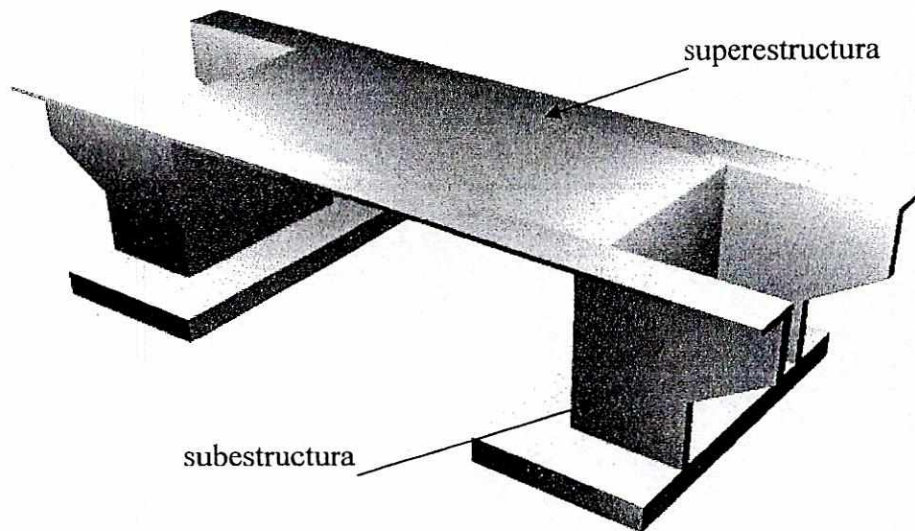


Figura No. 3.1 Principales elementos de un puente

El estribo corresponde a la estructura de apoyo del puente que lo conecta con los accesos del camino, según las condiciones de diseño los estribos pueden ser transparentes, huecos o de contención.

En un estribo distinguimos los cimientos con o sin pilotes, el muro frontal, las alas, la mesa de apoyo. El objetivo de los estribos es servir de muro de contención para el material de los terraplenes de acceso o bien de nexos entre los extremos y los accesos.

Las pilas, corresponden a las estructuras intermedias de sustentación, generalmente quedan ubicadas en el cauce mismo del río. En una pila es posible distinguir tres partes: los cimientos con o sin pilotes, la elevación que puede ser de pilares o de muro y el cabezal que recibe los apoyos de la superestructura.

La superestructura está constituida por todo tipo de elementos que puedan servir para sostener el tránsito. En ella se pueden distinguir los apoyos, sistemas de anclaje, vigas, losas, tableros (de madera), barandas, desagües, guardaruedas, travesaños y todo lo necesario de acuerdo con el diseño.

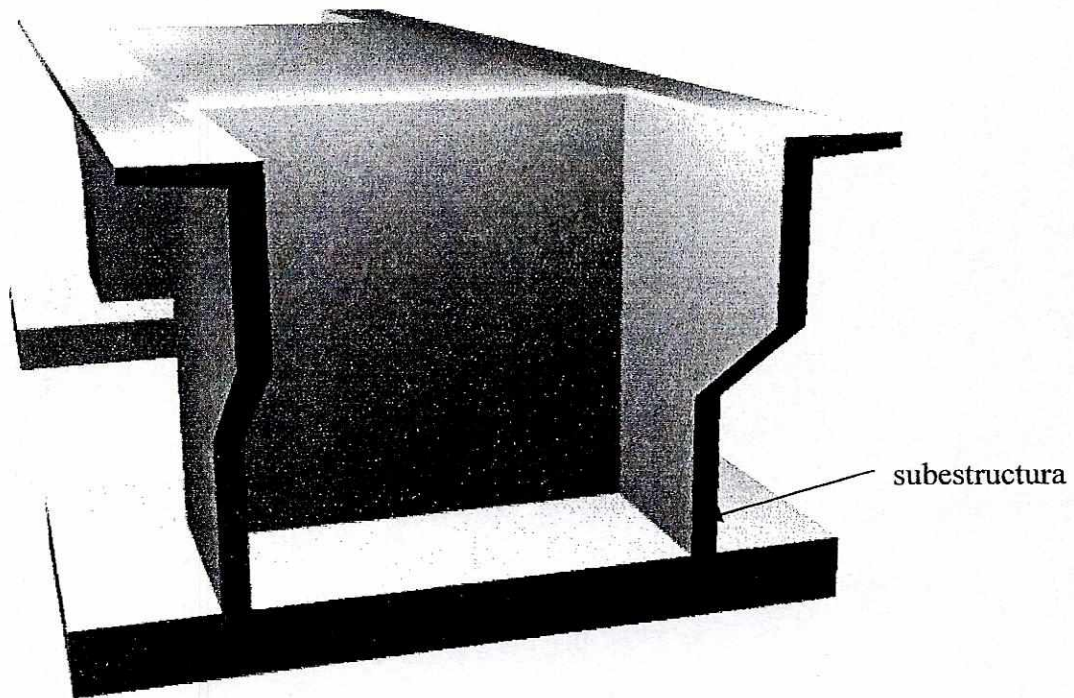


Figura No. 3.2 Vista transversal de los elementos de un puente

B. TIPOS DE CARGAS EN PUENTES

El diseño de la superestructura del puente (o cualquier otro elemento estructural) está basado en un grupo de cargas y condiciones que tiene que ser soportadas por los diferentes elementos que lo componen. El ingeniero de puentes tiene que tomar en cuenta una gran variedad de cargas que se basan en:

- i. Cargas de duración (permanente o temporales)
- ii. Cargas de dirección (vertical, longitudinal etc.)
- iii. Cargas de deformación (efecto creep del concreto, expansión térmica, etc.)
- iv. Efectos resultantes (corte, flexión, torsión, etc.)

Si hacemos un poco de historia, en general, las principales restricciones para la consideración de cargas fueron para diseño de puentes de autopistas con carga de camiones. Debido a la gran variedad de camiones en uso, se determinó estandarizar las cargas causadas por el tráfico de

camiones. Esto llevó al desarrollo por parte de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) a estandarizar las cargas de los camiones que se utilizaban por los ingenieros de puentes en modelar la respuesta y adecuación de sus diseños. A principios del siglo XX, los diseñadores utilizaban el tren de cargas de camiones para el diseño de sus puentes, mientras crecía la industria de la construcción de autopistas; y con ella las cargas de los camiones, muchos puentes comenzaron a mostrar evidencia de sobreesfuerzos en algunos de sus componentes estructurales. En 1944 se definió una clase hipotética de camiones designados como tipo H y HS por parte de la AASHTO, estos vehículos fueron creados con dos o tres ejes, respectivamente, los camiones de diseño H y HS todavía representan el corazón de las normas utilizadas en los Estados Unidos de Norteamérica y en aquellas naciones que se adhieren a las normas AASHTO. En 1975, sin embargo, el gobierno de los Estados Unidos actualizó el peso grueso admisible para camiones de 73,280 lbs (33,240 kg) a 80,000 lbs (36,288 kg). Eso significaba que el vehículo de diseño más pesado está ahora 8,000 lbs (3,600 kg) menor que el peso del camión admisible considerado en las normas. Por esta razón, algunos estados respondieron actualizando sus normas de la estandarizada por la AASHTO 1944 del vehículo de diseño de 72,000 lbs de peso a 90,000 lbs de peso.

En Europa, puentes de autopistas de claro (longitud) corto a mediano eran ya diseñadas con cargas más pesadas que las utilizadas en Estados Unidos. Estos requisitos de cargas más pesadas eran necesarias por una variedad de factores entre la que se incluía la carga militar por la demanda de transporte de equipo pesado por camiones. En Europa actualmente hay una gran variedad de cargas de diseño en uso, pero con la llegada de la Comunidad Económica Europea ya se ve en el horizonte la tendencia a la estandarización.

Como se expuso en el párrafo anterior los puentes son diseñados para soportar una diversidad de cargas, entre los que se cuentan:

- Carga permanente: constituida por el peso propio de la estructura, el peso de la capa de rodadura, el peso de las instalaciones.
- Carga viva móvil: generalmente especificada mediante camiones idealizados como trenes de carga o cargas uniformemente distribuidas más una carga puntual equivalentes a un conjunto continuo de camiones.
- Carga sísmica: modelada ya sea como su equivalente estática o realizando un análisis dinámico de la estructura.
- Carga de viento: modelada como su equivalente estático o realizando un análisis dinámico
- Empuje de tierras
- Empuje hidrodinámico del agua: proveniente de la velocidad con que circula el agua por los cauces de río o de la velocidad con que impacta el agua de mar
- Cambios de temperatura

- Impacto por cargas vivas móviles: debido a la velocidad con que circulan los vehículos sobre la superestructura del puente.
- Frenado y aceleraciones: fuerzas longitudinales producto de los cambios de velocidad que experimentan los vehículos sobre el puente.

Los estados de carga críticos dependen del tipo de puente diseñado, su geometría, de los materiales de construcción y del sitio en que se va a construir la estructura.

Las cargas dinámicas de viento son importantes en puentes de gran longitud con poca rigidez, como los puentes colgantes, mientras la presión estática equivalente al viento es importante en puentes metálicos en celosía. El flujo plástico (creep) de los materiales es importante en puentes de concreto pretensado. La presión hidrodinámica es importante en puentes sobre ríos caudalosos, con pilas intermedias.

En Guatemala, se utilizan las normas de The American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), la cual recomienda las siguientes cargas vivas.

1. Carga Viva AASHTO. El término viva significa que es una carga que se mueve a lo largo de la longitud del claro del puente. Por lo tanto, una persona que camina a lo largo del puente puede considerarse como carga viva. Obviamente, un puente de autopista debe de ser diseñado para soportar más que la carga de peatones.

En 1935, lo que en ese entonces se denominaba AASHO publicó un esquema de cargas basado en un tren de cargas de camiones. Estos eran identificados como H-20-35 y H-15-35. En 1944 se introdujo cinco nuevas clases de camiones. Estos tipos de camiones tuvieron la siguiente designación y pesos gruesos:

- H10-44 (20,000 lbs – 9,072kg)
- H15-44 (30,000 lbs – 13,608kg)
- H20-44 (40,000 lbs – 18,144kg)
- HS15-44 (54,000 lbs – 24,494kg)
- HS20-44 (72,000 lbs – 32,659kg)

Aún hoy, a pesar de todo, el vehículo H10-44 está incluido en las especificaciones AASHTO. Recientemente y para tomar en cuenta las condiciones de carga vehicular muy alta, en algunos estados de Norteamérica se ha comenzado a usar el llamado vehículo HS25 para el diseño, el cual representa un 25% de incremento para la carga estándar HS20-44 con un peso grueso de camión de 90,000 libras (40,824kg). La figura No. 3.3 ilustra los camiones de diseño y su geometría asociada.

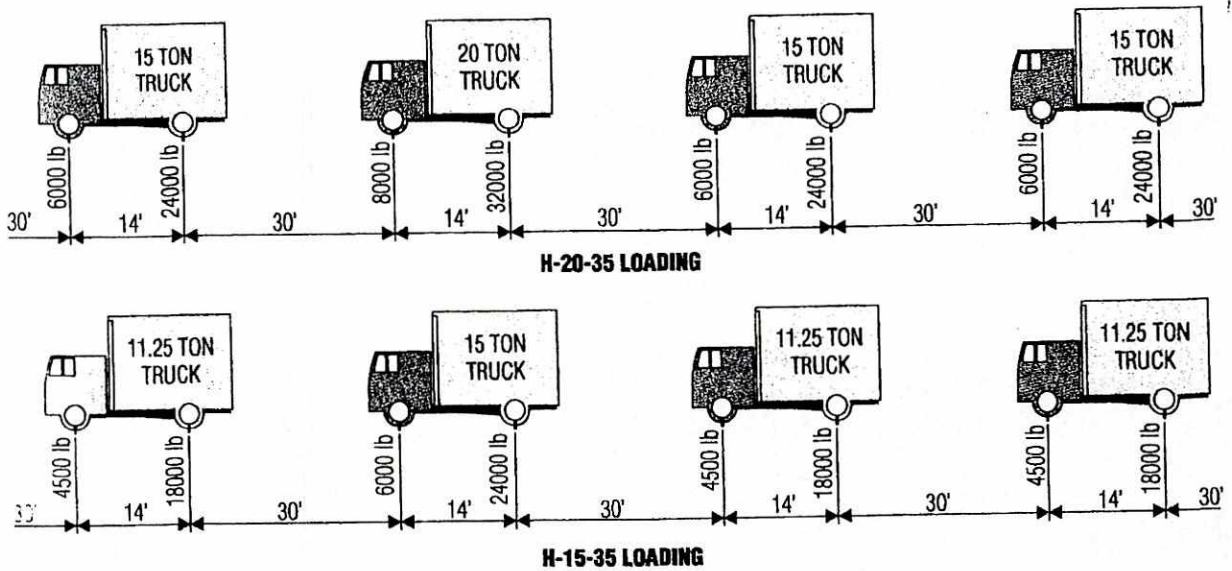


Figura No. 3.3 Tren de carga de camiones de diseño y su geometría asociada.

Según la especificación AASHTO 3.6.1 el camión de diseño para una línea de carga cubre un ancho de 10 pies (3.05 m). Esas cargas son colocadas en un carril de carga de ancho de 12 pies (3.65 m) en sección transversal del puente de guardarrueda a guardarrueda. Si la distancia entre los guardarruedas esta entre 20 pies (6.10 m) y 24 pies (7.30 m), deberá utilizarse dos líneas de carga cada una con la mitad de la distancia (AASHTO 3.6.3), el número de espaciamento de las líneas de tráfico se basan en una disposición que crean el máximo esfuerzo. La siguiente tabla muestra el número de líneas de tráfico basadas en el ancho del puente de guardarrueda a guardarrueda:

ANCHO ENTRE GUARDARUEDAS	No. DE LINEAS DE TRAFICO
20 a 30 pies	2
30 a 42 pies	3
42 a 54 pies	4
54 a 66 pies	5
66 a 78 pies	6
78 a 90 pies	7
90 a 102 pies	8
102 a 114 pies	9
114 a 126 pies	10

Tabla No. 3.1 Ancho guardarruedas y número de líneas de tráfico.

El código AASHTO define diversos tipos de cargas móviles que actúan sobre los diferentes componentes de los puentes: camiones de dos ejes (HS20, HS15), camiones de tres ejes (HS20-44) y cargas distribuidas equivalentes al flujo vehicular, con eje de cargas concentradas.

Mientras los camiones de carga idealizados simulan el efecto de la presencia de vehículos pesados de dos y tres ejes, la carga distribuida equivalente con eje de cargas concentradas simula el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente. En ambos tipos de carga se presupone que actúan sobre un carril del puente con un ancho de 10 pies (3.05 m).

Se permite una reducción en la intensidad de cargas (AASHTO 3.12): Cuando se produzcan los máximos esfuerzos en cualquier miembro debido a cargas simultáneamente aplicadas en un número de carriles o líneas de tráfico, se tomarán los siguientes porcentajes de los esfuerzos resultantes de carga viva, considerando que es muy poco probable la coincidencia de todas las cargas para producir un máximo:

Uno o dos líneas	100%
Tres líneas	90%
Cuatro líneas o más	75%

El Camión simple de la serie H

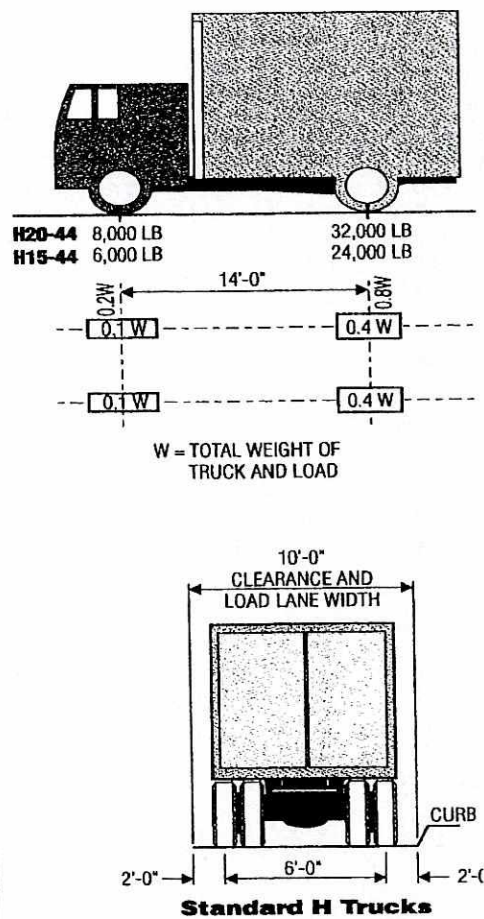


Figura No. 3.4 Camión de carga, Serie H

Es un camión idealizado de dos ejes en el que cada eje posterior concentra el 80% de la carga de referencia, mientras cada eje delantero concentra el 20% de la carga de referencia.

Los trenes de carga corresponden a:

H15-44	W=30,000 lbs = 13,65 T	P=30,000 lbs = 13,65 T
H20-44	W=40,000 lbs = 18,20 T	P=40,000 lbs = 18,20 T

La separación entre ambos ejes x se asume igual a 14 pies (4,267 m).

El Camión semitrailer de la serie HS

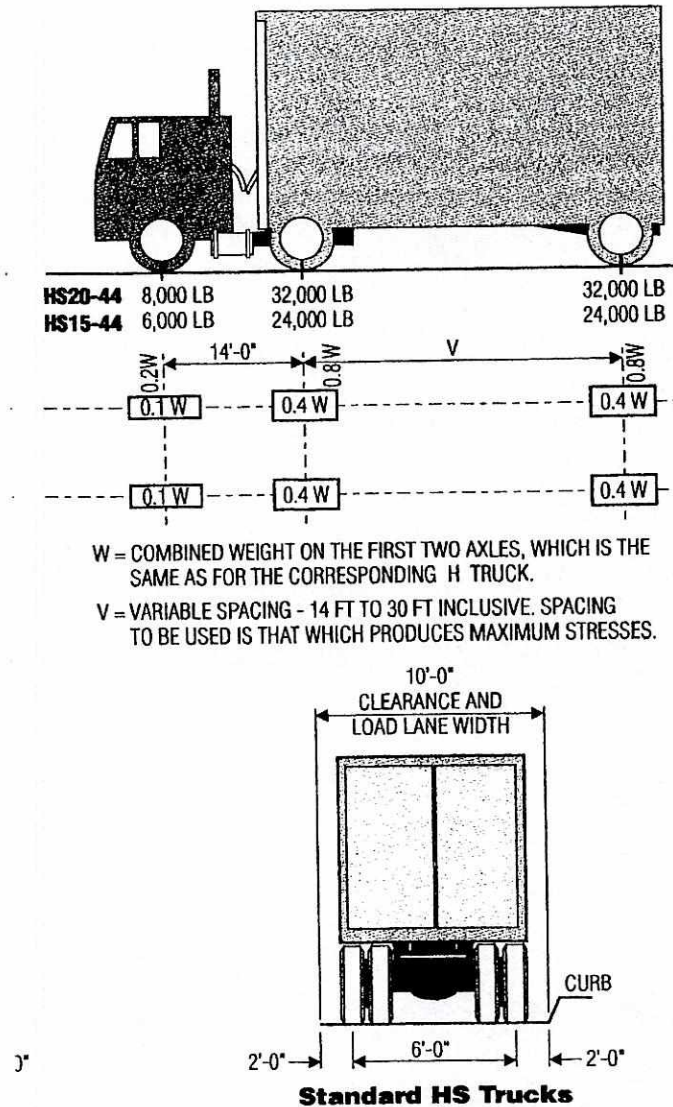


Figura No. 3.5 Camión de carga, Serie HS

Es un camión idealizado de tres ejes en el que cada eje posterior concentra el 80% de la carga de referencia, mientras cada eje delantero concentra el 20% de la carga de referencia.

Los trenes de carga corresponden a:

HS15-44	W=30,000 lbs = 13,65 T	P=54,000 lbs = 24,57 T
HS20-44	W=40,000 lbs = 18,20 T	P=72,000 lbs = 32,76 T

Cada línea de carga del puente de 10 pies (3.05 m) de ancho es cargado con un camión HS20-44, ubicado en distintas posiciones para obtener el efecto máximo sobre cada elemento del puente. Para puentes de un solo claro para determinar el momento positivo máximo o en puentes de claros continuos, solamente se utilizara una carga concentrada a utilizarse en unión con la carga uniforme; sin embargo, para determinar el máximo momento negativo en claros continuos, se utilizaran dos cargas concentradas.

Generalmente el tren de cargas concentradas HS20-44 domina el diseño de elementos estructurales con distancias entre apoyos pequeñas y moderadas (en vigas y losas longitudinales hasta aproximadamente 115 pies = 35 m de luz), mientras que para grandes luces son las cargas distribuidas equivalentes (cargas de faja) las que definen el diseño de los elementos.

2. Carga militar. Otra forma de carga viva es conocida como carga militar, esta fue desarrollada en 1956 por la administración federal de autopistas de norteamérica. Esta carga consiste en dos ejes separados 4 pies (1.22 m) y cada una soportando 24,000 libras (10,886 kg). Esta carga se utiliza para representar los vehículos militares pesados (AASHTO 3.7.4). Para el diseño de puentes se requiere que esta carga militar se compare con la carga estándar HS20-44 y deberá usarse la configuración de carga que cause los mayores esfuerzos.

3. Carga distribuida equivalente y eje transversal de carga concentrado (carga de faja). Para puentes de una luz simple y para determinar los momentos positivos máximos en puentes de tramos continuos, se puede utilizar una carga viva uniforme en conjunción con solamente una carga concentrada, sin embargo, para determinar los momentos negativos máximos en tramos continuos se utilizan dos cargas concentradas, esta segunda carga debe colocarse en el siguiente tramo de la serie. Por medio de una carga uniformemente distribuida y de un eje transversal de carga concentrada móvil, se modela el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente.

Se permite una reducción en la intensidad de la carga viva para puentes con tres o más líneas de tráfico cuyo máximo esfuerzo es causado por la carga completa de cada línea. Un 10% de reducción con estructuras de tres líneas y 25% de reducción para puentes con cuatro o más líneas es permitido según la AASHTO 3.12.

Al igual que los camiones tipo (H, HS), se supone que la carga distribuida actúa sobre un ancho de carril de 10 pies.

El valor de la carga varía para el cálculo de momentos flectores y cortantes.

Q: carga concentrada en toneladas T

p: carga uniformemente repartida = $0,0525W$ T/m

- Q: $0,45W$ en T para cálculo de momentos flectores.
- Q: $0,65W$ en T para cálculo de esfuerzos de corte.

Para los camiones H20-44 y HS20-44, $W=40,000$ lbs = 18,20 T

Para los camiones H15-44 y HS15-44, $W=30,000$ lbs = 13,65 T

a) El momento absoluto

Entenderemos por momento absoluto al momento flector que tenga la mayor magnitud de todos. En tal caso se resolverán tres problemas:

- i. Momento absoluto por cargas de faja.
- ii. Momento absoluto por camión HS20-44 + x%.
- iii. Longitud límite de un tramo simplemente apoyado.

En los tres casos se supondrá un puente de simple vía con un ancho de calzada AASHTO de 3.048 m. Losa sustentada por dos vigas.

b) Momento absoluto por cargas de faja, M_f .

$$Q=0,45W$$

$$p=0,0525W$$

$$M_f=(1/8)(0,0525W)(L^3)+(1/4)(0,45W)(L^3)$$

$$M_f=(0,9+0,0525L)WL/8$$

Finalmente el momento absoluto por viga considerando el factor de impacto I, será de:

$$M_{fv}=(1+I)M_f/2$$

c) Momento absoluto por camión HS20-44 + x%.

Para un grupo de cargas, es posible definir:

El momento absoluto normalmente se ubica bajo la rueda más próxima a la resultante de todas las cargas de rueda cuando el eje de simetría del tramo libre equidista entre la ubicación de la resultante y la rueda más cercana.

Para una línea de rueda, la distribución de cargas es:

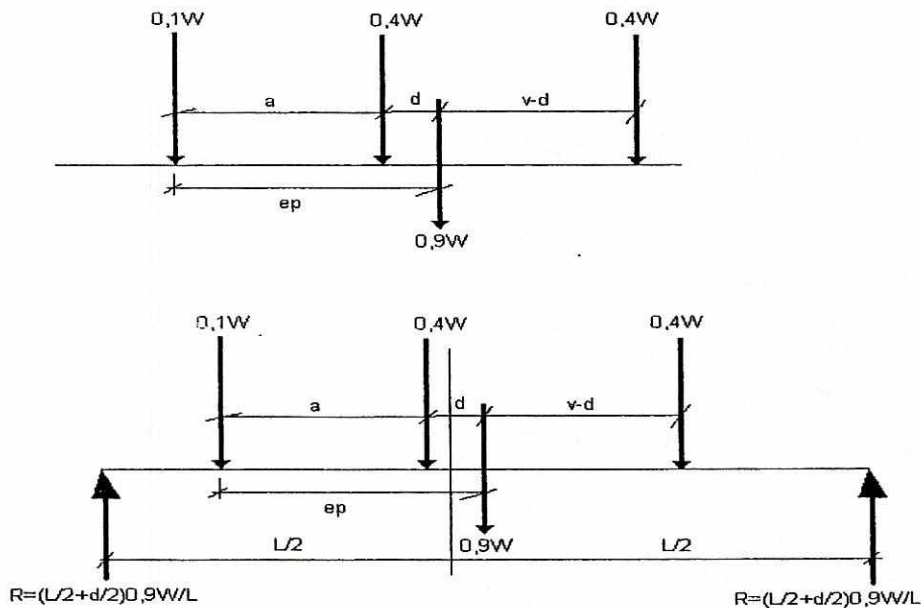


Figura No. 3.6 Momento absoluto por camión HS20-44 + x%.

4. Carga de impacto. Con el fin de tomar en cuenta los efectos dinámicos de carga repentina vehicular en la superestructura, se utiliza un factor de impacto que multiplica las fuerzas en ciertos elementos estructurales. De la dinámica básica, sabemos que una carga que se mueve a través de un miembro estructural, induce grandes esfuerzos más que una carga estática. El modelaje real de este efecto es muy complejo, por lo que el factor de impacto permite tener una idealización conservadora del problema. AASHTO define que el factor de carga de impacto es: (AASHTO 3.8.2)

$$I = 50 / (L + 125)$$

donde: I = Fracción del impacto (no excede de un 30%)
 L = Luz del claro cargado que da el máximo esfuerzo en pies.

Los esfuerzos de carga viva se multiplican por este factor. Tal y como lo indica la AASHTO, este valor no podrá exceder de 0.30; esto significa que para cualquier valor de L menor o igual a 41.7 pies (12.70 m), I siempre será 0.30. En adición a los efectos dinámicos de impacto, el factor de impacto está diseñado para tomar en cuenta los efectos de vibración de los vehículos y golpeteo por imperfecciones de la pista de rodadura.

Como se mencionó arriba, el factor de impacto aplica solamente a ciertos elementos los cuales la AASHTO los clasifica como grupos A y grupos B.

La especificación AASHTO 3.8.1 nos dice en dónde aplicar la carga de impacto:

Grupo "A" que incluye factor de impacto:

- Superestructura: también incluye los apoyos o columnas en un marco rígido.
- Pilas o columnas: cualquier dispositivo arriba del nivel del terreno.
- Soportes misceláneos: cualquier pila de concreto o acero que soporta la superestructura arriba del nivel del terreno.

Grupo "B" que no incluye factor de impacto:

- Estribos: incluye cualquier muro de retención (Que no caiga en la categoría grupo A).
- Cimentación: zapatas.
- Estructuras de madera.
- Cargas de andenes: en pasarelas peatonales.
- Cargas en culverts: en adición cualquier estructura con un recubrimiento de 3 pies o mayor.

a) Fuerzas de velocidad (fuerza centrífuga). Para estructuras de puentes que en planta describan una curva horizontal, el efecto de las fuerzas centrífugas es obligatorio que se calcule. La fuerza centrífuga simula a un vehículo viajando a través del puente y, en estas instancias describe un trazo curvilíneo. Esta fuerza debe aplicarse a una altura de 6 pies (1.80 m) sobre la superficie de rodadura y se define con la siguiente fórmula:

$$C = 0.00117 S^2 D = 6.68(S^2) / R$$

donde: C = Fuerza centrífuga, porcentaje de la carga viva sin impacto.
 S = Velocidad de diseño, en mph.
 D = Grado de la curva.
 R = Radio de curvatura en pies.

El valor de C es en porcentaje, el cual se aplica a la carga viva de la estructura. Las cargas centrífugas se calculan utilizando carga de trailer en lugar de carga de carril o de línea de tráfico.

Cuando la losa del puente esta adherida a los elementos primarios de la superestructura (como en miembros compuestos con vigas de acero y losa de concreto utilizando conectores de corte) resisten las fuerzas centrífugas dentro de su plano. Estas fuerzas se transmiten a los elementos de la subestructura a través de miembros secundarios al final del claro. Si la losa del puente es superelevada, deberá tomarse estos efectos en cuenta cuando se seleccione la velocidad de diseño (AASHTO 3.10).

b) Fuerzas longitudinales. Las fuerzas longitudinales son resultado del frenado o acelerado de los vehículos mientras transitan por el puente. Cuando frena un trailer, por ejemplo, la carga vehicular es transferida de las ruedas del trailer a la losa del puente. AASHTO especifica que un 5% de la carga de línea de tráfico con la fuerza concentrada para momento (para cuando todas las líneas de tráfico van en la misma dirección) se utiliza para el resultado de la fuerza longitudinal (AASHTO 3.9).

Esta fuerza se aplica a 6 pies (1.83 m) de altura sobre la losa de rodadura del puente. Los efectos de la fuerza longitudinal en la superestructura es irrelevante. Los elementos de la subestructura, sin embargo, se ven afectados más significativamente. En general, mientras más rígida sea la estructura, los efectos de las fuerzas longitudinales serán más severos.

5. Cargas de construcción. Es posible que, durante la erección de la estructura del puente, varios de sus elementos se vean sometidos a condiciones de carga inducidas por el equipo de construcción, por lo que el diseñador deberá de tomar en consideración dichas cargas y proveer del embreizado o soporte en los planos estructurales. En otras circunstancias, la carga es introducida por el método constructivo que prefiera el contratista; en esos casos, el contratista es el obligado a proveer del reforzamiento necesario a los miembros que soportan la estructura. Estas medidas deberán ser aprobadas por el diseñador o por un ingeniero estructural.

6. Cargas de deformación y de respuesta. Estas son todas aquellas cargas inducida por cambio internos o externos en las propiedades del material o la geometría del miembro. Los efectos de deformación son el creep o el acortamiento del miembro.

Las cargas de respuesta son creadas por la forma en que responde la estructura a una condición de carga, levantamientos o asentamientos son ejemplo de las cargas de respuesta.

Deformación por creep: En el rango elástico se tienen deformaciones proporcionales a los esfuerzos aplicados, o sea, el miembro de deformará elásticamente. El concreto, sin embargo, continuará la deformación por un período extendido de tiempo. Un factor de afecta el creep es el porcentaje de humedad el día en que se fundió el concreto. La presencia de menos humedad, provocará una reducción más pronunciada en la reducción del volumen del concreto; por lo tanto, la presencia de poca humedad tenderá a deformaciones por creep más excesivas. Una manera de contrarrestar los efectos del creep es simplemente utilizar concretos de alta resistencia.

Con respecto a puente para autopistas, el creep puede causar cambios físicos en la longitud de los miembros de concreto. Esta deformación puede crear problemas en el alineamiento de los apoyos y por lo tanto en la estabilidad de la superestructura. El código ACI instruye a los diseñadores a realizar "aproximaciones realísticas" cuando se calcule el esfuerzo último en el concreto (ACI 9.2.7).

Deformación por encogimiento: El encogimiento o acortamiento es un cambio natural en el volumen del concreto. El término natural implica que el cambio no tiene relación con la carga que soportará el miembro. Este fenómeno es usualmente causado por la pérdida de humedad durante el fraguado del concreto. Por lo tanto, así como el creep, el encogimiento es sensible a las condiciones de humedad del aire.

El refuerzo que se coloca perpendicular al refuerzo principal tomará los esfuerzos de tensión inducidos por el encogimiento. Otra manera de limitar los efectos de encogimiento es que el contratista en campo se asegure de curar el concreto apropiadamente. No existe manera segura de eliminar completamente el efecto de encogimiento, pero con una atención adecuada se limitará los efectos. En el concreto pretensado, el encogimiento puede provocar la pérdida de preesfuerzo en el miembro.

Deformación por asentamiento: Los asentamientos en las zapatas, en la losa de aproximación del pavimento, o en la estructura debido al cambio en las propiedades del suelo se conocen como asentamientos. Este asentamiento puede iniciarse por los siguientes factores:

- Sobrecarga en la tierra del lugar del puente.
- Baja en el nivel freático.
- Vibraciones por carga sísmica.
- Sobrecarga en los terraplenes
- Cambios en las propiedades del suelo.

Con respecto al último renglón anterior, el encogimiento o expansión del suelo debido a variaciones climáticas estacionales en la humedad pueden causar esos problemas de asentamientos. Por lo tanto, es importante que las zapatas se localicen a una profundidad donde no se vean afectadas por esas fluctuaciones.

En ingeniería de puentes también se pueden dar asentamientos diferenciales en donde los cimientos se mueven de manera accidental. Estos asentamientos pueden provocar el agrietamiento de la subestructura y por lo tanto la inestabilidad de las juntas y puntos de soporte de la superestructura. En casos extremos pueden provocar el volteo de estribos. Cuando el asentamiento diferencial ocurre de una manera uniforme los efectos son menos severos. El primer intento exitoso en definir y calcular los asentamientos fue realizado en 1919 por el reconocido padre de la mecánica de suelos moderna, Karl Terzaghi (1883-1963).

7. Carga de terremoto. La carga de terremoto es producida por fuerzas naturales que van a depender de la localización geográfica y geológica del puente. Esta fuerza sísmica al igual que la carga viva vehicular es temporal y actúa en una corta duración.

El análisis sísmico para puentes ha venido a involucrarse en el diseño desde hace varios años. Dichos requisitos de diseño comenzaron en 1971 a partir del terremoto de San Fernando en California y más recientemente en 1989 con el terremoto de Loma Prieta, se han hecho extensivas revisiones de los requisitos. Debido a la naturaleza tan complicada y aleatoria de la actividad sísmica, las previsiones de diseño se han colocado en las especificaciones AASHTO.

Las fuerzas sísmicas en un puente están definidas en función de los siguientes factores:

- Carga muerta de la estructura.
- Movimiento del terreno o aceleración del terreno.
- Período de vibración de la estructura.
- Tipo de suelo presente en obra.

Los factores anteriores determinan la respuesta del puente, y toma forma como una carga equivalente estática que se aplica a la estructura para calcular las fuerzas y desplazamientos a elementos del puente. Las especificaciones AASHTO proveen de dos metodologías para calcular las fuerzas. El método utilizado en el diseño depende de si el puente es de un claro o múltiples claros, y de las características geométricas de la estructura. Las estructuras de un claro simple se

puede considerar extremadamente rígida y que su habilidad de resistir terremotos es adecuada, por eso mismo la AASHTO ha decidido apartar el análisis sísmico para puentes con dos o más claros.

El análisis sísmico para puentes de múltiples claros depende del tipo de geometría y el grado de actividad sísmica del lugar. Los llamados puentes regulares con aquellos consistentes de similar sección transversal de la superestructura y con soportes intermedios tipos pilas. Los puentes que varían en sección transversal y tienen diferentes tipos de soporte son considerados irregulares (AASHTO División I-A, 4.2). El coeficiente de aceleración es una constante adimensional utilizada para describir el movimiento del terreno, puentes con coeficientes de aceleración mayores que 0.19 se consideran que están emplazados en un área de alta sismicidad. El coeficiente que clasifica el puente en esencial o no se utiliza para asignarle al puente una categoría de desempeño sísmico.

Basado en el coeficiente de actuación sísmica y el número de claros, se pueden escoger para calcular la carga en el puente debido a la fuerza de terremoto. Existen dos métodos de análisis que son:

- Análisis espectral de un solo modo.
- Análisis espectral multimodal.

En general, puentes regulares en áreas de baja sismicidad se puede utilizar un análisis de un modo, mientras que los puentes irregulares en localizaciones de alta sismicidad nos va a requerir de un cálculo de análisis espectral multimodo y este demandará de una solución computarizada más rigurosa.

El análisis espectral de un modo asume que la carga básica se aplica en las direcciones transversales y longitudinales, como en la figura No. 3.7.

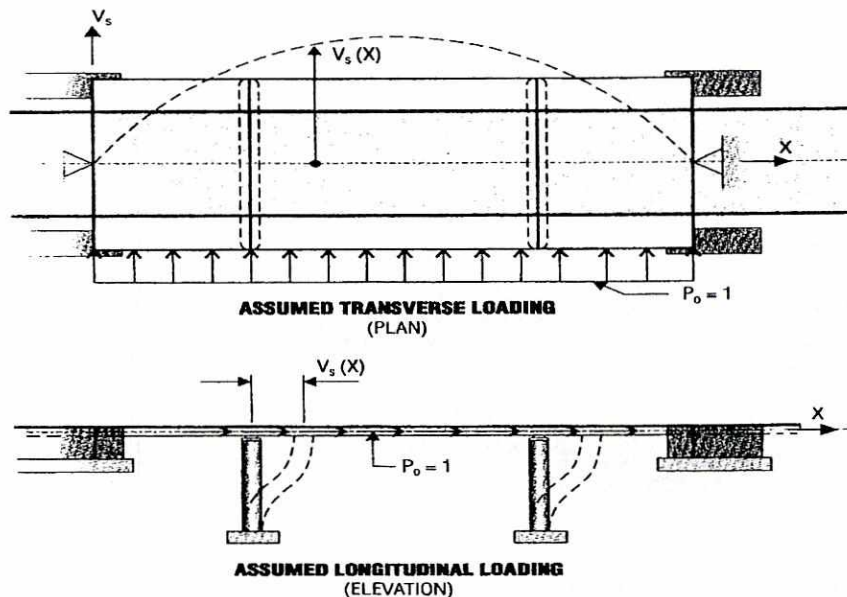


Figura No. 3.7 Carga básica aplicada en dirección transversal y longitudinal

Y como ya se había apuntado anteriormente para puentes regulares de varios claros el método de análisis espectral de un modo puede utilizarse para calcular la carga estática equivalente de terremoto, y se utiliza tanto para la carga longitudinal como la transversal. En general se utiliza el principio de los desplazamientos virtuales desarrollando la forma modal para el puente. Una carga estática arbitraria P_0 se aplica en cierta longitud de la estructura para producir un desplazamiento inicial v_s , este desplazamiento combinado con la carga muerta de la superestructura y una parte de la subestructura, se utiliza para determinar la carga de terremoto resultante.

El primer paso es calcular el desplazamiento inicial del modelo generalizado. La figura anterior mostraba la aplicación de la carga longitudinal en la estructura. Ese desplazamiento inicial v_s se ilustra aplicado en la pila y al final del último claro. Este valor varía y depende del tipo de pila utilizado en el lugar (marco de dos columnas o tres columnas, o péndulo invertido) El desplazamiento se calcula asumiendo una carga arbitraria unitaria $P_0=1.00$

El siguiente paso es calcular el peso muerto $w(x)$, que representará la carga muerta de la superestructura y una contribución de algunos elementos de la subestructura (por ejemplo los capiteles de las pilas). Puede ser posible que se incluya algún valor de carga viva en áreas urbanas de tráfico intenso donde un gran número de vehículos pueden estar presentes en la estructura durante un terremoto. (AASHTO división I-A, 5.3).

Una vez conocidos los valores de v_s y $w(x)$, deberá de calcularse los siguientes tres factores:

Formulas

$$\begin{aligned}\alpha &= \int v_s(x) dx \\ \beta &= \int w(x) v_s(x) dx \\ \gamma &= \int w(x) v_s(x)^2 dx\end{aligned}$$

donde L representa la longitud del puente.

Conociendo esos factores, el período fundamental del puente se calcula:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}}$$

donde $P_0=1.00$ (carga virtual total aplicada) y, g =aceleración de la gravedad (long/tiempo²) se esta casi listo para calcular la carga horizontal de terremoto resultante sobre la estructura. Esta carga es función de los siguientes factores:

- El coeficiente de aceleración del lugar.
- El tipo de suelo.
- El período fundamental de la estructura.

La AASHTO provee de un coeficiente de respuesta sísmica elástico que cuantifica esos parámetros dentro de valores adimensionales. Este coeficiente único simplifica grandemente el

análisis ya que no requiere que el diseñador calcule un período del lugar. El coeficiente es el siguiente:

$$C_s = 1.2AS/T^{2/3}$$

donde A = es el coeficiente de aceleración y se obtiene del mapa de diseño.

S = coeficiente sísmico del lugar, desde el perfil tipo I, II o III de suelo.

La carga obtenida de la manera anterior es una aproximación de los efectos inerciales resultado de las deflexiones dinámicas de la estructura que se define como:

$$P_e(x) = \beta C_s w(x) v_s(x) / \gamma$$

$$= w C_s$$

8. Carga debida a corrientes de agua. Las estructuras que tienen que cimentarse en el curso de una corriente de agua tienen el riesgo de que sus soportes se deslicen o volteen debido a dicha fuerza. La velocidad de este flujo de agua puede crear condiciones adversas que socaven las zapatas y afecten la integridad de la estructura. La AASHTO define que la presión promedio actuando en una pila cimentada en el flujo de una corriente es: (AASHTO 3.18.1)

$$P_{prom} = K (V_{prom})^2$$

donde P_{prom} = Presión promedio de la corriente (lb/pie²)

K = Constante basada en la forma geométrica de la sección transversal de la pila o columnas

V_{prom} = Velocidad promedio de la corriente. (pies/seg)

Pilas o columnas sujetas de deflexiones constructivas o formas cuadradas o rectangulares	$K = 1.4$
Pilas o columnas circulares	$K = 0.7$
Pilas de extremos angulados	$K = 0.5$

Tabla No. 3.2 Valor de las constantes de forma para pilas cimentadas en el curso de una corriente de agua.

Los valores de velocidad del agua debieron haberse obtenido de estudios hidrológicos para las condiciones que produzcan las máximas velocidades. Estos estudios caen fuera del alcance del ingeniero estructuralista y es un estudio independiente del diseño estructural. En general, las presiones debidas al flujo de agua es una resultado de ese cambio de momentum del agua al impactar la pila y alejarse de la misma.

a) Escombros flotando. La magnitud de estas cargas es dependiente de las características de la masa de los escombros y de la superficie que quede expuesta por parte de la pila cuando hagan

contacto. En Guatemala la siguiente fórmula pareciera ser una buena aproximación usar el factor promedio especificado por la AASHTO para el caso de trozos de hielo en movimiento (AASHTO 3.18.2.2) adaptada a escombros flotando.

$$F = C_n p t w$$

donde F = fuerza horizontal sobre la pila, lb.

C_n = ángulo de la posición de la nariz de la esquina de la pila. Pueden estar equipadas con angulares metálicos de acero u otros dispositivos que sirva de barrera cortadora.

P = presión efectiva, para Guatemala propongo que se use un valor de $P=250 \text{ lb/pulg}^2$.

t = espesor del escombro estimado en contacto con la pila en pulgadas, este podrá estimarse en espesores de troncos de 39 pulgadas.

w = ancho o diámetro de la pila al nivel del contacto con el escombro.

Inclinación de la nariz de 0 a 15 grados	$C_n = 1.00$
Inclinación de la nariz de 15 a 30 grados	$C_n = 0.75$
Inclinación de la nariz de 30 a 45 grados	$C_n = 0.50$

Tabla No. 3.3 Coeficiente de inclinación de nariz protectora en la base de pilas.

b) Reacciones negativas (flotación). Los puentes y sus componentes pueda que queden sumergidos debajo del nivel freático y podrá sufrir los efectos de flotación por el principio de Arquímedes. Particularmente este problema se tiene sólo en estructuras muy grandes, esta flotación impacta directamente en las zapatas y en pilotes.

Deberán tomarse las medidas necesarias para que la superestructura quede apropiadamente anclada a la subestructura mediante un volumen de material equivalente a la fuerza mayor que se obtenga bajo una de las siguientes condiciones:

- i. 100% de la reacción negativa calculada, producida por cualquier carga o combinación de cargas donde la carga viva más el impacto se incremente en 100%.
- ii. 150% de la reacción negativa calculada a nivel de carga de trabajo.
- iii. Los pernos de anclaje sujetos a tensión y otros esfuerzos de los elementos de la estructura bajo las condiciones anteriores, deberán proyectarse para el 150% de los esfuerzos básicos permisibles.

IV METODOS DE DISEÑO

A. CONCEPTOS GENERALES

En Ingeniería de puentes hay actualmente en uso dos principales métodos de diseño. Los nombres utilizados para definir estos métodos de diseño varían dependiendo del material estructural que será utilizado, del código referenciado o hasta del tiempo de su publicación. Para propósitos de este trabajo clasificaremos estos dos métodos como.

- i. Diseño de esfuerzos de trabajo
- ii. Diseño a estado límite

Por más de cien años, la técnica de diseño de esfuerzos de trabajo fue estándar para puentes y otros proyectos de ingeniería estructural. En los años setenta, sin embargo, el diseño de condiciones límite empezó a ganar aceptación por parte de la comunidad de la ingeniería en general. ¿En qué difieren estas dos técnicas de diseño? ¿Es una mejor que la otra? Para responder estas preguntas, es primero necesario entender los conceptos que están detrás de cada técnica. A continuación ofrezco una vista en perspectiva de ambos métodos de diseño y cómo se aplican al diseño de estructuras en general y particularmente a puentes.

1. Diseño por esfuerzos de trabajo. Este diseño es una técnica en la cual, los miembros estructurales son diseñados de tal manera que las unidades tensadas no excedan una predefinida tolerancia de tensión. La tolerancia de tensión esta definida por un límite de tensión dividido por un factor de seguridad, que; en general, expresa la tensión en la forma siguiente:

$$f_{actual} \leq f_{tolerancia}$$

para una viga la tensión actuante podría estar definida por

$$f_{actual} = Mc / I$$

donde:

- | | | |
|---|---|--|
| M | = | Momento máximo |
| c | = | La distancia del eje neutro al extremo de la fibra |
| I | = | Momento de inercia de la viga en el perfil transversal |

y la tensión permisible puede ser definida por:

$$f_{tolerancia} = \frac{f_y}{FS}$$

donde:

- | | | |
|-------|---|----------------------------|
| f_y | = | mínima tensión de cedencia |
| FS | = | Factor de Seguridad |

La tensión permisible puede ser también definida por algunos otros criterios controlables como: tensión de pandeo para el acero, la fuerza compresora del concreto, etc.

Así, la tensión permisible puede ser considerada como una fracción de algún fallo en la tensión para un material dado como concreto o acero.

Bajo la técnica de esfuerzos de trabajo, la tensión actuante es representativa de la tensión directa o carga que una estructura esta supuesta a llevar. La estructura entera esta diseñada para que trabaje en el rango de la elasticidad del material, elemento o componente con que está construido. Cuando la tensión excesiva o deformación, de un material es proporcional a la tensión aplicada, el material procederá elásticamente. Las figuras 4.1 y 4.2 muestran el diagrama de tensión-esfuerzo para el hierro y concreto, respectivamente. El punto donde un material deja de portarse elásticamente es definido como límite proporcional (i.e. no son por más tiempo proporcionales y la curva de tensión-esfuerzo ya no es lineal).

Una vez tensión y esfuerzo no son proporcionales, el material entrará en el rango plástico.

Para materiales elásticos (i.e. materiales que ceden elásticamente por arriba de su tensión límite) tales como acero, la técnica de tensión ha hecho un gran aporte. Puesto que si un material cargado pasa el límite de cedencia, ocurrirá una deformación permanente o deformación plástica, el rango elástico ofrece una conocida región de seguridad, dentro de la cual un ingeniero puede confiablemente diseñar estructuras. Aunado a esto, la carga que un miembro estructural puede llevar previo a la falla, es fácilmente medida. ¿Pero cuál de los materiales es semejante al concreto? La figura 4.2 muestra que bajo compresión, el concreto solamente procede elásticamente al esfuerzo que es aproximadamente una mitad de su fuerza compresiva. Esto es, para concreto con una fuerza de compresión de 3,000 psi (211 kg/cm²), el rango elástico solamente llega hasta unos 1,500 psi (105 kg/cm²). Esto significa que los elementos del concreto, bajo la técnica de esfuerzos de trabajo, están diseñados a un nivel que es bien bajo en fallas. Otra pregunta para la técnica de esfuerzos de trabajo es la incorporación de factores de seguridad. Mientras la tensión permisible tiene, para todo intento y propósito, un factor de seguridad es sin embargo fijo. Esto significa que no importa cuan variable sea la carga, cualquiera de los dos términos de frecuencia o magnitud, el factor de seguridad es siempre el mismo. Estas deficiencias permitieron el desarrollo de un método alternativo al de esfuerzos de trabajo, basado en las condiciones del material.

El acero es conocido como un material elástico. El esfuerzo de deformación es relativamente proporcional al punto límite de cedencia. Esto quiere decir que en el rango elástico no hay deformación permanente (plasticidad). Así como el esfuerzo (i.e. carga) se mantenga por debajo del punto de cedencia, el esfuerzo regresará a cero si la carga es removida. Si el esfuerzo no regresa a cero, esto significa que la deformación plástica ha ocurrido. La deformación plástica no es sólo una función de la magnitud de la tensión aplicada, sino también de la duración de la carga. El efecto en una probeta de prueba es conocido como deslizamiento y por último como creep.

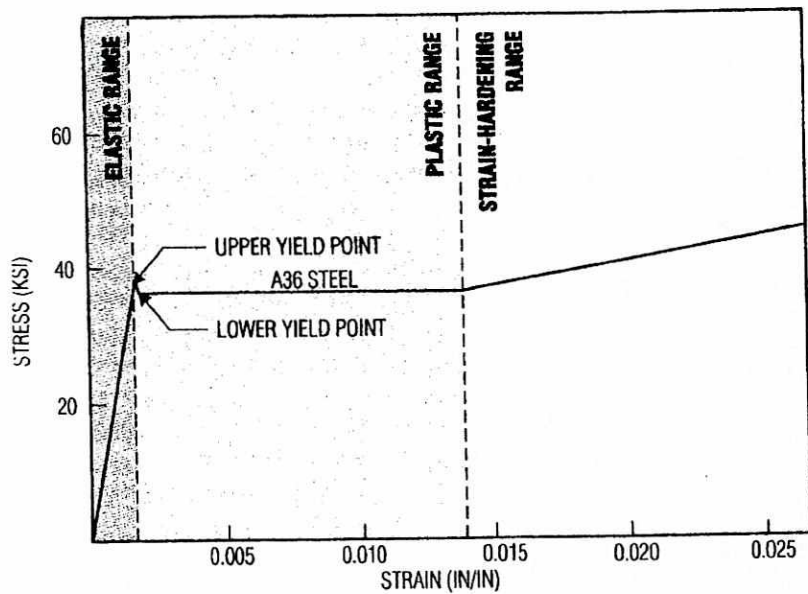


Figura 4. 1 Diagrama esfuerzo deformación para acero A36 en tensión

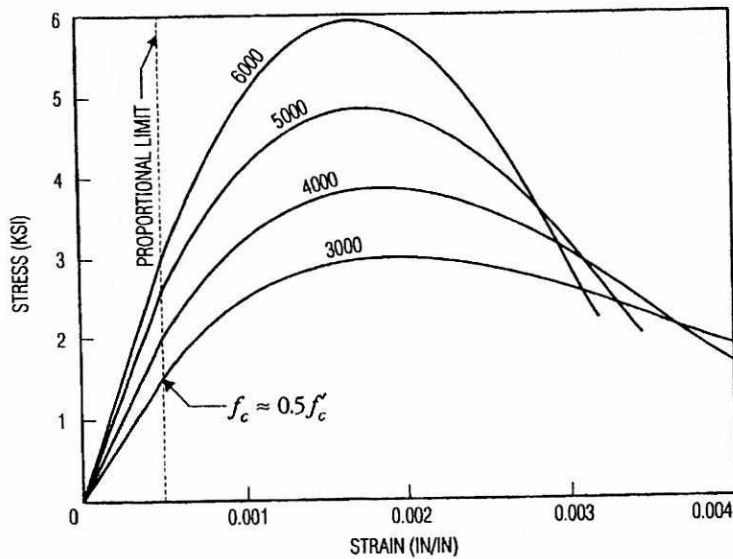


Figura 4.2 Diagrama esfuerzo deformación para varias resistencias de concreto en compresión.

2. Método de condición límite. El método de la condición límite fue, en parte, desarrollado para apuntar las desventajas de la técnica de esfuerzos de trabajo mencionada arriba. Esta técnica hace uso del rango plástico para el diseño de miembros estructurales e incorpora factores de carga para tomar en cuenta la variabilidad heredada de las diferentes configuraciones de carga.

Como se ha mencionado previamente, los esfuerzos de trabajo sufren de una inhabilidad del factor de seguridad, para hablar adecuadamente de la naturaleza variable de las condiciones de carga. Una de las ventajas de la técnica de la condición límite es que toma en cuenta esta variación para definir el estado límite que dirigirá resistencia y serviciabilidad. El diseñador de puentes puede pensar de estos términos de la siguiente forma:

- Resistencia es la condición límite que define la operación segura y adecuada de la estructura. Los criterios que son utilizados para definir estos límites son: límite de cedencia, resistencia plástica, fatiga, pandeo, volteo etc.
- Serviciabilidad es la condición límite que define el rendimiento y proceder de la estructura. Algunos criterios de serviciabilidad son deflexión, vibración, derivas laterales, etc.

De lo precedente, es fácil deducir por qué los códigos del diseño de la condición límite, como los publicados por la American Institute of Steel Construction (AISC), le da gran importancia en la condición límite de resistencia, desde que concierne a «seguridad pública para la vida, miembro y propiedad del ser humano». Esto es también porque la condición límite de resistencia es también frecuentemente referida como la condición límite de seguridad. Obviamente la condición para resistencia variará dependiendo del tipo de miembro estructural diseñado, las propiedades de los materiales, y la condición de carga dada.

Por eso, como en el diseño de esfuerzos de trabajo, el método de la condición límite varía dependiendo del material a ser utilizado y su especificación de diseño. En general, podemos definir la ecuación de la condición límite como

$$\text{Resistencia suministrada} \geq \left[\begin{array}{l} \text{Resistencia requerida} \\ \text{Fuerza de compresión, esfuerzo cortante o flexión} \\ \text{Causado por factores de carga} \end{array} \right]$$

La resistencia suministrada esta definida por la especificación aplicable al diseño de los miembros (ACI, AISC, AASHTO). La resistencia requerida esta calculada utilizando métodos convencionales de análisis y multiplicando valores calculados por factores de carga apropiados. Esto puede ser trasladado simbólicamente a una ecuación

$$\phi S_n \geq \text{SUMA}(\psi_i L_{ij})$$

donde

ϕ	=	Factor de reducción de la resistencia
S_n	=	Resistencia nominal
L_{ij}	=	Desempeño de servicio de carga de un miembro
ψ_i	=	Un factor de carga involucrando incertidumbre de L_{ij}

Así, la mitad derecha de la ecuación representa la suma de la carga individual, multiplicada por su factor de carga específico. Por eso, si hubiéramos simplemente considerado la carga muerta y la carga viva, la resistencia requerida hubiera sido la carga muerta multiplicada por un factor, a carga viva multiplicada por algún factor. Los valores específicos para factores de carga son proporcionados por los códigos aplicables de diseño.

3. Marco referencial e histórico. El desarrollo, aplicación y aceptación de la metodología de diseño no es una preocupación insignificante. Los ingenieros civiles pasamos cuatro años en la universidad siendo educados en la profesión en general y en disciplinas específicas. Pasamos otros cuatro años ganando experiencia y nos convertimos en profesionales. Otra década para después ser investido en la formulación de una especialidad. Todo este esfuerzo educacional es frecuentemente construido alrededor de un núcleo o técnica de diseño. Uno no obtiene una acumulación de experiencias sin haber obtenido un título significativo, según lo planeado, después de un duro trabajo.

Entonces, de repente, un diseñador puede ser catalogado como una persona que hace las cosas radicalmente diferentes. Este fue el caso en 1971 para una gran cantidad de ingenieros que diseñaban estructuras de concreto. El método de esfuerzos de trabajo fue aceptado y comprobado como el camino para construir estructuras. Ninguna ciencia, sin embargo, es estática. Inicialmente buscando y desarrollando tan temprano como en los años treinta, empezó la investigación de la resistencia última de las vigas de concreto.

En 1963, la versión de código de construcción de la American Concrete Institute, (ACI 318-63), publicó una técnica de condiciones límites junto con la tradicional técnica de esfuerzos de trabajo. Para 1971, la transformación fue completa. Para estructuras de concreto, la técnica de esfuerzos de trabajo fue ahora la alternativa normal. Hoy en día, la última publicación de la ACI 318-2001, revisado en 1999 relega el método de esfuerzos de trabajo a un apéndice. Aun la nueva técnica hacia la progresión no es un negocio fácil. Aunque el diseño de concreto fue eliminado de esfuerzos de trabajo, el diseño de estructuras de acero aún sostiene una técnica estándar directa. El camino que la AISC adoptó hacia las condiciones límite, sin embargo, estuvo un tanto diferente al de la ACI.

Sería fácil, como algo curioso, decir que la ACI fue mucho más progresiva que la AISC moviéndose hacia las condiciones límite. Sin embargo, las propiedades elásticas del acero son bastante diferentes a las del concreto. A diferencia del concreto, el cual alcanza el límite proporcional en solamente la mitad de su resistencia compresionada, el rendimiento del acero es muy lineal hasta su punto límite de cedencia. Esto hace trabajar mejor la tensión para el acero que para el concreto. Una comparación de la figura 4.1 y la figura 4.2 ilustra por qué los profesionales del concreto hicieron una gran promoción para afinar la técnica del diseño elástico. También se muestra por qué los profesionales del acero estuvieron menos apresurados.

Se debe notar también que, aun cuando no fue hasta 1986 cuando la AISC publicó por primera vez sus especificaciones sobre el diseño de la condición límite, la metodología de esfuerzos de trabajo fue revisada en 1978 para tomar en cuenta el comportamiento del acero en la condición límite. Los importantes avances que los diseñadores de acero realizaron con la técnica de la condición límite, ahora codificado en las especificaciones de la AISC, es la habilidad para «dar su propio peso al grado de precisión con la cual varias cargas y resistencias pueden ser determinadas».

4. Los diferentes nombres de esfuerzos de trabajo y la condición límite. Las formas de nombrar al diseño de esfuerzos de trabajo y la condición límite eran variados «dependiendo del material estructural a ser utilizado, del código de diseño a ser referenciado y del tiempo de su publicación». Para alguien nuevo en este campo, esta afirmación puede ser un poco confusa. Sin embargo, existen muchas formas de llamar a estos dos métodos de diseño como organizaciones

que promulgan las especificaciones de diseño. Hasta ahora, los términos esfuerzos de trabajo y condición límite han sido intencionalmente etiquetados de otra forma. Donde esfuerzos de trabajo y condición límite describen lo general (métodos de diseño) los siguientes términos referencian lo particular (códigos de diseño).

Los descritos abajo son los principales términos para los esfuerzos de trabajo y condición límite.

a) Diseño de esfuerzos permisibles. Para el diseño por esfuerzos de trabajo, AISC usa la designación «Diseño de esfuerzos permisible». El lector podrá también ver esto referido en el acrónimo ASD (allowable strength design). Las especificaciones de diseño para miembros de acero, están publicadas por separado, en un documento que se titula manual de diseño de esfuerzos permisibles de construcción en acero. La novena edición fue publicada en 1986 y es el sucesor lógico de un previo código de esfuerzos de trabajo. El término se deriva de un método de técnicas de diseño para unidades tensadas las cuales no exceden la tensión permisible.

b) El método de diseño alternativo. El ACI refiere al diseño de esfuerzos de trabajo como un método alternativo de diseño. El método es esencialmente una técnica de tensión de trabajo y es idéntico a su predecesor en términos de diseño de flexión para vigas. Hay, sin embargo, diferencias en considerar a los miembros del diseño de compresión y en los esfuerzos de adherencia y desarrollo. El nombre viene de la presentación del método de códigos como una alternativa preferida a la técnica de la condición límite. Las especificaciones del diseño de concreto para ambas técnicas, esfuerzos de trabajo y condición límite están publicadas en el singular documento titulado Código de requerimientos de construcción para concreto reforzado. La edición fue realizada bajo la designación ACI 318-89 y el más reciente es el código 2003.

c) Diseño de carga de servicio. AASHTO nombra al diseño de esfuerzos de trabajo, el método de diseño de carga de servicio adicional al referido como diseño de esfuerzo permisible. Esta referencia es la misma para ambos, concreto y acero dentro de las especificaciones. El lector del código notará, sin embargo, que el comentario también usa el término esfuerzos de trabajo. El término carga de servicio está tomado del esfuerzo unitario que se calcula de la acción de la carga de trabajo o servicio, la cual no debe exceder la tensión permisible.

d) Diseño por el factor de carga. Probablemente el término en uso más común para nombrar al diseño de condición límite es factor de resistencia de carga. AASHTO usa el término en conjunto con la expresión diseño de resistencia (*vid.* inciso e). Puede ser fácil ver que el nombre viene de los factores aplicados a las cargas para computar la resistencia requerida de un miembro. AASHTO corrientemente provee especificaciones para ambos, esfuerzos de trabajo y condición límite. Esto es también conocido como Load and Factor Design (LFD).

e) Diseño por resistencia. ACI y AASHTO refiere al diseño de condición límite como resistencia de diseño. Versiones previas del código ACI están estructuradas sobre esta metodología. El término se deriva de la ecuación general de la condición límite en la cual la condición que la resistencia proveerá debe ser agrandada tanto o igual a la resistencia requerida. Hay que hacer notar que el término diseño de resistencia no significa que un miembro actualmente ceda o falle bajo condiciones de carga.

f) Resistencia última. Antiguas versiones del código ACI refieren a la técnica de condición límite como el método de resistencia última. Esto fue una referencia a la resistencia proveída como la extrema resistencia. Debido a que el término último puede denotar un valor que es imposible de alcanzar, el término por consiguiente fue perdiéndose. El código ACI decidió remover el prefijo «último».

g) Diseño por el factor de resistencia de carga. La designación para condición límite de diseño usado por AISC es diseño por el factor de resistencia de carga. Esto se refiere frecuentemente al acrónimo LRFD. Las especificaciones de diseño para miembros de acero están publicadas en un documento adjunto el cual esta titulado manual de diseño por el factor de de resistencia de carga para el acero de construcción. La primera edición fue publicada en 1986 y la segunda realizada en 1993. El nombre se deriva de la definición AISC's de la ecuación general de condición limite. AISC refiere a la porción del esfuerzo requerido de la ecuación como la resistencia requerida. El código LRFD se refiere a la resistencia-proveída media como el diseño por resistencia.

h) Autoesfuerzo. El autoesfuerzo es una extensión del procedimiento de diseño del factor de carga de la AASHTO. Autoesfuerzo expande sobre el diseño del factor de carga de la AASHTO utilizando condiciones limites ampliadas que permiten la redistribución de la carga inelástica para estructuras continuas. Bajo la técnica de autoesfuerzo un puente es sobrecargado por una carga viva inicial de la estructura. Esta sobrecarga tiene un efecto pretensionado en el puente por inducir tensión sobre el punto de cedencia en la región del momento negativo y descarga algo de tensión residual. El nombre autoesfuerzo esta derivado de la redistribución automática de carga, la cual ocurre.

i) Diseño de factor alterno de carga. Otro nombre para el método de autoesfuerzo discutido arriba, es el método de diseño del factor alterno de carga. Este es frecuentemente referido por el acrónimo ALFD (allowable load factor design).

j) Diseño plástico. AISC utiliza una forma de diseño de condiciones límite donde la condición límite de resistencia tiene que ser la máxima resistencia. Esta forma de diseño es conocida como diseño plástico. El avance principal del método de diseño plástico esta en el diseño de estructuras estáticamente indeterminadas (*e.g.* marcos rígidos, vigas continuas). El método de autoesfuerzo, mencionado arriba, hace uso de la teoría de diseño plástico para determinar la resistencia de tirantes, vigas compactas continuas bajo carga máxima. Las especificaciones del diseño plástico están incluidas en un apéndice para el diseño de esfuerzo permisible en la versión de la AISC del manual de construcción en acero.

V DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES

A. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO

La localización de un puente queda determinada por las características de la vía, la geometría del eje vial, los niveles de las crecientes o avenidas del río y las condiciones geotécnicas del sitio. La selección estructural depende inicialmente del perfil topográfico y geotécnico, del alineamiento, el ancho de la vía, la magnitud de las cargas rodantes y las facilidades constructivas y de mantenimiento. Además de los requerimientos funcionales hay que respetar la condición estética del puente, en términos de proporción, orden, forma, integración al ambiente, textura, color, carácter, variedad y naturaleza (Leonhardt, 1999).

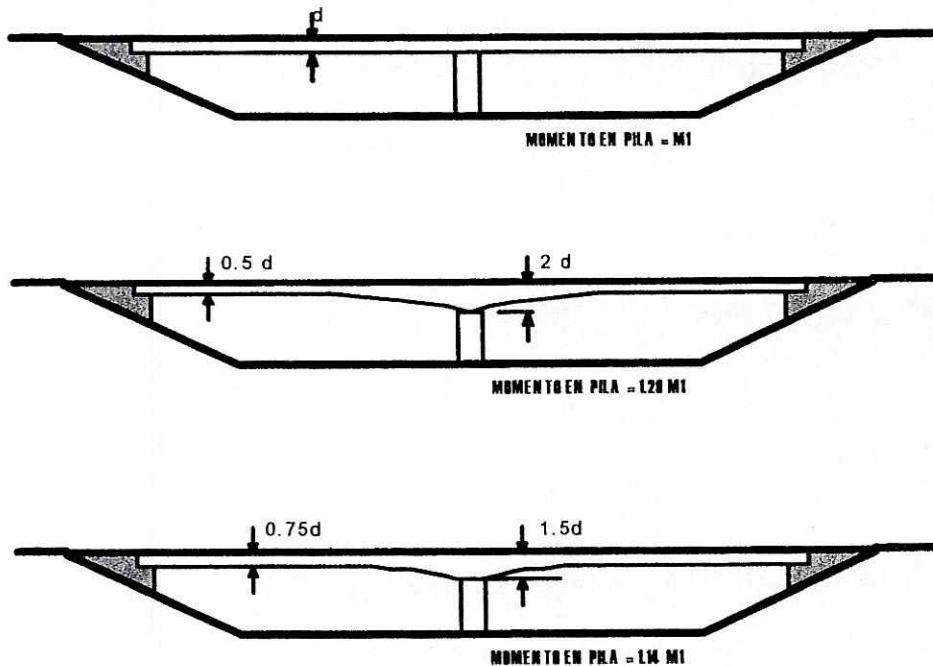


Fig. 5.1 Influencia de la forma del puente y el momento en la pila.

Aquí se tiene la necesidad de integrar estructuración, costo, forma y dimensiones. No deben diseñarse puentes sólo para pasar vehículos y personas, sino para despertar la espiritualidad (Billington y Gottmoeller, 1999). Algunos ingenieros piensan que la forma depende de las fuerzas, pero es lo contrario como se muestra en la Fig. 5.1. Si bien la sociedad responsabiliza a los ingenieros por su trabajo, incluso por su apariencia, cada puente es único y debe tener su propia identidad.

La solución estructural depende de la consideración sismorresistente y un diseño que se realice sólo para cargas gravitacionales, tomando la resistencia sísmica como parte adicional del reforzamiento, no es la mejor solución. Las condiciones ideales para un comportamiento sismorresistente adecuado, son las siguientes: puente recto, tablero continuo, fundaciones sobre roca o aluvión firme, altura de pilas constante, igual rigidez y resistencia de pilas en todas direcciones, luces cortas, rótulas en columnas y estribos y pilas perpendiculares al eje del puente.

Los requerimientos funcionales y geográficos se convierten en restricciones para lograr un puente regular de mejor desempeño sísmico. Las irregularidades más comunes están en las alturas desiguales de las pilas, donde las más cortas por su rigidez demandan mayor resistencia y ductilidad. Para uniformizar el comportamiento se han propuesto camisas de acero aisladas dentro del terreno para las pilas más cortas, que igualen a las mayores alturas como la mostrada en la figura 5.2

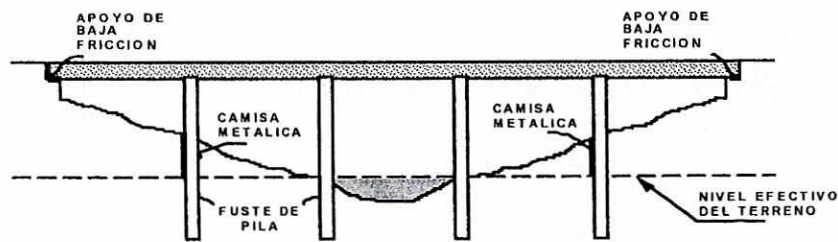


Fig. 5.2 Balance de rigideces y resistencia de pilas.

Las otras irregularidades se refieren al esviaje del puente, a los casos de puentes curvos, movimiento de juntas, golpeteo, diferencias notables entre las luces del puente o a combinaciones de estas (Fig. 5.3). En la conexión de la superestructura y pila, es necesario tener en cuenta si ésta es rígida o simplemente apoyada. La conexión rígida es favorable en pilas esbeltas y luces cortas y permite proponer articulaciones en la base. Hay que tomar en cuenta, que se producen momentos flectores grandes en la superestructura y algunas veces no hay forma de suplir el anclaje del acero de la columna. En la conexión simple con apoyos elastoméricos (de neopreno), hay mayor sensibilidad a los desplazamientos y a las fuentes demandadas de ductilidad. En este caso no se afecta la súper-estructura por los efectos de la columna, se aumenta el período que reduce la respuesta en suelos firmes.

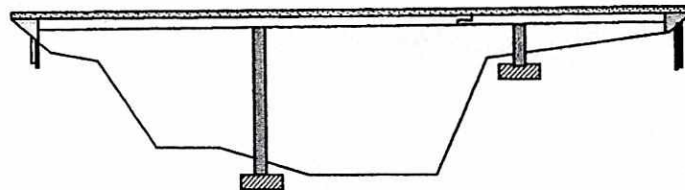


Fig. 5.3 Irregularidad vertical en puentes.

Tabla 5.1 Características de las diversas estructuras portantes en puentes (Priestley et al, 1996).

MONOCOLUMNAS	<p>1°. El diseño se optimiza al tener una viga de cabecera de igual carácter longitudinal o transversal.</p> <p>2°. Con una sola rótula su comportamiento es más fácil de identificar.</p> <p>3°. Cuando se tiene una conexión monolítica superestructura a columna y sus requerimientos son idénticos para ambos elementos.</p>	<p>1°. Conexión monolítica superestructura a columna los momentos transversales son mayores que los longitudinales.</p> <p>2°. Los momentos son altos en columnas y cimientos.</p> <p>3°. Los desplazamientos son mas grandes.</p> <p>4°. No tiene posibilidades de redistribución de momentos.</p>
PÓRTICO DE COLUMNAS MULTIPLES	<p>1°. Pueden igualarse las respuestas longitudinales y transversales.</p> <p>2°. Los momentos y desplazamientos en las columnas son menores que en las monocolumnas.</p> <p>3°. Los momentos en las columnas pueden reducirse con articulaciones a costa de aumentar en las columnas.</p> <p>4°. La redundancia hace que el comportamiento no dependa sólo de una rótula.</p> <p>5°. Se logra una mejor conexión con la superestructura.</p>	<p>1°. Los momentos de diseño longitudinales son mayores.</p> <p>2°. El efecto axial hace que las rótulas plásticas no se desarrollen simultáneamente.</p> <p>3°. Las demandas de ductilidad en las columnas exceden a la estructura completa.</p> <p>4°. La viga de cabecero queda sometida a muy alta flexión y cortante sísmico en respuesta transversal.</p>
MUROS ESTRUCTURALES	<p>1°. Tiene alta resistencia y rigidez en la dirección transversal.</p> <p>2°. Tiene posibilidades de considerar altas capacidades de ductilidad.</p>	<p>1°. Tiene baja rigidez en el plano transversal.</p> <p>2°. Requiere confinamiento especial con elementos de borde y es prácticamente imposible de confinar para la dirección longitudinal.</p> <p>3°. Induce fuerzas muy grandes en las cimentaciones.</p>

Para el diseño sismorresistente de puentes se aplican los siguientes principios:

- i. Seleccionar la configuración sobre la base de la experiencia.
- ii. Los miembros deben proporcionarse para que las acciones sísmicas ocurren en las secciones adecuadas.
- iii. Los miembros se diseñan usando conceptos de capacidad, para evitar las fallas frágiles.
- iv. La masa debe reducirse para bajar las fuerzas de inercia y las demandas de desplazamiento.

Los puentes son más susceptibles a los efectos de la interacción «suelo-estructura» que otro tipo de estructuras. Las respuestas dinámicas al movimiento del terreno son difíciles de predecir sobre todos en puentes de luz grande o puentes largos, como consecuencia de movimientos asincrónicos en los diferentes apoyos por los efectos de viaje de las ondas sísmicas.

Los suministros de rigidez, resistencia y tenacidad deben balancearse adecuadamente para evitar la torsión o cambios desde una condición dúctil a un comportamiento frágil. En la tabla 5.1, se resumen las ventajas y desventajas de los diferentes sistemas estructurales aplicables. Como filosofía de diseño sísmico los reglamentos obligan a estructuras de puentes y sus componentes críticos a limitar la ductilidad, este tipo de acciones estructurales intentan limitar la respuesta inelástica a niveles consistentes en daños estructurales reducidos y sólo en articulaciones plásticas definidas que se diseñan con detallado correspondiente a elementos dúctiles.

Los puentes en esviaje son muy comunes y tiene la tendencia a perder el apoyo a causa de la torsión sísmica, donde el tablero trata de reducir el esviaje, golpea en los ángulos obtusos y rompe las esquinas agudas. En el mecanismo se forma un par de fuerzas que giran en la misma orientación rotacional, y cuyo movimiento se procura restringir con barras conectoras y bloques de cortante sísmico orientados adecuadamente, como se muestra en la figura 5.4

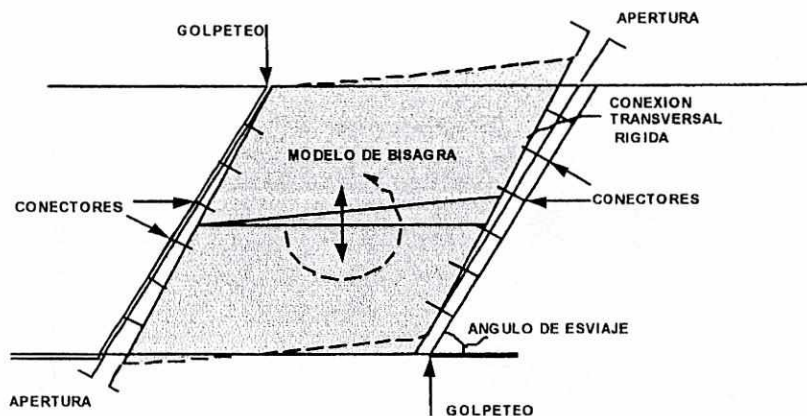


Fig. 5.4 Planta de puente en esviaje y modelo de conexión rígida.

Es esencial que los puentes mantengan su integridad ante los sismos más fuertes y para tal fin debe prestarse la mayor atención a los siguientes aspectos:

- i. Los estribos masivos sobre suelos blandos pueden hacer fallar el suelo circundante.
- ii. Los detalles estructurales deben diseñarse de acuerdo a cada tipo de suelo y sistema estructural.
- iii. Las conexiones con la cimentación son particularmente vulnerables y su diseño debe hacerse con el mayor cuidado.
- iv. Para prevenir la caída de los tramos, se aplican topes, se amplían los apoyos o se colocan dispositivos de conexión de las vigas.

1. Diseño del factor de carga. El método de diseño del factor de carga, también conocido como condición límite, o método de diseño de resistencia, utiliza un análisis extremo de la condición límite para determinar la carga y capacidad máxima que debe llevar la estructura. Un análisis de serviciabilidad de la condición límite es también empleado para asegurar satisfactoriamente el comportamiento y las condiciones de carga. El objetivo del diseño de condición límite extremo es asegurar un nivel uniforme de confiabilidad para todas las estructuras. Esto se logra multiplicando la carga nominal o de servicio, por los factores de carga para obtener una probabilidad aceptable de que las cargas factoradas serán excedidas durante la vida de la estructura. Los factores de carga pueden ser expresados como:

$$W_u = \lambda W_n$$

donde:

$$\begin{aligned} W_u &= \text{Carga factorada} \\ W_n &= \text{Carga nominal} \\ \lambda &= \text{Factor de carga} \end{aligned}$$

El factor de carga es una función de otros dos factores de carga los cuales están denotados por:

- γ = Factor para compensar las desviaciones desfavorables de la carga de los valores nominales e inseguros de resistencia, métodos de análisis y comportamiento estructural.
- β = Factor para reflejar la probabilidad reducida de toda carga nominal, en una combinación de cargas, estando simultáneamente presentes.

Los valores de γ y β están dados en el código AASHTO Sección 3.22. El efecto total de los factores de carga en la estructura no tienen que exceder la capacidad de resistencia diseñada para la estructura y los requerimientos básicos para el diseño del factor de carga puede ser expresado en términos de capacidad de resistencia como

$$\begin{aligned} U &= \leq \phi R_n \\ \text{donde: } U &= \text{Efecto total de la estructura de los factores de carga } W_u \\ \phi R_n &= \text{Diseño de capacidad de resistencia de la estructura.} \\ R_n &= \text{Capacidad de resistencia nominal de la estructura.} \\ \phi &= \text{Factor de reducción de resistencia.} \end{aligned}$$

El factor ϕ es también conocido como el factor de confianza, factor de rendimiento, factor de resistencia, y factor de reducción de capacidad. Este factor permite la posibilidad de variaciones adversas en la resistencia del material, en la mano de obra y en inexactitudes dimensionales.

2. Diseño por la carga de servicio. La carga de servicio, o tensión permisible, es el método de diseño está basado en la teoría de la elasticidad la cual asume propiedades de material elástico y un módulo de elasticidad constante para predecir la tensión del material en la estructura y la carga de trabajo aplicada. Los requerimientos básicos para realizar el diseño permisible de tensión pueden ser expresados en términos de tensión como

$$D + L + I \leq R$$

donde	D	=	Tensión producida por la carga muerta.
	L	=	Tensión producida por la carga viva.
	I	=	Tensión producida por impacto.
	R	=	Tensión permisible.

No frecuentemente ocurren sobrecargas acomodadas por permitir un específico aumento en la tensión permisible, y ésta puede ser expresada como

$$D + EQ \leq \eta R$$

donde	EQ	=	Tensión producida por un efecto sísmico
-------	----	---	---

De acuerdo con AASHTOSD Sección 4.7.1

$$\begin{aligned} \eta &= 1.33 \text{ para elementos de concreto reforzado} \\ \eta &= 1.50 \text{ para elementos de acero estructural} \end{aligned}$$

La tensión directamente permisible del trabajo de carga esta definido como la tensión cedida o resistencia compresiva dividida por un factor de seguridad. Este acceso, sin embargo, no va a asegurar un factor constante de seguridad contra fallos en diferentes estructuras.

3. Combinaciones de carga. Las diferentes combinaciones de carga que pueden ser activadas en una estructura están representadas en AASHTO, Sección 3.22 por veinte grupos. Para cargas sísmicas, la combinación de grupos incluye cargas sísmicas más cargas permanentes, están dadas por AASHTOSD como

$$\text{Grupo sísmico de carga} = \gamma (\beta_D D + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_E E + \beta_{EQ} EQ)$$

Para cargas sísmicas, γ y β están definidas como unidades dadas.

$$\text{Grupo sísmico de carga} = 1.0 (D + B + SF + E + EQ)$$

donde	D	=	Carga muerta
	B	=	Fluctuación
	SF	=	Flujo de presión

E	=	Presión de la tierra
EQ	=	Fuerza sísmica elástica apropiada

B. PRINCIPIOS DE DISEÑO

1. Procedimiento de diseño. El objetivo del procedimiento sísmico de diseño es analizar la estructura de un puente que puede ser dañada en un terremoto pero que no colapsará y que puede ser rápidamente puesto en servicio. El procedimiento de análisis está adaptado y especificado en AASHTOSD, sección 4.

No se requiere un análisis sísmico detallado para un solo vano del puente. Sin embargo, se requieren soportes mínimos de longitud, de acuerdo a AASHTOSD, Sección 4.9, y la conexión de la superestructura a la subestructura esta diseñada para resistir el producto de la reacción de la carga muerta y el coeficiente de aceleración, como se especifica en AASHTOSD Sección 4.5. El criterio para el soporte mínimo de longitud se muestra en la figura 3.1. En las categorías A y B el rendimiento sísmico y el mínimo apoyo de longitud esta dado por AASHTOSD Formula (3-3)

$$N = 8 + 0.02L + 0.08H$$

El rendimiento sísmico, la categoría C y D y el mínimo apoyo longitudinal en pulgadas esta dado por AASHTOSD Formula (4-4) como

$$N = 12 + 0.03L + 0.12H$$

donde	L	=	Longitud de la cubierta del puente, en pies
	H	=	Promedio de altura de las columnas, en pies
		=	0 para un único vano del puente

Agregado a esto, para una categoría de rendimiento sísmico especial B, C, y D la longitud del apoyo no puede ser menos que el desplazamiento elástico calculado.

Para estructuras continuas con una masa distribuida uniforme y con la rigidez de diferentes miembros de apoyo adyacentes que no difieran por más del 25 por ciento, la fuerza estática equivalente o el método de un modo de vibración espectral puede adoptarse. El método asume un predominante y único modo de vibración que permite utilizar un método estático de análisis.

La respuesta según el espectro o método de multimodo espectral es usado para estructuras complejas con una geometría irregular. Varios modos de vibración contribuyen a la respuesta extrema de la estructura y se requiere un programa de análisis estructural con capacidad dinámica para realizarlos.

Para determinar la respuesta sísmica de la estructura, muchos factores deben ser considerados y estos incluyen el coeficiente de aceleración, el factor de importancia, categoría de rendimiento, coeficiente del lugar y de factores de modificación de respuesta.

La selección del procedimiento de diseño depende del tipo de puente, la magnitud del coeficiente de aceleración, del grado de aceptabilidad y de la pérdida de operación. El método espectral único-modo está definido como Procedimiento 1; y el método espectral multimodo (análisis dinámico) está definido como Procedimiento 2, en AASHTOSD, sección 4.2.

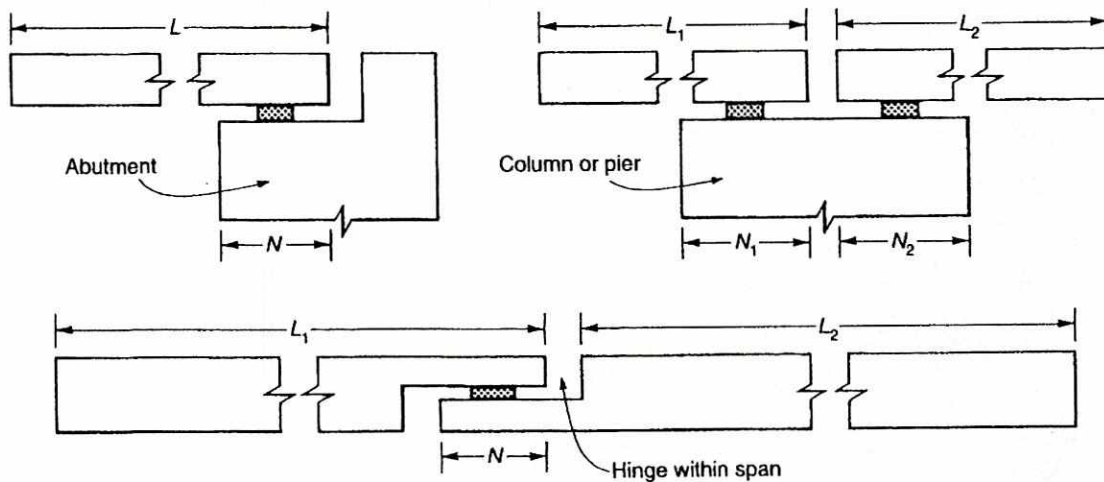


Figura 5.5 Longitud mínima de apoyo en pilas (caso sísmico)

Ejemplo 5.1 (Longitud mínima de apoyo)

El puente de un solo tramo, con un vano de 75 pies (23 m) está localizado en el condado de San Diego, California. El puente es considerado una estructura no esencial. Se desea determinar el mínimo soporte de longitud requerido.

Solución:

El coeficiente de aceleración aplicable para el condado de San Diego, California; se obtiene de AASHTOSD como

$$A > 0.29$$

La clasificación para un puente no esencial está dado por AASHTOSD Sección 3.3 como

$$IC = II$$

De AASHTOSD Sección 3.4 para un valor del coeficiente de aceleración excediendo 0.29 y un factor de importancia II, la categoría de rendimiento sísmico relevante es

$$SPC = C$$

Para la categoría C de rendimiento sísmico, el mínimo soporte de longitud está dado por AASHTOSD Formula (4-4) como

$$\begin{aligned} N &= 12 + 0.3L + 0.12H \\ \text{donde : } L &= \text{longitud del tablero del puente} \\ &= 75 \text{ pies (23 m)} \\ H &= \text{Altura de las columnas} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= 0 \\
 N &= 12 + 0.03 \times 75 + 0 \\
 N &= 14.25 \text{ pulgadas (36.2 cm)}
 \end{aligned}$$

2. Coeficiente de aceleración sísmica. El coeficiente de aceleración A , dado en el mapa contorno en la especificación, es una estimación del lugar, dependiente del diseño del suelo la aceleración expresada como una fracción de la gravedad constante g . El coeficiente de aceleración corresponde a los valores de aceleración del suelo con un intervalo de recurrencia de 475 años que da un 10% de probabilidad de ser excedida en un período de 50 años. El coeficiente de aceleración corresponde a la aceleración máxima efectiva en roca sólida, que están basadas en recuentos históricos y datos geológicos.

3. Coeficiente de respuesta sísmico elástico. El coeficiente de respuesta sísmico elástico, o coeficiente de fuerza lateral C_s , es una función de la zona sísmica, el período fundamental del puente y las condiciones del suelo. Los valores del coeficiente de fuerza lateral están dados por AASHTOSD Formula (5-1) como

$$\begin{aligned}
 C_s &= 1.2 AS/T^{2/3} \\
 &\leq 2.5 A
 \end{aligned}$$

donde S =coeficiente del lugar o factor de amplificación para un perfil específico de terreno.
 T =Período fundamental del puente.

El terreno con un perfil específico de suelo influye considerablemente en las características del movimiento, los tres tipos de perfiles y sus correspondientes coeficientes de suelos están delimitados en AASHTOSD SECCION 3.5.1

i. Perfil de Suelo Tipo I: Formado de roca o roca con una excesiva capa de suelo rígido menor de 200 pies (61 m) de profundidad. El valor aplicable para el coeficiente de suelo es:

$$S = 1.0$$

ii. Perfil de Suelo Tipo II: Formado por una capa rígida de barro, excediendo los 200 pies (61.0m)de profundidad y tiene un coeficiente de suelo de:

$$S = 1.2$$

iii. Perfil de Suelo Tipo III: Formado de una suave a media capa de barro, a por lo menos 30 pies (9.15 m) de profundidad y tiene un coeficiente de suelo de:

$$S = 1.5$$

El procedimiento para el análisis de la fuerza estática equivalente, asume que el primer modo de vibración predominante durante la respuesta sísmica de la estructura, y éste es el caso para estructuras regulares. El factor de forma modal puede ser representado de un modo por la curva elástica producida por la aplicación de una unidad virtual de carga uniforme para la estructura. Se

obtienen de la consideración de la cinética y del potencial de energía en el sistema, los valores del período fundamental de vibración y de la fuerza física generalizada.

El período fundamental para la respuesta sísmica a lo largo del eje longitudinal del puente puede ser reducido a la siguiente expresión.

$$\begin{aligned} T &= 2\pi(m/k)^{1/2} \\ &= 0.32 (\Delta_w)^{1/2} \end{aligned}$$

donde

m	=	masa del sistema
k	=	rigidez del sistema
Δ_w	=	desplazamiento longitudinal en pulgadas adecuado al peso total muerto actuando longitudinalmente

El análisis para la reacción sísmica en dirección transversal requiere el uso de técnicas de integración numérica para evaluar las expresiones relevantes. El período fundamental y la fuerza equivalente se obtienen usando la técnica detalla en AASHTOSD SECCION 3.5, la cual implica la determinación de las integrales dadas en AASHTOSD expresiones (5-5), (5-6) y (5-7) de dicho código dando los límites de las integrales extendidas sobre la longitud completa de la superestructura del puente. La respuesta sísmica en dirección longitudinal de estas expresiones se simplifica cuando el peso muerto por unidad de longitud de superestructura y el área tributaria de la superestructura es constante, y cuando el perfil de desplazamiento es constante, como muestra la figura 5.6. desde ahora para fuerza sísmica longitudinal las expresiones para α , β , y γ se reducen a:

$$\begin{aligned} \alpha &= \int v_s(x) dx \\ &= v_s \int dx \\ &= v_s L \\ \beta &= \int w(x) v_s(x) dx \\ &= w v_s \int dx \\ &= w v_s L \\ \gamma &= \int w(x) v_s(x)^2 dx \\ &= w v_s^2 \int dx \\ &= w v_s^2 L \end{aligned}$$

donde:

$v_s(x)$	=	Perfil de desplazamiento adecuado para p_o
v_s	=	Desplazamiento longitudinal total de la estructura apropiado para p_o
p_o	=	Carga virtual unitaria y uniforme
$w(x)$	=	Distribución de peso muerto por unidad de longitud de la superestructura y subestructura tributaria.
	=	w para una constante de peso muerto.

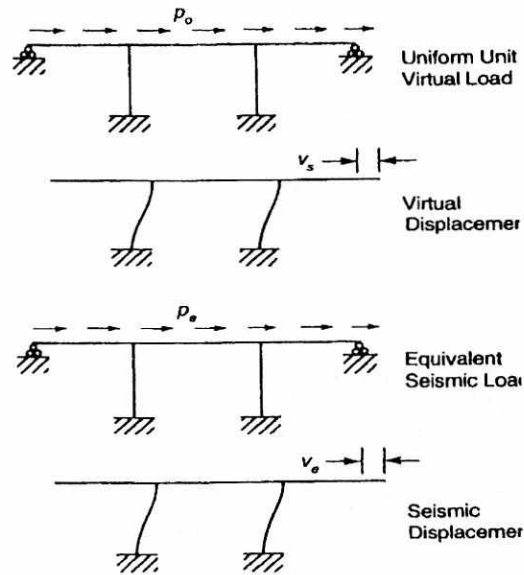


Figura 5.6 Desplazamientos y carga longitudinal

El período fundamental está dado por AASHTOSD expresiones (5-8) como

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi(\gamma/p_o g\alpha)^{1/2} \\
 &= 2\pi (wv_s / p_o g)^{1/2} \\
 &= 0.32 (Wv_s / P_o g)^{1/2} \\
 &= 0.32 (W/k)^{1/2} \\
 &= 0.32 (\Delta_w)^{1/2}
 \end{aligned}$$

donde	W	$= wL =$ peso total tributario de la superestructura y subestructura
	P_o	$= p_o L =$ carga virtual total aplicada
	k	$=$ Rigidez total de la estructura
	Δ_w	$=$ desplazamiento longitudinal en pulgadas adecuado al peso total muerto actuando longitudinalmente

Desde ahora el coeficiente de reacción sísmica elástico C_s se puede obtener de AASHTOSD fórmula (5-1) y la carga sísmica estática equivalente está dada por AASHTOSD expresión (5-9)

$$\begin{aligned}
 P_c(x) &= p_e = \beta C_s w(x) v_s(x) / \gamma \\
 &= w C_s
 \end{aligned}$$

y esto produce el desplazamiento longitudinal v_c como muestra la figura 5.6

El esfuerzo total sísmico elástico está dado por

$$\begin{aligned}
 V &= p_e L \\
 &= w L C_s \\
 &= W C_s
 \end{aligned}$$

El procedimiento para determinar la respuesta sísmica transversal se muestra en la Figura 5.7. El estribo de apoyo está supuesto a ser rígido y suministrar un extremo restringido y otro extremo articulado. Una carga virtual transversal unitaria está aplicada como se muestra y se opone a la rigidez lateral de la superestructura y a la rigidez de la columna central deflectada. Los desplazamientos producidos son la suma de los desplazamientos del retorno apropiado en la unidad de carga virtual más los desplazamientos del retorno apropiado de la estructura y la reacción en la columna deflectada.

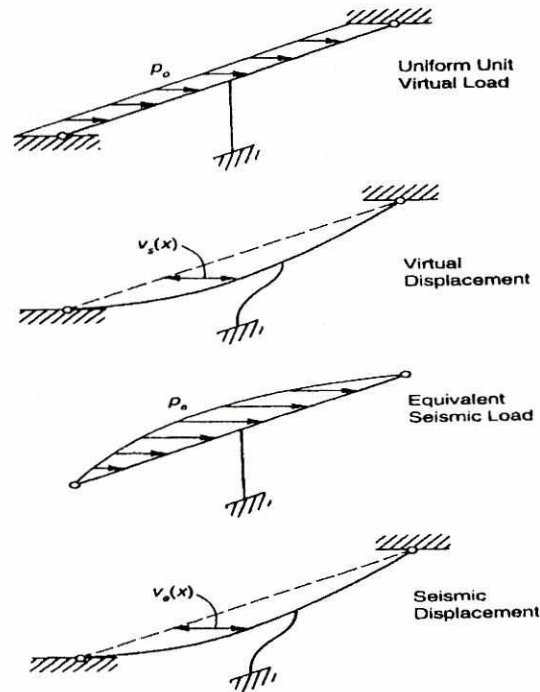


Figura 5.7 Desplazamientos y carga transversal

donde

δ_2	=	$k_c R$
k_c	=	rigidez de la columna deflectada
	=	$12EI_c/H^3$ para un limite fijo de la columna
R	=	reacción en la columna deflectada
I_c	=	momento de inercia de la columna
H	=	altura de la columna

El desplazamiento de nudos en el retorno apropiado de la estructura a la carga virtual uniforme, es como se muestra en la figura 5.7

donde

δ'_2	=	$5L^4 / 384EI$
E	=	módulo de elasticidad de la superestructura
I	=	momento lateral de inercia de la superestructura

El desplazamiento de dos nudos en el retorno apropiado de la estructura a la reacción en la columna deflectada es como se muestra:

$$\delta''_2 = -RL^3 / 48EI$$

La ecuación de esos desplazamientos da

$$\delta_2 = \delta' + \delta''_2$$

por lo tanto
$$R = 5L^4 / (8L^3 + 384Elk_c)$$

El perfil de desplazamiento en el retorno apropiado de la estructura a la unidad de carga virtual uniforme, es como se muestra

$$v'_s(x) = x(L^3 - 2x^2 + x^3) / 24 EI$$

El perfil de desplazamiento en el retorno apropiado de la estructura a la reacción en la columna deflectada, es como se muestra en

$$v''_s(x) = -Rx(3L^2 - 4x^2) / 48 EI$$

El perfil de desplazamiento en la estructura original es

$$\begin{aligned} v_s(x) &= v'_s(x) + v''_s(x) \\ &= [2x^4 + 4Rx^3 - 4Lx^2 + (2L - 3R)L^2x] / 48EI \end{aligned}$$

Los valores para α , β , y γ se obtienen de AASHTOSD Expresiones (5-5), (5-6) y (5-7)

$$\begin{aligned} \alpha &= \int v_s(x) dx \\ \beta &= \int w(x)v_s(x) dx \\ \gamma &= \int w(x)v_s(x)^2 dx \end{aligned}$$

Los límites de integración extendidos sobre la longitud total del puente y el valor numérico de las integrales puede ser obtenido por medio de una calculadora. Alternativamente, los valores de la integración pueden ser computados en intervalos discretos sobre la longitud del puente y la integración numérica ejecutada manualmente.

El período fundamental se obtiene de AASHTOSD Expresiones (5-8) como

$$T = 2\pi (\gamma / p_o g \alpha)^{1/2}$$

El coeficiente de reacción sísmica se obtuvo de AASHTOSD Formula (5-1) como

$$C_s = 1.2 AS / T^{2/3}$$

La carga sísmica equivalente esta definida por AASHTOSD Formula (5-9) como

$$P_e(x) = \beta C_s w(x) v_s(x) / \gamma$$

Esta carga estática equivalente puede ahora ser aplicada a la estructura y a las fuerzas resultantes calculadas.

4. Factor de importancia. El factor de importancia está definido en el código AASHTOSD Sección 3.3 y se especifican dos categorías. Un factor de importancia de categoría I, esta asignado a puentes esenciales los cuales por condiciones de seguridad social deben permanecer funcionando después de un terremoto. Por esta situación se requiere un diseño que asegure su operación. Un factor de importancia de categoría II está asignado para puentes no esenciales.

5. Categoría de rendimiento sísmico. La categoría de rendimiento sísmico es una función del coeficiente de aceleración y el factor de importancia esta definido en el código AASHTOSD Sección 3.4. Las cuatro categorías se muestran en la tabla 3-2 y determina los requerimientos necesarios para la selección del procedimiento de diseño, longitud mínima de soporte, y detalles de diseño de la subestructura.

Coeficiente de aceleración	Puentes esenciales: Factor importancia I	Otros puentes: Factor de importancia II
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	D

Tabla 5.2 Factor de importancia sísmico

6. Análisis de procedimiento.

CATEGORÍA DE RENDIMIENTO SÍSMICO (CRS)	Puentes con dos o más vanos	
	Regular	Irregular
A	N/D	N/D
B	1	1
C	1	2
D	1	2

N/D= no disponible.

Tabla 5.3 Categoría de rendimiento sísmico.

El código AASHTOSD en la sección 4.2 define dos análisis de procedimiento. Procedimiento 1 es la técnica espectral de un modo de análisis. Procedimiento 2 es la técnica espectral multimodo de análisis. El procedimiento seleccionado depende de la categoría de rendimiento sísmico, de la clasificación del puente y esta resumido en la tabla 3-3. Un puente continuo con una masa distribuida uniformemente y con la rigidez de miembros adyacentes del soporte diferenciados por

no más de 25 %, esta clasificado como una estructura regular. En este tipo de puentes, el modo fundamental de vibración predominante durante la reacción sísmica de la estructura y el modo más alto de vibración, no produce efectos significativos en la distribución de las fuerzas sísmicas. Un puente irregular es el que no satisface la definición de un puente regular y en este tipo de estructura, el modo superior significativo de vibración es la respuesta sísmica efectiva.

No se requiere un análisis sísmico detallado para un único vano del puente o para puentes clasificados como de capacidad sísmica categoría A. Sin embargo, para acomodar el desplazamiento inelástico máximo se requiere una longitud mínima de soporte, de acuerdo con AASHTOSD Sección 4.9 (*vid* figura 5.5), la conexión de la superestructura a la subestructura esta calculada para resistir el producto de la reacción de la carga muerta y el coeficiente de aceleración del lugar, como se especifica en el código AASHTOSD Sección 4.5.

7. Factores de modificación de la respuesta. El diseño de la estructura de un puente que deberá permanecer dentro de su rango elástico durante un severo terremoto es antieconómico. Limitar daños estructurales son aceptados demostrando que el colapso total esta previsto y la seguridad pública no se arriesgará. Cualquier daño producido por un terremoto severo puede ser rápidamente detectable, accesible y reparable.

Elementos	R-factor
Pared tipo estribo:	
Eje fuerte	2
Eje débil	3
Pila de pilotes de concreto armado:	
Solamente pilote vertical	3
Uno o más pilotes inclinados	2
Única columna	3
Pila de pilotes de acero o sección compuesta:	
Solamente pilote vertical	5
Uno o más pilotes inclinados	3
Múltiples columnas deflectadas	5

Tabla 5.4 Factores de modificación de la respuesta para la subestructura.

Para lograr este fin, el factor de modificación de la respuesta R, está especificado en AASHTOSD Sección 3.6 y este representa la proporción de la fuerza en un componente que debería desarrollar un sistema elástico lineal para la fuerza calculada. Los factores de modificación de la respuesta son seleccionados para asegurar que las columnas cederán durante un fuerte temblor mientras las conexiones y los cimientos, tendrán un pequeño, o mínimo daño. Los valores de modificación de la respuesta para componentes de subestructura reflejan la capacidad no lineal para

disipar energía, el incremento en un período natural y su amortiguación, la ductilidad y redundancia de los componentes. Los valores de los R-factores se muestran en la tabla 5-4 y 5-5. Así, el R-factor para una sola columna es 3 y para múltiples columnas es 5 lo cual es una indicación de la redundancia proveída por las múltiples columnas. El R-factor está aplicado a momentos, solamente. Los valores del diseño elástico están adaptados para fuerza axial y fuerza cortante a menos que los valores correspondientes a la articulación plástica de las columnas sean pequeños, en cuyo caso, los valores menores serán usados. Para cimientos, los valores del R-factor están tomados como la mitad del R-factor (factor de respuesta) para los elementos de la subestructura a la cual esta ligada. Para grupo de pilotes, el valor de R-factor es idéntico al de la subestructura.

Tipo de conexión	R-factor	Fuerza de diseño
Estribo para superestructura		
Un vano	N/D	A x CM
CRS A	N/D	0.2 x CM
CRS B, C, D	0.8	Elástico / R
Junta de expansión:	0.8	Elástico / R
Columnas articuladas:		
CRS A	N/D	0.2 x CM
CRS B, C, D	1.0	Elástico / R
Columnas fijas		
CRS A	N/D	0.2 x CM
CRS B	1.0	Elástico / R
CRS C, D	N/D	Fuerza plástica articulada

CRS= Categoría de rendimiento sísmico. (ver tabla 5.3)

CM= Carga Muerta.

N/D= no disponible.

TABLA 5.5 Factores de modificación de la respuesta para conexiones.

El R-factor de 1.0 y 0.8 asignado a conectores requiere conectores para ser calculado con 100 o 125 por ciento de fuerza elástica. Esto es para asegurar un aumento en la integridad de la estructura en lugares estratégicos con pequeños incrementos en los costos de construcción. No obstante, el conector calculado necesita no exceder los valores determinados usando la máxima capacidad de momento por articulación plástica probable que se desarrolla en las columnas. La capacidad máxima probable o capacidad de sobre resistencia resulta de la resistencia del material actual excediendo el mínimo de resistencia especificado. De acuerdo con AASHTOSD Sección 4.8.2, la capacidad de sobre resistencia esta calculada usando los factores de reducción de resistencia de

$$\begin{array}{l} \emptyset = 1.3 \quad \text{para columnas de concreto reforzado} \\ \emptyset = 1.25 \quad \text{para columnas de acero estructural} \end{array}$$

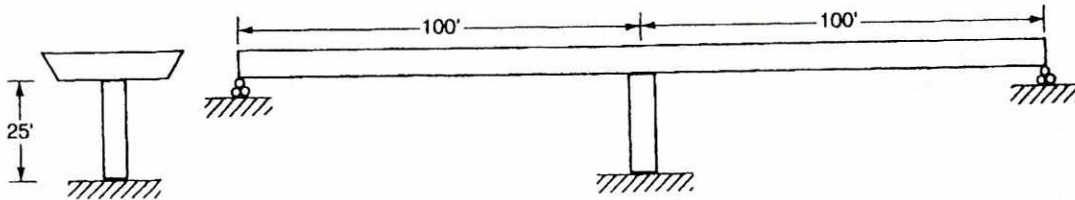
Estos valores pueden ser comparados con el factor normal de reducción de la resistencia

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 && \text{para miembros de concreto reforzado} \\ \phi &= 1.0 && \text{para miembros de acero estructural}\end{aligned}$$

Ejemplo 3.2 Respuesta sísmica longitudinal en un puente:

DATOS: Se tiene un puente de dos tramos con una columna central de soporte mostrado en el dibujo están localizados en la vecindad de San Luis Obispo, California; sobre una ruta estratégica importante. El perfil del suelo en el terreno, consiste de unos 45 pies de barro suave. La columna esta fijada en la parte alta y en el fondo.

CRITERIO: Momento de inercia de la columna = 40 pie⁴
 Modulo de elasticidad de la columna = 432,000 kips por pie cuadrado
 Peso de la superestructura y afluente de la subestructura = 7 kips por pie



- REQUERIDO:**
1. El coeficiente de aceleración aplicable
 2. La factor de importancia para la estructura
 3. La categoría del rendimiento sísmico para la estructura
 4. Los valores del coeficiente del lugar
 5. El procedimiento de análisis a ser utilizado.
 6. La rigidez de la columna
 7. El periodo fundamental del puente en la dirección longitudinal
 8. Los valores del factor de reacción sísmica elástica.
 9. El momento sísmico elástico en la columna, apropiado a la fuerza sísmica longitudinal.
 10. El diseño del momento reducido en la columna.

SOLUCIÓN:

1. COEFICIENTE DE ACELERACIÓN

De AASHTOSD Sección 3.2, el coeficiente de aceleración aplicable para el área de San Luis Obispo es

$$A = 0.4$$

2. FACTOR DE IMPORTANCIA

De AASHTOSD Sección 3.3, para un puente localizado en una ruta estratégica importante, el factor de importancia es

$$IC = I$$

3. CATEGORÍA DE RENDIMIENTO

Del código AASHTOSD Sección 3.4, para un valor del coeficiente de aceleración excediendo 0.29 y una clasificación de importancia de I, la categoría pertinente del rendimiento sísmico es

$$\text{SPC} = \text{D}$$

4. COEFICIENTE DE LUGAR

De AASHTOSD Sección 3.5, el coeficiente de lugar pertinente para una capa de barro suave excediendo 30 pies es

$$S = 1.5$$

5. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

De AASHTOSD Sección 4.2, para un puente regular con un rendimiento sísmico de categoría D, el procedimiento de análisis requerido es el Procedimiento 1.

6. RIGIDEZ DE LAS COLUMNAS

La rigidez de una columna fija en la parte superior e inferior está dada por

$$\begin{aligned} k_c &= 12EI/H^3 \\ &= 12 \times 432,000 \times 40/25^3 \\ &= 13,271 \text{ kips por pie} \end{aligned}$$

7. PERIODO FUNDAMENTAL

El peso total de una superestructura y subestructura tributaria es

$$\begin{aligned} W &= wL \\ &= 7 \times 200 \\ &= 1400 \text{ kips} \end{aligned}$$

La rigidez longitudinal del puente es

$$\begin{aligned} k_c &= 13,271/12 \\ &= 1106 \text{ kips por pulgada} \end{aligned}$$

El período fundamental del puente en dirección longitudinal está dado por

$$\begin{aligned} T &= 0.32 (W/k_c)^{1/2} \\ &= 0.32 (1400/1106)^{1/2} \\ &= 0.36 \text{ Segundos} \end{aligned}$$

8. RESPUESTA SÍSMICA ELÁSTICA

De AASHTOSD Sección 5.2, los valores del coeficiente de la reacción sísmica elástica están dados por la fórmula (5-1)

$$\begin{aligned} C_s &= 1.2AS/T^{2/3} \\ &= 1.2 \times 0.40 \times 1.5/80.36^{2/3} \\ &= 1.42 \end{aligned}$$

El valor de C_s máximo permisible es

$$\begin{aligned} C_s &= 2.5A \\ &= 2.5 \times 0.4 \\ &= 1.0 \text{ gobierna en el diseño} \end{aligned}$$

9. MOMENTO SÍSMICO ELÁSTICO

El esfuerzo sísmico elástico total esta dado por

$$\begin{aligned} V &= WC_s \\ &= 1400 \times 1.0 \\ &= 1400 \text{ kips} \end{aligned}$$

El momento elástico en la columna es

$$\begin{aligned} M_E &= VH/2 \\ &= 1400 \times 25/2 \\ &= 17,500 \text{ pie kip} \end{aligned}$$

10. DISEÑO REDUCIDO DEL MOMENTO

La modificación del factor de respuesta para una columna está dado en la Tabla 5-4 es como

$$R = 3$$

Por lo tanto, el diseño reducido del momento en la columna es

$$\begin{aligned} M_g &= M_E/3 \\ &= 17,500/3 \\ &= 5833 \text{ pie kip} \end{aligned}$$

8. Combinación de fuerzas sísmicas ortogonales. El código AASHTOSD en la sección 4.4 requiere la combinación de fuerzas sísmicas ortogonales a contar para la incertidumbre direccional del movimiento de los temblores y para la ocurrencia simultanea posible de movimientos en dos direcciones horizontales perpendiculares. Las combinaciones especificadas son:

- i. Caso de carga 1: 100 por ciento de las fuerzas debido a un evento sísmico en dirección longitudinal más 30 por ciento de las fuerzas debido a un evento sísmico en dirección transversal.
- ii. Caso de carga 2: 100 por ciento de las fuerzas debido a un evento sísmico en dirección transversal más 30 por ciento de las fuerzas debido a un evento sísmico en dirección longitudinal.

9. Columna articulada plástica. La determinación del esfuerzo y la fuerza axial en grupo de columnas, debido a la articulación plástica se muestra en la figura 5.8 para carga sísmica transversal

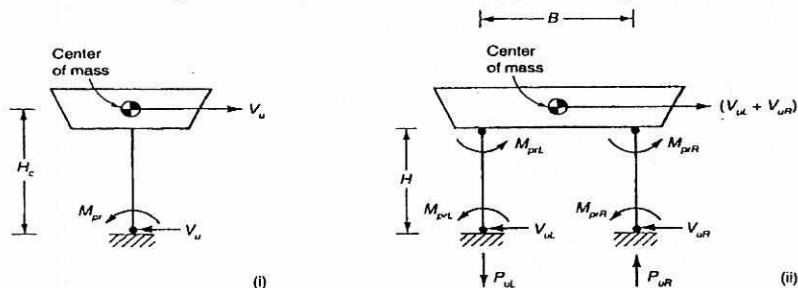


Figura 5.8 Columna articulada plástica, temblor transversal

Para una columna, tipo péndulo invertido, el momento máximo probable o la capacidad de momento de sobre resistencia en el piso de la columna es:

$$\text{donde} \quad \begin{array}{l} M_{pr} = \phi M_n \\ M_n = \text{capacidad del momento nominal} \end{array}$$

El esfuerzo cortante desarrollado en la columna esta dado por:

$$\text{donde} \quad \begin{array}{l} V_u = M_{pr} / H_C \\ H_C = \text{elevación del centro de masa} \end{array}$$

Para una pila de doble columna deflectada con ambas columnas fijas en lo alto y en lo bajo, el esfuerzo cortante desarrollado en la columna izquierda y en la columna derecha están dados por:

$$\text{donde:} \quad \begin{array}{l} V_{uL} = 2M_{prL} / H \\ V_{uR} = 2M_{prR} / H \\ H = \text{altura de la columna} \end{array}$$

La fuerza axial en la columna se obtiene por la ecuación de momento de fuerzas externas sobre la base de una columna y esta dado por

$$P_{uL} = -P_{uR} = [H_C (V_{uL} + V_{uR}) - (M_{prL} + M_{prR})] / B$$

El esfuerzo cortante y las fuerzas axiales, debida a las articulaciones plásticas y para carga sísmica longitudinal, se muestran en la Figura 5.9. Para una sola columna, articulada en lo alto, el esfuerzo cortante desarrollado en la columna esta dado por:

$$V_u = M_{pr} / H$$

Para una columna fija o empotrada arriba y abajo, el esfuerzo cortante desarrollado en la columna esta dado por:

$$V_u = 2M_{pr} / H$$

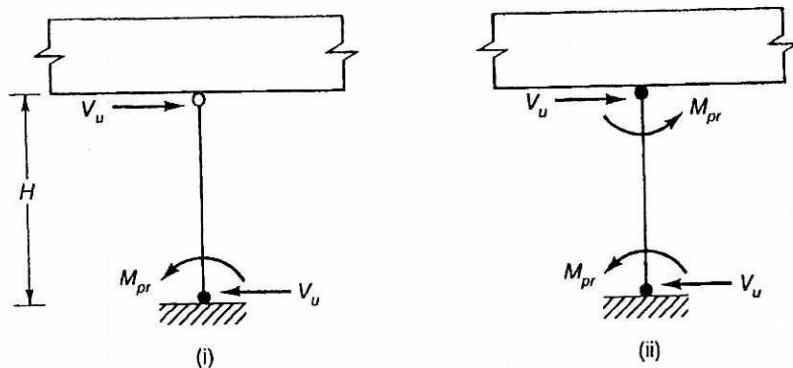


Figura 5.9 Columna articulada plástica, temblor longitudinal

Ejemplo 5.3 (Columna con articulación plástica)

DATOS: La Figura 5.10 muestra el grupo de columnas central en un puente regular de dos vanos localizado en la vecindad de Los Ángeles California sobre una ruta estratégica. Las columnas de 4 pies de diámetro pueden ser considerados fijos en la parte

superior e inferior, la fuerza axial, debido a la carga muerta, en la parte inferior de cada columna es de 800 kips. Cada columna esta reforzada con 24 varillas número 14, grado 60 y la resistencia del concreto es de 3,250 libras por pulgada cuadrada.

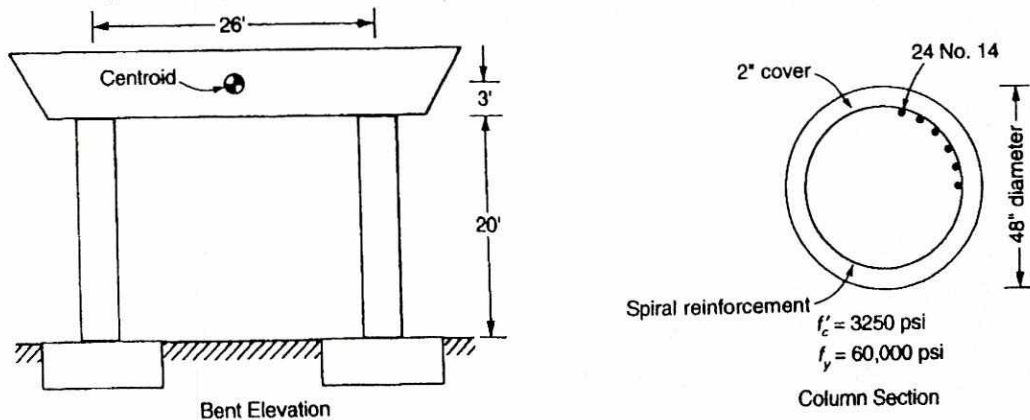


Figura 5.10 Detalles de la pila

REQUERIMIENTO:

1. ¿Hay significativos efectos de esbeltez para ser considerados en el diseño de columnas?
2. Determinar el momento máximo articulado plástico en la base de cada columna
3. Si la capacidad de sobre resistencia plástica articulada en lo alto y bajo de la columna pueden ser igualmente asumidas, determinar el esfuerzo máximo transversal de la fuerza desarrollada en una columna y en dos columnas.
4. Determinar el cálculo del esfuerzo cortante proveído por la sección de concreto fuera de la región límite.
5. Determinar el cálculo del esfuerzo cortante requerido del esfuerzo cortante reforzado fuera de la región límite.
6. Determinar el paso requerido para una espiral número 6 reforzada fuera de la región límite.
7. Determinar la longitud de la región límite sobre la cual se requiere un límite especial de reforzamiento.
8. Determinar el cálculo mínimo del esfuerzo cortante proveído por el concreto dentro de la región límite de la columna.
9. Determinar el cálculo de esfuerzo cortante requerido de esfuerzo cortante reforzado en la región límite de la columna izquierda.
10. Determinar el paso requerido para una espiral número 7 reforzada en la región límite de la columna izquierda.

SOLUCIÓN:

1. COEFICIENTE DE ESBELTEZ

De AASHTO Sección 5.16.5.2 el coeficiente de esbeltez de una columna circular esta dado por:

$$\text{Coeficiente de esbeltez} = k l_v / r$$

donde: k = factor de longitud efectiva (puede obtenerse del nomograma de Jackson y Moreland).
 l_u = longitud de columna no apoyada = 20 pies
 r = radio de giro = $0.25 \times \text{diámetro} = 1$ pie

Para un marco sin tirante con ambos extremos de la columna fijos, el factor de longitud efectiva es:

$$\begin{aligned} k &= 1.0 \\ \text{y el coeficiente de esbeltez} &= 1.0 \times 20 / 1.0 \\ &= 20 \\ &= < 22 \end{aligned}$$

Por lo tanto, la columna esta clasificada como una columna pequeña y los efectos de esbeltez pueden ser obviados.

2. MOMENTO ARTICULADO PLÁSTICO

Del diagrama de interacción, para una carga axial de 800 kips, el momento nominal articulado plástico es:

$$M_n = 4900 \text{ pies kips}$$

De acuerdo con AASHTOSD Sección 4.8.2 la capacidad de sobre resistencia articulada plástica es

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1.3 M_n \\ &= 1.3 \times 4900 \\ &= 6370 \text{ pie kip} \end{aligned}$$

3. FUERZA CORTANTE TRANSVERSAL MÁXIMA:

El esfuerzo cortante producido en la columna articulada plástica, para un sismo que ejerce fuerza directa, esta dado por

$$\begin{aligned} V_{uL} &= 2 M_{prL} / H \\ &= 2 \times 6370 / 20 \\ &= 637 \text{ kips} \\ V_{uR} &= 2 M_{prR} / H \\ &= 2 \times 6370 / 20 \\ &= 637 \text{ kips} \end{aligned}$$

El esfuerzo cortante total en el grupo de columnas es

$$\begin{aligned} V_1 &= V_{uL} + V_{uR} \\ &= 637 + 637 \\ &= 1274 \text{ kips} \end{aligned}$$

La fuerza axial producida en la columna por la articulación plástica esta dada por

$$\begin{aligned} P_{uL} &= - [H_c (V_{uL} + V_{uR}) - (M_{prL} + M_{prR})] / B \\ &= - [23 (637 + 637) - (6370 + 6370)] / 26 \\ &= - 1127 + 490 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= -637 \text{ kips} \\
 P_{uR} &= + [H_C(V_{uL} + V_{uR}) - (M_{pdL} + M_{prR})] / B \\
 &= + 1127 - 490 \\
 &= 637 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

La fuerza axial producida en las columnas por la carga muerta más la articulación plástica está dada por:

$$\begin{aligned}
 P_L &= P_D + P_{uL} \\
 &= 800 - 637 \\
 &= 163 \text{ kips} \\
 P_R &= P_D + P_{uR} \\
 &= 800 + 637 \\
 &= 1437 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

Usando estas fuerzas axiales revisadas, el momento nominal articulado plástico se obtiene del diagrama de interacción para la columna en particular como:

$$\begin{aligned}
 M_{nL} &= 4450 \text{ pie kip} \\
 M_{nR} &= 5100 \text{ pie kip}
 \end{aligned}$$

Las correspondientes capacidades de sobre resistencias articuladas plásticas están dadas por:

$$\begin{aligned}
 M_{nL} &= 1.3 \times 4450 \\
 &= 5785 \text{ pie kip} \\
 M_{prR} &= 1.3 \times 5100 \\
 &= 6630 \text{ pie kip}
 \end{aligned}$$

La fuerza cortante producida en la columna por la capacidad articulada plástica revisada está dada por:

$$\begin{aligned}
 V_{uL} &= 2M_{pdL}/H \\
 &= 2 \times 5785/20 \\
 &= 579 \text{ pie kip} \\
 V_{uR} &= 2M_{prR}/H \\
 &= 2 \times 6630/20 \\
 &= 663 \text{ pies kips}
 \end{aligned}$$

El total de fuerza cortante en el grupo de columnas es:

$$\begin{aligned}
 V_2 &= V_{uL} + V_{uR} \\
 &= 579 + 633 \\
 &= 1242 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

El porcentaje cambia en total el esfuerzo cortante entre el ciclo 1 y el ciclo 2

$$\begin{aligned}
 \Delta V &= 100 (V_1 - V_2) / V_1 \\
 &= 100 (1274 - 1242) / 1274 \\
 &= 2.5\% \\
 &< 10\%
 \end{aligned}$$

Por lo tanto, de acuerdo con el código AASHTOSD Sección 4.8.2 no se necesita hacer cambios adicionales y la fuerza cortante máxima probable en la columna derecha es:

$$V_{\text{mas}} = 663 \text{ kips}$$

4. RESISTENCIA DE ESFUERZO CORTANTE DEL CONCRETO FUERA DE LA REGIÓN DE LOS EXTREMOS:

De acuerdo con AASHTO Sección 8.16.6.2 el diseño de resistencia de esfuerzo proveído por el concreto, fuera de la región limite, esta dado según AASHTO como

$$\phi V_c = 2 \phi b d (f'_c)^{1/2}$$

$$\phi = \text{Factor de reducción de resistencia} = 0.85 \text{ de la AASHTO sección 8.16.1.2}$$

$$b = \text{diámetro de la columna} = 48 \text{ pulgadas}$$

$$d = \text{distancia de fibra compresiva al núcleo de refuerzo en el lado opuesto al miembro}$$

$$= 37 \text{ pulgadas}$$

$$f'_c = \text{resistencia compresiva del concreto} = 3,250 \text{ libras por pulgada cuadrada}$$

$$\phi V_c = 2 \times 0.85 \times 48 \times 37 \times (3250/1000)^{1/2}$$

$$= 172 \text{ kips}$$

5. ESFUERZO CORTANTE REQUERIDO PARA EL REFUERZO FUERA DE LOS EXTREMOS.

El diseño de esfuerzo cortante requerido para refuerzo a corte esta dado por AASHTO como

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 663 - 172$$

$$= 491 \text{ kips}$$

$$< 8 \phi V_c$$

Por lo tanto, de acuerdo con AASHTO Sección 8.16.6.3, el esfuerzo cortante reforzado requerido está dentro de los límites permisibles.

6. PASO DEL REFUERZO EN ESPIRAL FUERA DE LOS EXTREMOS:

Para satisfacer los requerimientos de refuerzo lateral en un miembro de compresión, de acuerdo con AASHTO Sección 8.18.2, la distancia clara entre espirales no excederá 3 pulgadas y la proporción volumétrico mínima de la espiral reforzada al núcleo del concreto esta dado por:

$$\rho_s = 0.45 (A_g/A_c - 1) f'_c/f_y$$

$$= A_v \pi (D_c - D_s) / s A_c$$

donde

$$A_g = \text{área gruesa de columna} = 1,810 \text{ pulg}^2$$

$$A_c = \text{área del núcleo medido para afuera de la espiral}$$

$$= 1,521 \text{ pulgadas cuadradas}$$

$$D_c = \text{diámetro del núcleo medido para afuera de la espiral}$$

$$= 44 \text{ pulgadas}$$

$$D_s = \text{diámetro de la espiral de refuerzo} = 0.75 \text{ pulgadas}$$

$$A_v = \text{área de la espiral de refuerzo} = 0.44 \text{ pulg}^2$$

$$s = \text{paso de la espiral de refuerzo.}$$

Por lo tanto, el paso requerido esta dado por:

$$\begin{aligned} s &= A_v f_y \pi (D_c - D_s) / 0.45 A_c f_c (A_g / A_c - 1) \\ &= 0.44 \times 60,000 \pi (44 - 0.75) / [0.45 \times 1521 \times 3250 (1810 / 1521 - 1)] \\ &= 8.5 \text{ pulgadas} \\ s &= 3.75 \text{ pulgadas (el máximo gobierna).} \end{aligned}$$

Para satisfacer los requerimientos para esfuerzo cortante, de acuerdo con AASHTO sección 8.16.6.3, el paso de espiral requerido está dado por:

$$\begin{aligned} s &= \emptyset A_v f_y d / \emptyset V_s \\ &= 0.85 \times 2 \times 0.44 \times 60 \times 37 / 491 \\ &= 3.38 \text{ pulgadas} \\ &< 3.75 \text{ pulgadas} \end{aligned}$$

Entonces, el paso máximo requerido del refuerzo es

$$s = 3.38 \text{ pulgadas}$$

7. LONGITUD DE LOS EXTREMOS DE CONFINAMIENTO

De acuerdo con AASHTOSD Sección 8.4.1 la longitud de la región limite es del largo de

- 18 pulgadas
- $H/6 = 20 \times 12/6 = 40$ pulgadas
- Diámetro de la columna = 48 pulgadas, (gobierna el mayor)

8. ESFUERZO CORTANTE DEL CONCRETO EN LOS EXTREMOS

La fuerza axial final producida en la columna por el valor final de la sobre el momento de resistencia articulada plástica está dada por:

$$\begin{aligned} P_{uL} &= - [H_C(V_{uL} + V_{uR}) - (M_{prL} + M_{prR})] / B \\ &= - [23 (579 + 663) - (5785 + 6630)] / 26 \\ &= - 1098 + 478 \\ &= - 621 \text{ kips} \\ P_{uR} &= + [H_C(V_{uL} + V_{uR}) - (M_{prL} + M_{prR})] / B \\ &= + 1098 - 478 \\ &= 621 \text{ kips} \end{aligned}$$

La fuerza axial final producida en las columnas por la carga muerta más las articulaciones plásticas son:

$$\begin{aligned} P_L &= P_D + P_{uL} \\ &= 800 - 621 \\ &= 179 \text{ kips} \\ P_R &= P_D + P_{uR} \\ &= 800 + 621 \\ &= 1421 \text{ kips} \end{aligned}$$

El valor de la fuerza axial esta dado por

$$\begin{aligned} A_g f_c / 10 &= 1810 \times 3.25 / 10 \\ &= 588 \text{ kips} \\ &> P_L \end{aligned}$$

Por lo tanto de acuerdo con AASHTOSD sección 8.4.1, el cálculo de esfuerzo cortante del concreto en la región límite de la columna izquierda debe de despreciarse debido al agrietamiento bajo cargas reversibles.

9. ESFUERZO CORTANTE REQUERIDO PARA EL REFUERZO EN LOS EXTREMOS:

Para la columna izquierda, el cálculo de esfuerzo cortante requerido del esfuerzo cortante reforzado esta dado por AASHTO como

$$\begin{aligned}\phi V_s &= V_{ul} - \phi V_c \\ &= V_{ul} - 0 \\ &= 579 \text{ kips}\end{aligned}$$

10. PASO DEL REFUERZO EN ESPIRAL EN LOS EXTREMOS:

El paso requerido de esfuerzo limitado esta dado por el valor más pequeño obtenido de AASHTOSD. Entonces, para el refuerzo $\phi=7/8''$.

$$\begin{aligned}s &= A_v f_y \pi (D_c - D_s) / 0.45 A_c F_c (A_g / A_c - 1) \\ &= 0.60 \times 60,000 \pi (44 - 0.875) / [0.45 \times 1521 \times 3250 \\ &\quad (1810 / 1521 - 1)] \\ &= 11.6 \text{ pulgadas} \\ s &= A_v f_y \pi (D_c - D_s) / 0.12 A_c F_c \\ &= 0.60 \times 60,000 \pi (44 - 0.875) / [0.12 \times 1521 \times 3250] \\ &= 8.22 \text{ pulgadas}\end{aligned}$$

Para satisfacer los requerimientos de esfuerzo cortante, de acuerdo con AASHTO Sección 8.16.6.3, el paso en espiral requerido esta dado por:

$$\begin{aligned}s &= \phi A_v f_y d / \phi V_s \\ &= 0.85 \times 2 \times 0.60 \times 60 \times 37 / 579 \\ &= 3.91 \text{ pulgadas}\end{aligned}$$

Ya que la distancia clara entre las espirales no excederá 3 pulgadas (7.5 cm), de acuerdo con AASHTO Sección 8.18.2, el paso máximo es:

$$\begin{aligned}s &= 3 + D_s \\ &= 3 + 0.785 \\ &= 3.875 \text{ pulgadas}\end{aligned}$$

VI MODELO DE EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

En este trabajo se dan los lineamientos para establecer un modelo rápido y sencillo de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. El modelo fue estructurado de forma que puede ser aplicado especialmente a zonas donde no se cuenta con información de daños sísmicos de puentes. El método se basa en la identificación de las características más relevantes influyentes en el daño que sufrirá un puente bajo la acción de un terremoto. La valoración de estas características se realiza mediante la determinación de diecinueve (19) parámetros, a los cuales se les asignó un grado de vulnerabilidad y un valor de importancia relativa tomando como base la opinión de expertos. Debido a las imprecisiones y subjetividad de las opiniones, estas se sugieren sean procesadas mediante técnicas de conjuntos difusos. Una vez calificados cada uno de los parámetros, se procede a relacionar las calificaciones de los parámetros con su valor de importancia por medio de un promedio ponderado difuso. Los resultados de esta relación corresponden al «índice de vulnerabilidad del puente».

A. CONCEPTOS GENERALES

Al ser los puentes una de las partes más importantes dentro de la infraestructura vial de un país, surge la necesidad de estudios conducentes a la valoración de su vulnerabilidad sísmica. Además no se debe ignorar que durante largos períodos de servicio, los puentes existentes pueden estar expuestos a serios problemas sísmicos y, en muchos casos, si el sismo es suficientemente fuerte, la estructura puede alcanzar incluso el colapso.

Sin embargo, los estudios de vulnerabilidad son muy recientes y, debido a su importancia, se pueden llegar a convertir en Guatemala en uno de los principales frentes de investigación de la ingeniería sismorresistente. La mayoría de los estudios de vulnerabilidad de puentes están basados en datos obtenidos de inventarios actualizados de las estructuras y de daños registrados ante efectos sísmicos de otros países; estudios que sólo son aplicables a las zonas de donde provienen los datos obtenidos. Por esta razón es muy importante proponer una metodología adaptable a regiones donde no se cuente con suficiente información sobre daños de puentes.

El objetivo principal de este trabajo es presentar una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de cada uno de los puentes de un área determinada. El método se basa en la definición de las características más relevantes de un puente que puede influir en su vulnerabilidad sísmica y, basándose en la opinión de expertos, valorar la influencia de cada parámetro. Las características citadas se han determinado mediante la determinación de diecinueve parámetros, obtenidos de estudios realizados relativos al comportamiento sísmico de puentes experiencias posterremoto, estudios de modelos existentes y opiniones de expertos. Los parámetros se clasificaron de acuerdo a cuatro condiciones de calidad a las que se les asignó un grado de vulnerabilidad determinado y, a su vez, a cada parámetro se le definió su valor de importancia. Estos grados de vulnerabilidad de peso se identificaron a partir de opiniones de expertos en diseño y construcción de puentes.

Tomando en cuenta que el modelo propuesto involucra opiniones de expertos y su posterior aplicación se basa en la respuesta de un formulario donde se califica cada parámetro, se decidió utilizar técnicas basadas en conjuntos difusos. Dentro de los conjuntos difusos se utilizó el peso

ponderado difuso como medio para el cálculo del «índice de vulnerabilidad sísmica de puentes». Este índice es la relación entre el grado de vulnerabilidad de cada parámetro y su valor de importancia.

El modelo se validó utilizando una muestra de trece (13) puentes, afectados por el sismo de Northridge del 17 de enero de 1994, y que representaban distintos grados de daño. Finalmente, la metodología propuesta fue aplicada a algunos puentes de la provincia de Barcelona, pudiéndose aplicar esta metodología a puentes de Guatemala.

B. PARÁMETROS DEL MODELO

La vulnerabilidad de los parámetros más influyentes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un puente se efectuó en base a cuatro estudios realizados:

- i. estudios sobre comportamiento sísmico de puentes
- ii. metodologías existentes de evaluación de la vulnerabilidad sísmica en puentes
- iii. experiencias posterremoto y
- iv. opiniones de expertos.

Con los primeros tres incisos anteriores se determinaron los parámetros más importantes en la vulnerabilidad sísmica de puentes y con el último inciso, opiniones de expertos, se corroboraron y complementó el trabajo realizado hasta el momento.

A continuación se expone cada uno de los cuatro estudios realizados para la definición de los parámetros que determinan la vulnerabilidad sísmica de puentes en el modelo propuesto.

1. Estudios sobre comportamiento sísmico de puentes. En los estudios de comportamiento sísmico de puentes presentados, se estudian las características estructurales de los puentes que definen su respuesta ante la acción sísmica. Así en este apartado, tan sólo se describen las conclusiones de los aspectos que son de interés en el presente trabajo. Para plasmar estas conclusiones, se estudió una pequeña pero representativa muestra de puentes en Barcelona, la cual sirvió para definir algunos de los parámetros que influyen en la respuesta dinámica de la estructura y que, por lo tanto, van a jugar un papel importante en el momento que se presente el daño en la estructura.

La muestra de puentes de los que se sacaron algunos parámetros, está compuesta de seis puentes, cuatro corresponden a estructuras que en el momento de realizar su estudio estaban muy próximas a su construcción (en planos de diseño) y dos estructuras ya existentes. Por ello, sobre las estructuras proyectadas pero sin construir se pudo realizar un análisis más completo, de tal manera que las conclusiones sirvieran para las decisiones finales en sus proyectos y construcción. En las estructuras existentes se evaluó el comportamiento de la estructura realizando el análisis dinámico que permitieron observar la influencia en la respuesta dinámica de sus elementos como, por ejemplo, las pilas, apoyos y juntas.

Los parámetros con un mayor grado de influencia respecto a la respuesta sísmica fueron los siguientes:

- existencia de articulaciones internas,
- tipo de pila,

- tipo de cimentación,
- sistema de apoyo de superestructura a subestructura,
- forma de la superestructura y regularidad longitudinal del puente.

2. Metodologías existentes de evaluaciones sísmicas de puentes. En este apartado transcribo la guía preliminar ATC-6-2 (1983) para evaluar y mejorar la resistencia sísmica de puentes existentes. Para ello se propone, básicamente, tres puntos:

- i. Proceso preliminar de clasificación para identificar los puentes que necesiten ser estudiados para ser mejorados sísmicamente.
- ii. Metodología para evaluar cuantitativamente la capacidad sísmica y la efectividad total.
- iii. Esquema de mejora sísmica y requerimientos de diseño para incrementar la resistencia sísmica de puentes existentes.

Es menester mencionar que también existen métodos de evaluación como los propuestos por Pezeshk et al. En 1993, el de Dicledi y Bruneau en 1996, el de Ren y Gaus 1996 y el de Kiremidjian y Basoz de 1997. Estos métodos se asemejan al procedimiento preliminar de clasificación ATC 6-2 es decir, se fundamentan en la calificación de un número de parámetros, considerados como los de mayor influencia en el daño que sufrirá un puente durante un sismo.

A continuación los aspectos más importantes en lo concerniente a la clasificación preliminar y algunos aspectos según las normativas del Applied Technology Council.

a) Clasificación preliminar según ATC-6-2:

Dentro de un buen programa de mejora sísmica se requiere que las estructuras puedan clasificarse adecuadamente mediante un sistema que tenga en cuenta solamente aspectos técnicos y no incluya consideraciones administrativas, económicas o políticas. En general el sistema de clasificación sísmico de puentes se utiliza como base para la selección de las estructuras que deben ser evaluadas posteriormente de forma mas detallada.

El primer paso es el inventario de los puentes, ya que a partir de él se dispondrá de la información que permita su caracterización estructural. Aunque la clasificación numérica, basada en pocos parámetros seleccionados, es, raramente, una medida totalmente satisfactoria para determinar las necesidades prioritarias, dichos parámetros proveen una forma sistemática en la consideración de las variables importantes involucradas en cualquier decisión.

Las tres grandes variables a considerar son: la vulnerabilidad del sistema estructural, la sismicidad en el sitio del puente, y la importancia del mismo. En cada una de estas tres áreas se le asigna una clasificación, peso y puntuación; acumulándose las puntuaciones para llegar a una clasificación sísmica total, de acuerdo con el siguiente procedimiento:

- Clasificación de la vulnerabilidad (rango entre 0 a 10) x peso =puntuación
- Clasificación de la sismicidad (rango entre 0 a 10) x peso =puntuación
- Clasificación de importancia (rango entre 0 a 10) x peso =puntuación
- Clasificación sísmica (100 máximo) =punt. total

La asignación de los pesos es subjetiva, sin embargo, la normativa aconseja que todos sean iguales a 3.33.

Una vez sumada las tres puntuaciones, se obtiene un valor de clasificación preliminar sísmica, correspondiendo las puntuaciones más altas a los puentes que necesitan ser estudiados detalladamente para, posteriormente, mejorarlos sísmicamente.

Para este trabajo, se eligieron algunos parámetros considerados en más de un modelo, siendo estos: tipo de estribo, tipo de superestructura, tipo de subestructura, ángulo de esviaje, tipo de cimentación de pilas y estribos, historia de mejoramiento sísmico del puente, año de proyecto, armadura de las pilas, longitud de apoyos, existencia de articulaciones internas, irregularidad en geometría y rigidez, condición de sitio potencial de licuefacción y tipo de apoyos. El valor de la aceleración máxima en el sitio del puente no se seleccionó dado que el modelo a proponer no pretende llegar hasta la evaluación del daño de la estructura.

3. Experiencia posterremoto. De lo aprendido de sismos pasados en lo referente a puentes, se pueden extraer las características que los hicieron vulnerables frente a la acción sísmica. Para ello, se escogieron cuatro sismos los cuales causaron daños significativos en los puentes los sismos analizados son: el de San Fernando en 1971, Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 y Kobe en 1995.

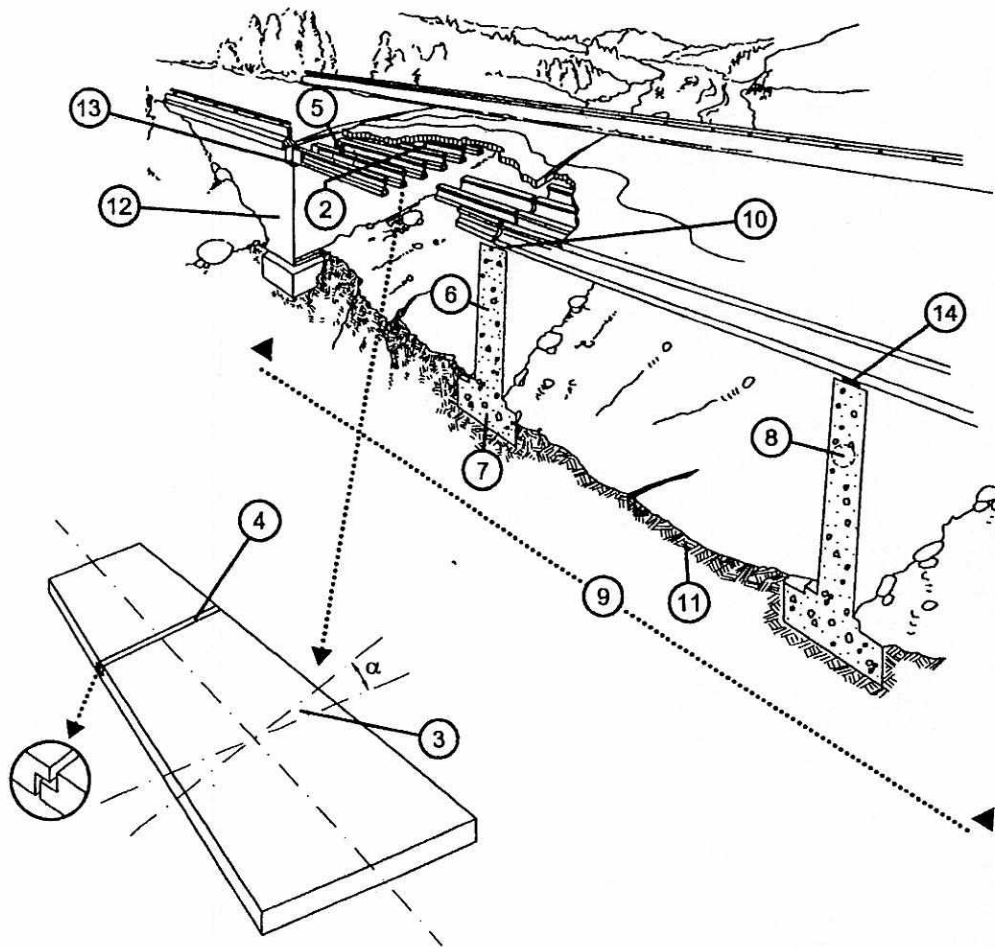
Al comparar los daños causados en los puentes por cada uno de los cuatro sismos anteriores se determinan las características (parámetros) que hicieron que estas estructuras fuesen más vulnerables frente a la acción del sismo: armadura en las pilas, especificaciones del proyecto, tipo de estribo, forma de la superestructura (ángulo de esviaje), detalle de uniones, existencia de articulaciones, longitud de apoyos y tipo de pilas.

4. Opiniones de expertos. Basados en los tres puntos citados anteriormente se realizó una primera selección de diecisiete parámetros (año de proyecto y construcción del puente, tipo de superestructura, forma de la superestructura, existencia de articulaciones internas, material de la superestructura, tipo de pila, tipo de cimentación, material de las pilas, irregularidad longitudinal en geometría y rigidez, longitud de apoyo en pilas, tipo de suelo, tipo de estribo, longitud de apoyo en estribos, tipo de almohadilla de apoyo, estado de conservación del puente, procedimiento constructivo de la superestructura y procedimiento constructivo de las pilas), los cuales se dividieron a su vez, en varias categorías y de esta manera se pidió la opinión a cincuenta expertos acerca de su consideración, grado de vulnerabilidad y valor de importancia. De los cincuenta expertos se recibieron veinticinco respuestas y con sus aportaciones, se redefinieron los parámetros a considerar, quedando finalmente diecinueve parámetros.

Los expertos en sus opiniones, consideraron que otros parámetros podrían ser importantes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes. Estos fueron analizados y reconsiderados en los propuestos, ya que muchos podían involucrarse en las categorías formuladas para cada parámetro, considerándose algunos de ellos como nuevos parámetros.

Basados en los cuatro estudios realizados, anteriormente resumidos, se seleccionaron los siguientes parámetros (*vid* figura 6.1):

- (K₁) Año de proyecto y construcción del puente
- (K₂) Tipo de superestructura
- (K₃) Forma de la superestructura
- (K₄) Existencia de articulaciones internas
- (K₅) Material de la superestructura
- (K₆) Tipo de pila
- (K₇) Tipo de cimentación
- (K₈) Material de las pilas
- (K₉) Irregularidad longitudinal en geometría o rigidez
- (K₁₀) Longitud de apoyo en pilas
- (K₁₁) Tipo de suelo
- (K₁₂) Tipo de estribo
- (K₁₃) Longitud de apoyo en estribos
- (K₁₄) Tipo de dispositivo de apoyo
- (K₁₅) Estado de conservación del puente
- (K₁₆) Procedimiento constructivo de la superestructura (concreto reforzado)
- (K₁₇) Procedimiento constructivo de las pilas (concreto reforzado)
- (K₁₈) Potencial de licuefacción
- (K₁₉) Elementos no estructurales



- | | |
|--|---|
| 1. Año de diseño y construcción del puente | 11. Tipo de suelo |
| 2. Tipo de superestructura | 12. Tipo de estribo |
| 3. Forma de superestructura | 13. Longitud de apoyo en estribos |
| 4. Existencia de articulaciones internas | 14. Tipo de aparato de apoyo |
| 5. Material de superestructura | 15. Estado de conservación del puente |
| 6. Tipo de pila | 16. Procedimiento constructivo de la superestructura (hormigón) |
| 7. Tipo de cimentación | 17. Procedimiento constructivo de las pilas (hormigón) |
| 8. Material de las pilas | 18. Potencial de licuefacción |
| 9. Irregularidad longitudinal en geometría o rigidez | 19. Elementos no estructurales |
| 10. Longitud de apoyo en pilas | |

figura 6.1 Parámetros del modelo

C. DETERMINACIÓN DE LAS CONDICIONES DE CALIDAD DE CADA PARÁMETRO

Siguiendo el mismo procedimiento realizado para la selección de estos parámetros, de cada uno de ellos se consideraron tres o cuatro condiciones de calidad. Es así como, basados en el estudio del comportamiento sísmico de puentes en las experiencias posterremoto y en la comparación de metodología existente de evaluación sísmica que involucran modelos de vulnerabilidad, se efectuó

una primera subdivisión de cada uno de los parámetros identificados. Luego cada parámetro se dividió en tres o cuatro condiciones de calidad (A,B,C,D). Por ejemplo para el parámetro que estudia la influencia del terreno sobre el cual se encuentra cimentado el puente, las divisiones impuestas fueron: A: Roca, B: Suelo granular denso o arcillas preconsolidadas rígidas, C: Arenas de densidad media (limosas), D: Arcillas medias a blandas. Para el parámetro que evalúa la influencia del tipo de superestructura las condiciones de calidad establecidas fueron: A: puentes suspendidos, atirantados y puentes de único vano cuyo sistema corresponde a losa, vigas y sistemas de tablero en losa, vigas T, vigas cajón, vigas canal (artesa), vigas en celosía, pórtico o arco, B: Puentes de dos o más vanos con superestructura en sistema pórtico o arco, C: Puentes de dos o más vanos con superestructura continua construida en sistema de losa, vigas y tablero en losa, vigas T, vigas cajón, vigas canal (forma de artesa) o viga en armadura, D: Puentes de dos o más vanos construidos en vigas simplemente apoyadas.

D. REALIZACIÓN DE ENCUESTAS A LOS EXPERTOS

Una vez identificados los diferentes parámetros que pueden influir en la vulnerabilidad de los puentes y los distintos aspectos a considerar dentro de cada parámetro, se continuó con la determinación de la calificación de cada parámetro. Para este fin se consideró la opinión de expertos en el tema.

Las opiniones fueron recopiladas mediante la realización de dos encuestas. La primera tenía como finalidad obtener las calificaciones de los parámetros, y la segunda, la determinación del valor de importancia de cada parámetro dentro de la determinación de la vulnerabilidad total del puente. Para las calificaciones de los parámetros, cada uno de ellos se dividió en tres o cuatro condiciones de calidad y, de cada uno de ellas, se preguntó el grado de vulnerabilidad que se creía era el más conveniente.

Con la finalidad de obtener información fiable en las respuestas de las encuestas, se buscaron ingenieros expertos en los temas de puentes y vulnerabilidad sísmica. No siendo tarea fácil, se decidió ampliar el ámbito de expertos fuera de España, enviando las encuestas a otros países de América como Colombia, México, Ecuador y Venezuela.

La elección de una muestra de expertos fue una tarea laboriosa y delicada, ya que se pretendía que los especialistas contaran con un buen conocimiento del tema, una adecuada experiencia en el campo de trabajo y disponibilidad en el momento de responder las encuestas. La muestra total estuvo formada por cincuenta expertos, el número de encuestas enviadas a cada uno de los cinco países fueron diferentes, dado que la base de datos de los expertos con la que se contaba en el momento de enviar las encuestas no era homogénea en cantidad de expertos por país.

Las encuestas fueron pensadas y elaboradas buscando que fueran breves, concisas y claras. Se construyeron en forma de tablas para facilitar la forma de respuesta y, al mismo tiempo, para organizar la información de tal manera que el encuestado no perdiera el sentido de la pregunta.

Las encuestas fueron, como se ha citado, dos: la primera tenía como finalidad el comparar el grado de vulnerabilidad («nada», «poco», «medianamente», «muy» y «absolutamente» vulnerable) de cada una de las clasificaciones (A, B, C, y D) para un determinado parámetro K_i y asignar a cada división un grado de vulnerabilidad; la segunda, tenía como propósito el conocer la importancia

relativa que existe entre los diferentes parámetros. En la Figura 4.2 y 4.3 se presenta el modelo de la primera y segunda encuesta para el primer parámetro.

PRIMERA ENCUESTA

PROPÓSITO DEL CUESTIONARIO: El propósito de este cuestionario es comparar el grado de vulnerabilidad de cada una de las clasificaciones A, B, C y D dentro del parámetro K_i respectivo.

INSTRUCCIONES DE LLENADO: A continuación se presenta una tabla la cual contiene los parámetros K_i que se cree influyen en la determinación de la vulnerabilidad sísmica de un puente, y sus correspondientes clasificaciones A, B, C y D. Cada una de estas clasificaciones deberá ser llenada de acuerdo a la siguiente escala de valores dado el grado de vulnerabilidad que considere para cada clasificación.

NADA Vulnerable	0
POCO Vulnerable	3
MEDINAMENTE Vulnerable	5
MUY Vulnerable	7
ABSOLUTAMENTE Vulnerable	9

$K_i =$ AÑO DE PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE	
A	Después de 1995
B	Entre 1975 y 1994
C	Entre 1968 y 1974
D	Antes de 1968

Figura 6.2 Modelo de la primera encuesta para el parámetro K_i .

SEGUNDA ENCUESTA

PROPÓSITO DEL CUESTIONARIO: La finalidad de este cuestionario es conocer la importancia relativa que existen entre los parámetros de K_i .

INSTRUCCIONES DE LLENADO: A continuación se presenta una tabla con los diecisiete parámetros solamente. Se deberá llenar cada fila con el valor que crea conveniente de acuerdo a la importancia que considere tiene el parámetro en comparación con los restantes. La escala de calificación es de 0 a 10, pudiéndose llegar a parámetros que considere igualmente importantes y por lo tanto tendrá la misma calificación.

NADA importante	0
MÁXIMA importancia	10

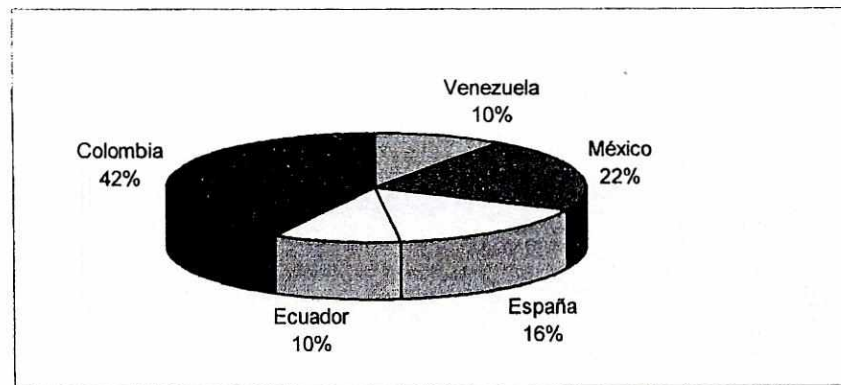
i	PARÁMETROS	CALIFICACIÓN
1	Año de Proyecto y construcción	

Figura 6.3 Modelo de la segunda encuesta para el parámetro K_i .

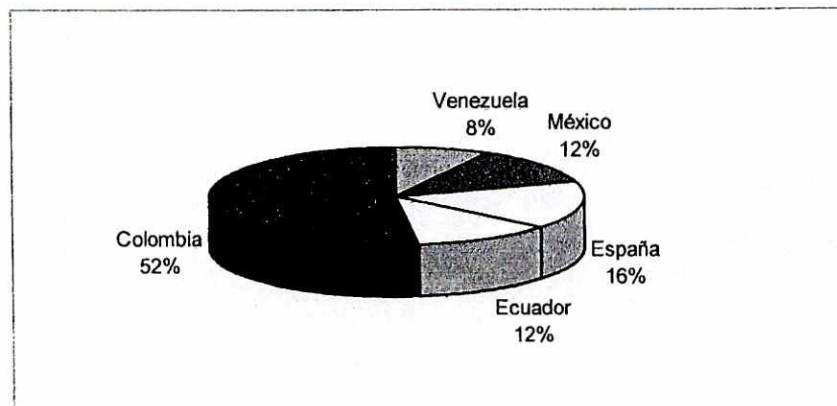
La buena aceptación de las encuestas por parte de los expertos se reflejó en el número de las recibidas y en las valiosas aportaciones que muchos de los especialistas anexaron como observaciones.

Durante algunos meses se estuvo a la espera de la respuesta y una vez recibidas las mínimas deseadas, se dio paso al procesamiento de los datos recibidos. Los datos una vez adquiridos, se tomaron en su totalidad como aceptables, dada la fiabilidad de las respuestas por parte de los expertos. De esta manera, se utilizaron todas las respuestas para construir las funciones de pertenencia necesarias para el desarrollo del modelo.

De los 50 expertos a los que se les envió las encuestas, correspondientes a cinco países, se obtuvo una buena cantidad de respuestas, 25 expertos (50%) enviaron sus opiniones. El visto bueno de las encuestas fue aceptable en todos los países, pero dado el mayor número de encuestas enviadas a Colombia, donde se obtuvo la mayor cantidad de respuestas. (*vid* Figura 6.4).



a. Distribución de la muestra total de expertos a los que se enviaron encuestas.



b. Distribución de muestra de opiniones de expertos recibidas.

Figura 6.4 Muestras de expertos

E. TRATAMIENTO DE LA INFORMACIÓN POR CONJUNTOS DIFUSOS

La primera aplicación de los conjuntos difusos en ingeniería civil se produjo en la evaluación lingüística del daño en las estructuras durante un sismo (Brown y Yao, 1983; Blockey, 1978) y, desde entonces, se han realizados numerosas investigaciones aplicando la teoría de los conjuntos difusos. El «Cálculo del daño en estructuras existentes» (Yao, 1980), representó uno de los primeros trabajos en el tema y, en él, se hace un esfuerzo para explorar la aplicación de los conjuntos difusos como una alternativa para calcular el estado de daño de las estructuras existentes.

Dado que no se contaba con información de daños en puentes ocurridos en sismos pasados, fue necesario recurrir a la opinión de expertos para obtener los datos necesarios para definir los grados de vulnerabilidad y los valores de importancia. Luego, al provenir la información de opiniones esta contiene subjetividad, imprecisiones e incertidumbres; razón por la cual una buena alternativa de manejar la información es mediante la teoría de conjuntos difusos.

1. ¿Qué son los conjuntos difusos?. La «teoría de la probabilidad», se desarrolla en el siglo XVII y a lo largo de la historia se ha venido usando ampliamente. Al contrario el concepto de conjunto difuso o «teoría difusa» lo introduce Zadeh en 1965 en un artículo sobre los «Fuzzy set», como un intento de vencer la severidad de la teoría clásica de conjuntos y poder reunir proposiciones que, por la naturaleza de lo que representan contienen incertidumbre, imprecisión, ambigüedad, generalidad, errores, aproximaciones, borrosidad. La teoría difusa es una teoría matemática, que se llama difusa porque recoge un aspecto de incertidumbre. Lo difuso es la ambigüedad que puede ser encontrada en la definición de un concepto o en el significado de una palabra. Por ejemplo, la incertidumbre en las expresiones como: «puente levemente dañado», «grieta considerable», «estructura funcionalmente obsoleta», «alta seguridad» o, «estructura poco vulnerable».

En general el lenguaje natural que usamos en ingeniería contiene gran cantidad de incertidumbre representada por la ambigüedad y la vaguedad de sus significados. La ambigüedad se asocia con la incertidumbre causada por la pobreza en la definición de las palabras y, la vaguedad se refiere a la incertidumbre originada por la pobreza de información acerca del tema que trata la palabra y, por tanto, en la multitud de significados que dicha palabra pudiese tener (kikushi y Pursula, 1998). De aquí que la razón de su utilización de la teoría de conjuntos difusos en la ingeniería civil sea tan amplia como múltiples han sido las aplicaciones en el área estructural y en la ingeniería sísmica en particular.

Los objetivos de los adjetivos que comúnmente utilizamos no son claramente especificados y, su significado, en muchos de los casos, resulta ambiguo en términos de la extensión del significado. Por ejemplo, cuando se habla de una «estructura vieja», en la cual su ambigüedad proviene del adjetivo «vieja», no se puede determinar claramente qué estructura es vieja y cuál no lo es. Las palabras son usualmente cualitativas, pero los adjetivos o predicados, como «viejo», están relacionados con la cantidad de edad. En ingeniería, especialmente, los adjetivos que describen los estados y condiciones de varias cosas están casi siempre relacionados con cantidades.

Tomando un ejemplo en el que se estudia la ambigüedad del significado de «viejo», en términos de expresión de cantidad, con un rango de edad variando entre 20 y 80 años, el grado en el cual la edad x (años) puede ser llamada «vieja» es μ ; esto es, a la edad x le corresponde el grado μ que está

entre 0 y 1 ($0 \leq \mu \leq 1$). Si el eje de las abscisas es x y el eje de las ordenadas es μ , la gráfica presentada a continuación nos expresa la ambigüedad de «viejo» en términos de cantidad.

EDAD	GRADO μ
20	0
30	.05
40	.15
50	.4
60	.8
65	.94
70	.98
80	1

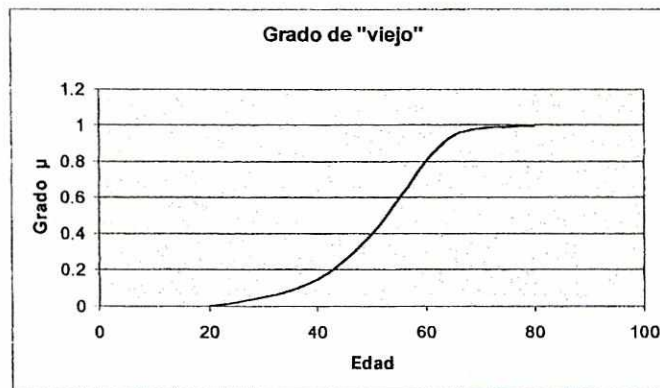


Figura 6.5 Grado de «viejo».

La cantidad en el eje horizontal del gráfico anterior es la edad transcurrida en años, es decir, es la cuantificación de la palabra y el eje vertical muestra el grado en el que una persona puede ser etiquetada como «vieja». En otras palabras, es la cuantificación del grado de ambigüedad. Esta clase de representación de una palabra se denomina cuantificación del significado. Por ello el gráfico suele ser llamado, algunas veces, el significado cuantificado, es decir, que el significado de la palabra se cuantifica sobre un rango específico; para la edad, en el caso del ejemplo, este rango es de 20 a 80 años.

Hablando en términos más simples, la «Teoría de Conjuntos Difusos» parte de la teoría clásica de conjuntos, añadiendo una función de pertenencia al conjunto μ generalmente definida como un número natural entre 0 y 1. Así, se introduce el concepto de conjunto difuso asociado a un determinado valor lingüístico, definido por una palabra, adjetivo o etiqueta lingüística A . Para cada conjunto difuso se define una función de pertenencia o inclusión $\mu_A(x)$, que representa el grado en que la variable x está incluida en el concepto representado por la etiqueta A .

Los conjuntos difusos permiten reunir objetos o sucesos por el valor de una cierta magnitud. Por ejemplo, las edificaciones para vivienda pueden ser reunidas por su edad. Así, si definimos el conjunto clásico de edificaciones viejas como las que tienen mas de 30 años, resulta que una de 29 años no sería vieja, pero otra de 31 años si que lo sería, siendo la diferencia entre ellas de tan solo

dos años. Por lo tanto, una descripción del conjunto de las edificaciones viejas en términos de conjuntos difusos parece más adecuada en este tipo de casos.

La teoría de los conjuntos difusos trabaja con la cuantificación de los significados de las palabras en gráficas, dentro del marco de trabajo de la teoría de conjuntos. Es un intento de expresar «alto» o «viejo» por medio del concepto de conjuntos. Desde un punto de vista práctico, el concepto de conjunto no es necesario para la cuantificación de la ambigüedad, pero es posible aumentar el rango de utilidad trabajando dentro del marco de trabajo de la teoría de conjuntos. Esto se debe a que la teoría de conjuntos es un concepto muy básico y esta relacionada con todos los campos de las matemáticas contemporáneas.

2. Representación de los conjuntos difusos. Si X es una colección de objetos, denotados generalmente por x , $X = \{ x_1, x_2, \dots, x_n \}$, luego un subconjunto difuso A en X es un conjunto de pares ordenados:

$$A = \{ \mu_A(x) | x, x \in X \}$$

donde $\mu_A(x)$ es llamada la función de pertenencia o grado de pertenencia (también grado de compatibilidad o grado de verdad) de x en A , es decir $\mu_A(x)$ define el grado en el cual el elemento x del conjunto X esta incluido en el subconjunto A . Es así como la función de pertenencia es la que define el conjunto difuso.

El rango de la función de pertenencia puede ser un subconjunto de números reales no negativos, aunque sea de práctica general que la función de pertenencia esté definida entre 0 y 1 como:

$$\mu_A(x): X \rightarrow \{ 1, 0 \}$$

El grado de inclusión, algunas veces, se denomina la magnitud (extend) o el grado (grade). Por ejemplo, el grado de pertenencia del elemento x en el subconjunto A se expresa mediante:

$$\mu_A(x_1) = 1, \quad \mu_A(x_2) = 0.8, \quad \mu_A(x_3) = 0.3, \quad \mu_A(x_4) = 0$$

Donde μ es la función de pertenencia, proporcionando el grado de pertenencia, un valor que varía de 0 hasta 1. El subíndice de μ , A , expresa que μ_A es la función de pertenencia de A .

3. Definición de función de pertenencia. La teoría de los conjuntos difusos define el grado en el cual el elemento x del conjunto X esta incluido en el subconjunto A mediante la llamada «función de pertenencia» (membership function), $\mu_A(x)$. Dicha función es un conjunto de números ordenados si la variable es discreta, o una función continua si no lo es. El valor $\mu_A(x)$ indica el grado en qué el valor x de la variable X está incluida en el concepto representado por la etiqueta A .

4. Concepto de variable lingüística. Se denomina variable lingüística a aquella que puede tomar por valor términos del lenguaje natural, como edad, peso, altura, daño, capacidad, vulnerabilidad... nada, poco, mucho, positivo, negativo, bueno, malo, etc., las cuales a su vez son las que hacen el papel de etiquetas en un conjunto difuso.

Aun cuando la finalidad primordial de este concepto es expresar de manera formal el hecho de que pueda asignarse como valor de una variable palabras tomadas del lenguaje natural, no obstante, a una variable lingüística podrán asignarse valores numéricos. Así, en una expresión como el «daño estructural es severo», la variable «daño estructural» debe ser entendida como una variable lingüística, pues se le asigna como valor el conjunto difuso severo, pero, además, esta variable puede también tomar valores numéricos como el índice de daño es mayor de 1.

5. Variables lingüísticas utilizadas. En el algoritmo de desarrollo para el cálculo del índice de vulnerabilidad mediante la utilización de opiniones de expertos fue necesario definir adecuadamente las variables lingüísticas para describir los diferentes grados de vulnerabilidad.

Investigaciones sobre evaluación del daño de estructuras o evaluación del estado de estructuras afectadas por el sismo, en las cuales el uso de la forma lingüística se maneja mediante teoría difusa, han servido de base para la definición de las variables utilizadas en este estudio. Estas variables lingüísticas han sido utilizadas para calificar cada una de las condiciones de calidad impuestas a cada parámetro. A su vez, se han empleado también para asociarle a cada función de pertenencia del índice de vulnerabilidad calculado un cierto grado de vulnerabilidad.

Así pues, las variables lingüísticas naturales seleccionadas para calificar los grados de vulnerabilidad son «nada», «poco», «medianamente», «muy», y «absolutamente» vulnerable. Cada variable requirió la asignación de un valor numérico, escogiéndose arbitrariamente una escala comprendida entre 0 y 9 para identificar cada grado de vulnerabilidad.

Los valores numéricos asignados a cada variable para la materialización de las encuestas fueron:

- 0 Nada vulnerable
- 3 Poco vulnerable
- 5 Medianamente vulnerable
- 7 Muy vulnerable
- 9 Absolutamente vulnerable

Posteriormente, los valores citados se representaron por medio de conjuntos difusos compuestos de valores numéricos. En esta investigación, los conjuntos difusos que representan las variables relativas al grado de vulnerabilidad, se adoptan como:

Nada	=	{1 1, 0 0}
Poco	=	{0 0, 1 3, 0 5}
Medianamente	=	{0 3, 1 5, 0 7}
Muy	=	{0 5, 1 7, 0 9}
Absolutamente	=	{0 7, 1 9}

Siendo de la forma:

$$y = \{ \mu(x) \mid x \}$$

Donde $\mu(x)$ denota el grado de pertenencia de x , definiendo x como el universo de la vulnerabilidad del puente en los conjuntos difusos.

Para la definición de las funciones de pertenencia de las variables que definen el grado de vulnerabilidad del puente se toma solamente el universo formado por los valores 0, 3, 5, 7 y 9. El involucrar más elementos en el universo ayudaría a representar mejor la cantidad de interés, no obstante, también involucraría una mayor manipulación aritmética en los cálculos. Por ello, se eligió tomar el conjunto difuso con sólo los cinco elementos citados.

6. Construcción de las funciones de pertenencia. Para la construcción de las funciones de pertenencia se aprovechó la información de las respuestas de las encuestas obtenidas de 25 expertos de cinco países: España, Colombia, Ecuador, Venezuela y México. Los valores de pertenencia se calcularon en base al número de respuestas favorables de cada clasificación particular.

Dada la subjetividad y ambigüedad de las opiniones de los expertos, muchas de las respuestas estuvieron encasilladas en los grados de vulnerabilidad de «poco» a «medianamente» vulnerable. De ahí, que las funciones de pertenencia construidas inicialmente se corrigieron de acuerdo con la forma de cálculo de un índice de vulnerabilidad sísmica expuesto posteriormente. Esta corrección involucra, a su vez, la comparación de las opiniones de los especialistas con las respuestas esperadas, de acuerdo a los estudios de comportamiento sísmico de los elementos de un puente, en cuanto al grado de vulnerabilidad de las condiciones de calidad de los parámetros. Esta comparación no se pudo realizar con todos los parámetros, pero sí con los de mayor importancia en la definición de la vulnerabilidad sísmica. De esta forma, estos valores se replantearon para la construcción de las funciones de pertenencia. Al mismo tiempo, las funciones se fueron corrigiendo en la medida que se utilizaban en el cálculo del índice de vulnerabilidad, bien de puentes reales o hipotéticos.

Corregidas las funciones de pertenencia de las calificaciones, éstas se incorporaron dentro del algoritmo para el cálculo del índice de vulnerabilidad sísmica de puentes. Como ejemplo, a continuación se presentan las funciones de pertenencia para las clasificaciones de uno de los diecinueve parámetros, el K_2 denominado «tipo de superestructura».

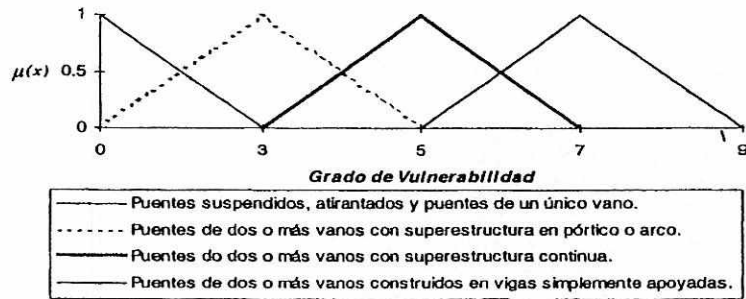


Figura 6.6 Función de pertenencia del grado de vulnerabilidad del parámetro «tipo de superestructura».

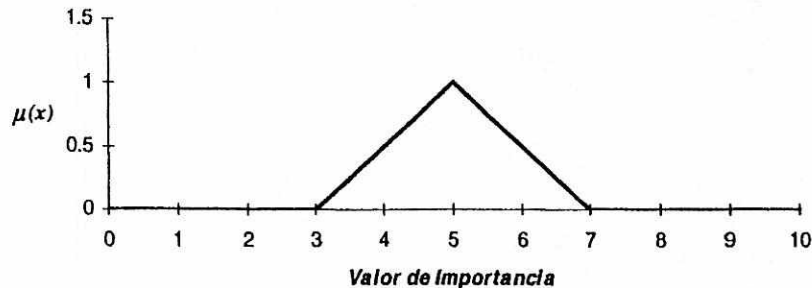


Figura 6.7 Función de pertenencia del valor de importancia para el parámetro «tipo de superestructura».

De esta manera construida y corregida las funciones de pertenencia se llegó a la definición de los grados de vulnerabilidad de las condiciones de calidad de los parámetros que influyen en la vulnerabilidad sísmica de los puentes y de sus valores de importancia, a partir de las opiniones de expertos y mediante la utilización de «conjuntos difusos».

7. Números difusos e intervalos difusos. La idea básica de un número difuso es que debe representar algún valor numérico, el cual ha sido definido imprecisamente. Sin embargo, siendo más específicos, se debe definir a los números e intervalos difusos como:

Un número difuso A es una cantidad difusa $\mu_A: \mathbb{R} \rightarrow [0,1]$

que satisface las siguientes condiciones:

- i. El número difuso A debe ser convexo. Una idea básica conectada con que un número difuso debe representar algún valor numérico determinado imprecisamente es que la función de pertenencia de un número difuso no debe tener distintos puntos máximos, es decir que los números difusos deben ser «convexos».

- ii. μ_A está normalizado. Existe un x que pertenece a los R con $\mu_A(x) = 1$ (Este punto x se denomina «valor medio» de A).

Esta definición implica que los números difusos son simplemente conjuntos difusos reales A , para los cuales los α -cortes $A_\alpha = \{x \in X; \mu_A(x) \geq \alpha\}$ son intervalos cerrados y acotados de la recta real.

8. Operaciones aritméticas con números e intervalos difusos. Además de la aritmética conectiva y de la aritmética ponderada, existe un tercer tipo de aritmética ligada a la cantidad o a los números difusos. Para calcular con números e intervalos difusos, primero se necesita la definición de las operaciones aritméticas básicas para ello. Por tanto, se aplica el principio de extensión (Zadeh 1965). Luego la suma, multiplicación y la división de dos números o intervalos difusos se determina como:

A partir de la definición de los conjuntos A y B como:

$$\begin{aligned} A &= \{\mu(i) \mid i\} \\ B &= \{\mu(j) \mid j\} \end{aligned}$$

donde $\mu(i)$ y $\mu(j)$ son los grados de pertenencia de los elementos i y j , respectivamente.

Las operaciones citadas se expresan como:

- i. Adición $A + B = \max \{ \min(\mu_A(i), \mu_B(j)) \mid [i + j] \}$
 ii. Producto $A \cdot B = \max \{ \min(\mu_A(i), \mu_B(j)) \mid [i \cdot j] \}$
 iii. División $A \oplus B = \max \{ \min(\mu_A(i), \mu_B(j)) \mid [i \oplus j] \}$

Los conjuntos difusos resultantes de estas definiciones, son siempre intervalos difusos si A y B son intervalos, y son números difusos si A y B son números difusos.

Estas operaciones aritméticas para números e intervalos difusos, generalizan las operaciones aritméticas usuales para los números reales y también las operaciones de los intervalos aritméticas. Muchas de las leyes que se cumplen para la aritmética de números reales, se generalizan a estas operaciones para intervalos difusos, aunque no todas ellas.

9. Distancia entre conjuntos difusos. Una vez realizados cálculos que incorporan operaciones como la suma, multiplicación y la división difusas se obtienen un conjunto difuso. De tal manera que para interpretar mejor lo obtenido, generalmente, se requiere transformar el conjunto difuso resultante a una expresión de lenguaje natural. Dicha transformación puede ser un proceso relativamente simple si se involucra la determinación de la distancia entre un conjunto difuso dado (resultante) y los conjuntos que representan cada una de las posibles expresiones del lenguaje natural (variables lingüísticas).

En general, la distancia entre dos conjuntos difusos A y C se puede definir utilizando diversas medidas, siendo las más frecuentes las siguientes:

- Hamming

$$\text{Distancia (A, C)} = \sum_x^n (\mu_A(x) - \mu_C(x))$$

- Euclídea

$$\text{Distancia (A, C)} = \left[\sum_x^n (\mu_A(x) - \mu_C(x))^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

- Minkowski

$$\text{Distancia (A, C)} = \left[\sum_x^n (\mu_A(x) - \mu_C(x))^w \right]^{\frac{1}{w}} \text{ con } w \in [1, \alpha]$$

10. El problema de la defusificación. Los sistemas basados en sistemas difusos, generalmente, originan resultados apoyados en sus reglas lingüísticas, que corresponden a conjuntos difusos. Pero en muchas de las aplicaciones, los resultados que se requieren son precisamente los «no difusos». Para transformar los resultados difusos en no difusos, se ha desarrollado la defusificación.

Siendo el defusificador la función que transforma un conjunto difuso, el cual normalmente corresponde a la salida de un dispositivo de inferencia difusa, en un valor no difuso. Para esta tarea existen diversos métodos, que se pueden resumir en los procedimientos siguientes:

a) Procedimiento máximo. La forma más simple es el llamado procedimiento-máximo. En él, se supone que la función de pertenencia μ_B de la salida difusa B tiene un punto máximo simple, tomando a continuación el valor de defusificación ($y_0(B)$) el argumento (abscisa) en este punto máximo:

$$y_0(B) = \arg \max \{ \mu_B(y) \mid y \in Y \}$$

No obstante, esta presunción es poco específica. Si μ_B tiene varios valores máximos, se tendrá más de un punto máximo. En estos casos, se puede empezar el proceso con el conjunto B_{max} de todos los argumentos de puntos máximos de μ_B

$$B_{max} = \{ y \in Y \mid \mu(y) = \max_{z \in Y} \mu_B(z) \}$$

La idea es que B_{max} es el conjunto de decisiones óptimas. Debiéndose, finalmente, escoger uno de ellos.

Una de las formas de escoger una decisión final es seleccionar un elemento de B_{max} aleatoriamente, de tal forma que se presupone que todos los elementos de B_{max} corresponden a decisiones igualmente buenas. La interpretación de que los puntos que están fuera de B_{max} no son

óptimos se entiende, frecuentemente, como una indicación de que $y_0(B)$ no debe corresponder a la región del borde de B_{max} preferiblemente de la mitad de ella.

Si se supone, adicionalmente, que el universo del discurso Y de la variable de salida v , es un conjunto de números, $Y \subseteq \mathbb{R}$, otra propuesta es tomar el valor medio de B_{max} . En el caso de que B_{max} sea un conjunto finito, el valor medio vendrá dado por:

$$Y_0(B) = \frac{1}{N} \sum_{y \in B_{max}} y$$

siendo N , el número de elementos de B_{max} (cardinal). Pero se debe tener cuidado aquí, ya que un valor medio de B_{max} puede ser decisión preferible en el caso que B_{max} sea un intervalo en Y , pero siempre se debe reflexionar sobre la decisión finalmente tomada.

b) Centro de gravedad. Otra desventaja de cualquier tipo de procedimiento máximo es que se ignora toda la información concerniente a la función de pertenencia μ_B fuera de B_{max} . Una forma de considerar toda la función de pertenencia es utilizar el procedimiento del centro de gravedad (COG), el cual corresponde a una estrategia de valor medio. Este valor, que determina $y_0(B)$, se toma como la media de los pesos de todo el $supp(B)$ (los argumentos del conjunto difuso cuyas funciones de pertenencia son mayores que cero) como:

$$y_0(B) = \frac{1}{card(B)} \sum_{y \in B_{max}} y \mu_B(y)$$

siendo $card(B)$ la suma de las funciones de pertenencia $\mu_B(y)$.

F. EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DIFUSO

Una vez procesada la información como conjuntos difusos las aritméticas difusas se emplearon para relacionar las calificaciones de cada parámetro y sus respectivos valores de importancia, por medio del «peso promedio». Y de esta manera ésta expresión fue utilizada como un «índice de vulnerabilidad sísmica de puentes», con la cual se pueda evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes y ; que se expresa como:

$$I.V._j = \frac{\sum_{i=1}^{19} W_i K_i}{\sum_{i=1}^{19} W_i}$$

Donde $I.V._j$ es el índice de vulnerabilidad sísmica del puente j , K_i es una medida del grado de vulnerabilidad de la categoría del parámetro i . Los valores W_i son una medida de la opinión de la importancia asociada al parámetro i respecto a los demás parámetros.

G. ALGORITMO PARA CALCULAR EL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

El cálculo del peso promedio difuso para la evaluación del índice de vulnerabilidad sísmica de puentes se realizó de la siguiente forma:

- i) Traslación de la variable de calificación de cada una de las condiciones de calidad de los diecinueve parámetros a conjuntos difusos, mediante la definición de las correspondientes funciones de pertenencia. Estas funciones se construyeron a partir de las opiniones de expertos.
- ii) Conversión de las variables de importancia de cada parámetro a conjuntos difusos mediante las funciones de pertenencia. De igual manera que en el punto anterior, estas funciones de pertenencia se elaboraron en base a la opinión de expertos.
- iii) Combinación de las variables de calificación y las variables de importancia difusas para obtener un conjunto difuso que represente el sistema completo, mediante la expresión en la sección 6.6. Esta combinación da como resultado un conjunto difuso llamado «índice de vulnerabilidad».
- iv) Transformación del conjunto difuso resultante, «índice de vulnerabilidad», a una expresión lingüística como «nada», «poco», «medianamente», «muy», y «absolutamente» vulnerable. La transformación de un conjunto difuso a una expresión lingüística natural es un proceso relativamente simple, el cual involucró la determinación de la distancia del conjunto difuso resultante a cada uno de los conjuntos difusos que representan las expresiones lingüísticas citadas. La mínima distancia entre el conjunto difuso resultante y los conjuntos difusos que representan las variables lingüísticas, es la expresión lingüística a la que se le asocia el índice de vulnerabilidad calculado.
- v) Asociación a la variable lingüística del índice de vulnerabilidad calculado de un valor numérico no difuso. Esto se ha hecho mediante el proceso de defusificación.

H. FORMA DE APLICACIÓN DEL MÉTODO

Para la aplicación del modelo, es necesario contar con el inventario previo de la muestra de puentes. Este inventario se realiza mediante el «formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes». El formulario contiene todos los parámetros necesarios para la determinación del índice de vulnerabilidad del puente respectivo. Solamente se requiere que el evaluador asigne a cada parámetro su respectiva calificación. Una vez obtenidas todas las calificaciones (A, B, C y D) de cada uno de los diecinueve parámetros analizados del puente, se procede al cálculo del «índice de vulnerabilidad» I.V.

El formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica constituye una descripción completa de los datos necesarios para obtener el «índice de vulnerabilidad». Sobre la base de la experiencia de los expertos y al estudio de los autores del método, como se expuso anteriormente,

se han identificado diecinueve parámetros, considerados los más relevantes e influyentes en el daño que sufrirá un puente sujeto a la acción sísmica. Algunos de estos parámetros son puramente subjetivos, mientras que los restantes se obtienen a partir de mediciones o cálculos simplificados que aseguran versatilidad y agilidad a la evaluación del «índice de vulnerabilidad». Cada parámetro se clasifica en el formulario mediante una escala de A a D en forma decreciente, conforme la calidad del parámetro vaya también decreciendo.

Para la construcción del formulario se tomó como base algunos ya existentes para inventarios de puentes y, a partir de ellos y de los datos necesarios para el cálculo del índice de vulnerabilidad, se construyó el formulario de levantamiento sísmico de puentes. El formulario se desarrolla en dos partes. En la primera, se detalla la información general de los puentes, tal como su denominación, la localización geográfica, la carretera soportada por el puente, la carretera que cruza bajo el puente, el propietario, el tipo de paso, los ensanches, las ampliaciones y lo más importante, la calificación de los parámetros que influyen en su vulnerabilidad. La segunda parte del formulario corresponde a los «comentarios», y se elaboró con la finalidad de servir de guía en la respuesta a las preguntas del formulario.

Se intenta que el formulario sea fácil de cumplimentar, partiendo de datos de inventarios existentes o de información que pueda adquirirse fácilmente a partir de la inspección visual del puente. En la figura 6.8 se presenta parte del formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes.

FORMULARIO DE LEVANTAMIENTO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES	
DATOS GENERALES	
1. LOCALIZACIÓN	
Denominación _____	
P.K. _____	
Coordenadas x _____ y _____	
Termino Municipal _____	
Departamento: _____	
Población anterior _____	
Población posterior _____	
Propietario _____	:

EVALUACIÓN PARÁMETROS ÍNDICE DE VULNERABILIDAD	
1. AÑO DE PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE	
Después de 1995.....	A []
1975 y 1994.....	B Entre []
1968 y 1974.....	C Entre []
de 1968	D Antes []
2. TIPO DE SUPERESTRUCTURA	
Suspendidos, puente atirantados, puentes de un único vano	A Puentes []
De dos o más vanos en sistema pórtico o arco	B Puentes []
De dos o más vanos con superestructura continua	C Puentes []
De dos o más vanos en vigas simplemente apoyadas	D Puentes []
3. FORMA DE LA SUPERESTRUCTURA	
Rectos (cero grados de esviaje)	A Puentes []
Esviados menos de veinte grados	B Puentes []
Esviados entre veinte y cuarenta y cinco grados	C Puentes []
Con ángulo de esviaje mayor a cuarenta y cinco grados	D Puentes []
Puentes curvos.....	[]

Figura 6.8 Parte del formulario de levantamiento de la vulnerabilidad sísmica de puentes.

I. PROGRAMA «ÍNDICE» PROPUESTO PARA LA EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

Construidas las funciones de pertenencia para cada una de las tres o cuatro clasificaciones de cada uno de los parámetros y determinadas las funciones de pertenencia de los valores de importancia, se calculó el «índice de vulnerabilidad» utilizando la expresión de peso promedio difuso de la ecuación dada en el capítulo VI sección F de éste trabajo.

El cálculo de este índice involucra una serie de operaciones aritméticas con conjuntos difusos como la suma, la multiplicación y la división. A su vez, en la transformación de los conjuntos difusos a una variable lingüística se incorpora el cálculo de la distancia mínima entre conjuntos difusos, todo ello sin obviar el control que se debe realizar a cada operación aritmética para que cumplan con la propiedad de convexidad y normalización. Se elaboró un programa de cálculo denominado «ÍNDICE» con el fin de incorporar todas las operaciones necesarias para el cálculo del peso promedio difuso definiendo el índice de vulnerabilidad. Las funciones de pertenencia, ya

construidas, se convierten en la base de datos del programa y con la respuesta al formulario de levantamiento del puente, se escogen las funciones respectivas y se realiza el cálculo del índice.

El programa «ÍNDICE» deberá estructurarse en tres módulos básicos y una base de datos (*vid.* Figura 6.9). Los tres módulos son: i) Inicialización del análisis, ii) Evaluación del índice de vulnerabilidad y iii) Análisis de los resultados. Estos módulos se alimentan a partir de la base de datos que contiene los datos de los puentes y las funciones de pertenencia requeridas para el cálculo del índice de vulnerabilidad. A continuación, se expone brevemente el algoritmo desarrollado a partir de estos tres módulos:

a) Inicialización del análisis.

En este módulo se define la muestra del puente a trabajar.

b) Evaluación del índice de vulnerabilidad para el puente P (j).

El cálculo del «índice de vulnerabilidad» está incorporado en este módulo. Aquí se lee el formulario de levantamiento del puente P (j), y se hacen las respectivas operaciones aritméticas difusas necesarias para calcular el índice de vulnerabilidad. Efectuada cada operación, el programa controla que se cumplan las propiedades de convexidad y normalización. En caso de no cumplirse, se corrige la función antes de continuar con los siguientes cálculos.

Este módulo está alimentado a partir de la base de datos que contiene los resultados del formulario de levantamiento de cada puente de la muestra, las funciones de pertenencia de cada una de las calificaciones de los diecinueve parámetros y las funciones de pertenencia de sus pesos.

En el momento que el programa lee los datos del puente P (j), selecciona las funciones de pertenencia respectivas a las calificaciones asignadas a cada parámetro.

c) Análisis de resultados del puente P (j).

Una vez se ha calculado el índice de vulnerabilidad sísmica del puente P (j) mediante la ecuación 1, éste corresponde a un conjunto difuso y se expresa mediante una función de pertenencia. Razón por la cual es interesante y necesario interpretar el resultado obtenido para que así sea de fácil manejo y uso posterior. Este proceso dentro de la teoría de los conjuntos difusos se llama defusificación. El programa tiene dos opciones para realizar este proceso, una es transformar el conjunto difuso en una variable lingüística natural como «nada», «poco», «medianamente», «muy», y «absolutamente» vulnerable. Esto se efectúa por medio de la mínima distancia entre el conjunto difuso de índice de vulnerabilidad y los conjuntos difusos de grados de vulnerabilidad. La segunda opción del programa, es asignarle un valor numérico al conjunto difuso calculado. Esto lo hace el programa escogiendo el valor máximo de la función de pertenencia, es decir el valor de abscisa que le corresponde una ordenada de valor 1.

Este módulo requiere de la base de datos, la cual contiene las funciones de pertenencia de los diferentes grados de vulnerabilidad («nada», «poco», «medianamente», «muy», y «absolutamente» vulnerable).

d) Base de datos.

En lo referente a la base de datos, el programa necesita de la respuesta de los formularios de levantamiento de cada uno de los puentes de la muestra. A su vez, el programa requiere leer funciones de pertenencia tanto de las calificaciones de los parámetros como de sus valores de importancia. Las funciones de pertenencia de los pesos o valores de importancia permanecen constantes a lo largo del cálculo del índice de vulnerabilidad de varios puentes. Las funciones de pertenencia de las calificaciones de los parámetros varían de acuerdo a la respuesta del formulario del puente en cuestión.

El formulario contiene todos los parámetros necesarios para la determinación del índice de vulnerabilidad, tan solo se requiere que el evaluador asigne a cada parámetro su respectiva calificación. Una vez obtenidas todas las calificaciones (A, B, C y D) de cada uno de los diecinueve parámetros analizados del puente, se procede a incorporar estos datos al programa «INDICE», mediante el cual cada una de las funciones de pertenencia de los parámetros se acumulan ponderadamente.

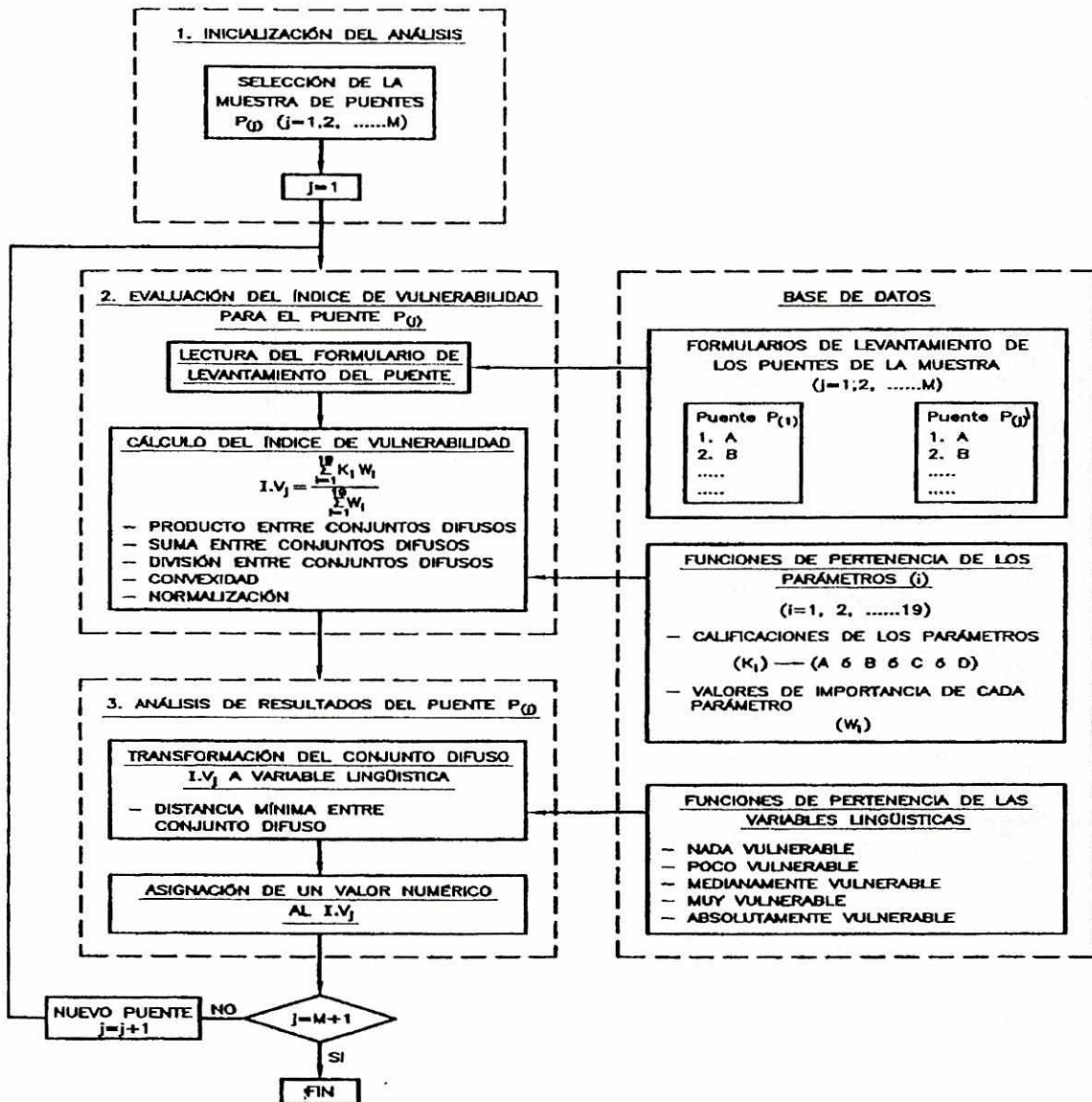


Figura 6.9 Algoritmo del programa «ÍNDICE».

J. CONSIDERACIONES SOBRE EL CÁLCULO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

En este trabajo se ha expuesto un modelo para calcular la vulnerabilidad sísmica de puentes a gran escala y se ha presentado el desarrollo de la metodología propuesta en todas sus facetas. Las principales observaciones y conclusiones son:

- El método propuesto constituye una descripción completa de la información necesaria para obtener un cuantitativo de la vulnerabilidad sísmica de puentes llamado «índice de vulnerabilidad». El cálculo del índice se basa en la identificación de diecinueve parámetros,

considerados los más relevantes e influyentes en el daño que pudiese sufrir un puente bajo la acción de un terremoto. Definiendo el «índice de vulnerabilidad» como la relación existente entre el grado de vulnerabilidad de cada parámetro y su respectivo valor de importancia.

- Debido a que el modelo considera la opinión de expertos, para definir tanto el grado de vulnerabilidad de los diecinueve parámetros como el valor de importancia de cada parámetro, dentro del cálculo de vulnerabilidad total del puente, se decidió trabajar con conjuntos difusos, los cuales consideran y manejan de la mejor forma posible la subjetividad e imprecisión de las respuestas de los especialistas. De esta manera el «índice de vulnerabilidad» propuesto, se calcula a través de un peso promedio difuso, el cual relaciona la medida del grado de vulnerabilidad de cada parámetro y sus respectivos valores de importancia. Al provenir los resultados de las encuestas de opiniones de expertos, era de esperar que estos resultados fueran subjetivos y con incertidumbres y ambigüedades.
- El modelo busca ser de un ámbito de aplicación general; sin embargo su utilización en España y América deben tener en cuenta condiciones de calidad particulares impuestas en unos pocos parámetros. Esto se ideó desde el principio y, por ello, al categorizar cada parámetro, se buscó que fuera factible su utilización en cualquier parte. Sin embargo, el primer parámetro definido «año de especificación de proyecto y construcción» del puente, varía de acuerdo a la normativa del país donde corresponda dicho puente. Por ello, éste fue el único parámetro al que se aplicaron dos tipos de clasificaciones, una para España y otra para los países de América en general.
- Los parámetros considerados imprescindibles en el momento de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente, según las funciones de pertenencia, son el K_1 (año de proyecto y construcción del puente), K_3 (forma de la superestructura), K_4 (existencia de articulaciones internas), K_9 (irregularidad longitudinal en geometría o rigidez), K_{10} (longitud de apoyo en pilas), K_{11} (tipo de suelo), K_{13} (longitud de apoyo en estribos) y K_{15} (estado de conservación del puente).
- Con el modelo propuesto, se obtiene un calificativo lingüístico y numérico del índice de vulnerabilidad de un puente además de contarse con la función de pertenencia de dicho «índice». El modelo califica al puente entre «nada», «poco», «medianamente», «muy», y «absolutamente» vulnerable. A su vez, le asigna un valor de 0 a 9 del índice de vulnerabilidad, además de la función de pertenencia.
- En la mayoría de los casos los datos necesarios para aplicar el modelo pueden obtenerse de los inventarios existentes en las administraciones de carreteras del país en cuestión. Es así, como el método propuesto es de fácil aplicación a partir de pocos datos asequibles de obtener en un puente concreto.
- El modelo propuesto es una buena herramienta para ser utilizado a gran escala. Con los resultados del modelo, se puede obtener una primera aproximación de la vulnerabilidad de los puentes de una región y, de esta manera los resultados pueden utilizarse para identificar los puentes más necesitados de atención inmediata. Al mismo tiempo, se pueden estimar

qué puentes requieren un estudio más detallado para identificar exactamente el tipo de tratamiento que requiere con urgencia.

- Los resultados que se puedan obtener al aplicar el método a un área urbana o una región determinada, son una buena herramienta para incorporar en los programas de planificación de sistemas de transporte o bien para programas de atención de emergencia en casos de terremoto; ya que el modelo ofrece un estudio preliminar de la vulnerabilidad sísmica de los puentes, definiendo qué puentes corresponden a los más vulnerables.

K. EJEMPLO DE APLICACIÓN

Como ejemplo para la aplicación del método propuesto se presenta el estudio realizado sobre el puente McBean Parkway Overcrossing en la ciudad de Newhall al Noroeste de Los Ángeles y a unos 16km del epicentro del sismo de Northridge. Este puente fue diseñado en 1967, y tiene una longitud de 86.2 mt siendo la superestructura en sección mixta concreto-acero.

Hecho el inventario por medio de levantamientos existentes del puente se procedió al análisis de su vulnerabilidad resultando «poco vulnerable» con «índice de vulnerabilidad» igual a 3.55 y con una función de pertenencia como se muestra en la figura 6.11.

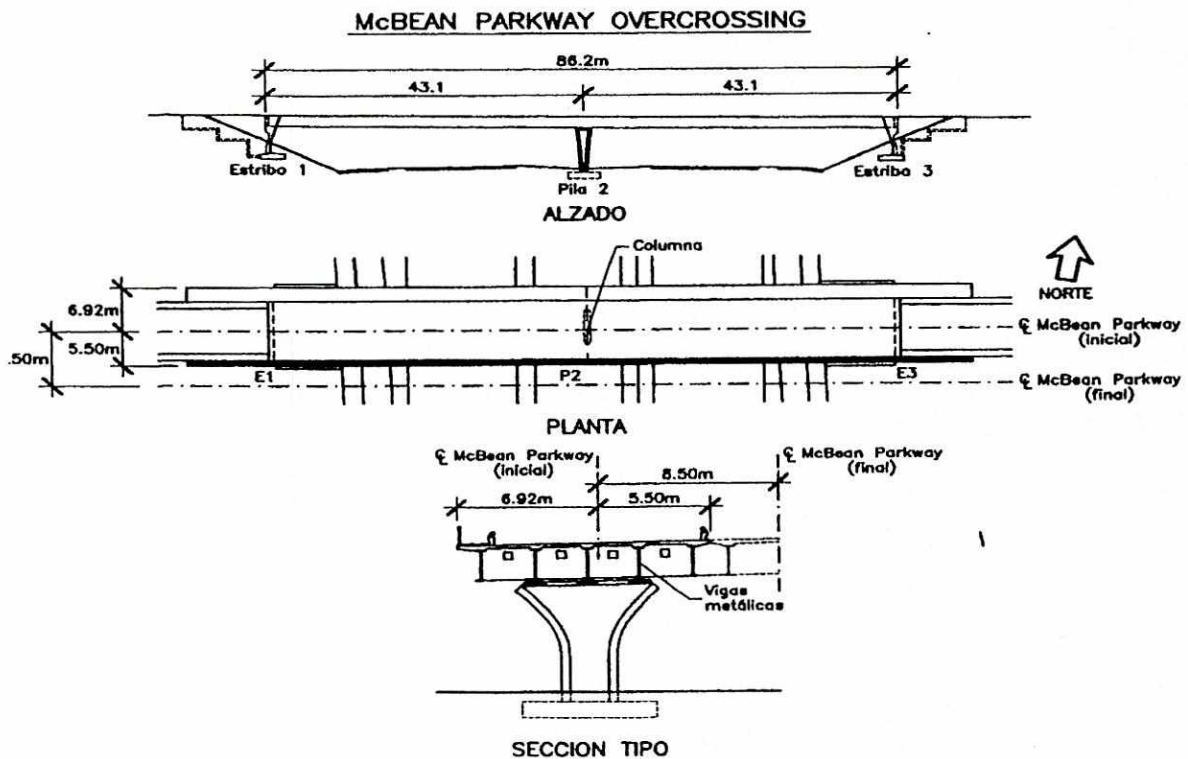


Figura 6.10 Detalles del puente McBean Parkway Overcrossing.

Este grado de vulnerabilidad calculado se corrobora con el daño presentado durante el sismo de Northridge, en el cual el puente sufrió un nivel de daño clasificado como «menor».

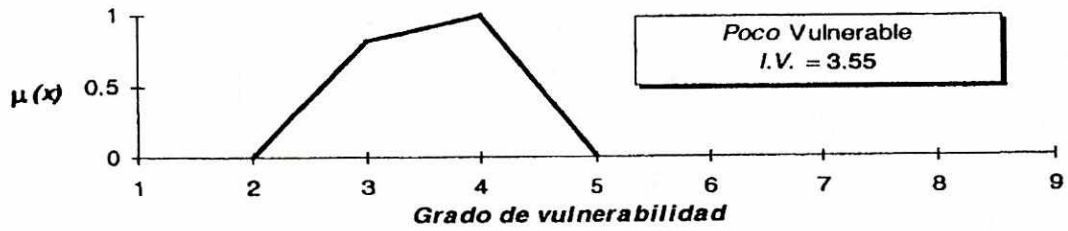


Figura 6.11 Función de pertenencia del grado de vulnerabilidad para el puente.

VII CONCLUSIONES

Los puentes están relacionados con el progreso de un país y los mismos están destinados a cambiar el aspecto físico de nuestras ciudades; consiguientemente, hay una necesidad de aumentar el número de puentes existentes y esto, debido a la topografía tan agreste de Guatemala. Si nuestras comunidades desean progresar y sobrevivir, deberá permitírseles comerciar libremente sus productos, lo que se logra fluyendo por medio de carreteras que conlleva la construcción de puentes. Por su índole y estructura los puentes se diferencian fundamentalmente de las edificaciones corrientes, por eso éste trabajo expone el tema pasando por el marco histórico de lo que son los puentes y ver cuan distintas han sido las soluciones dadas por los ingenieros, y del cúmulo de conocimiento hasta que se definieron las cargas para su diseño a principios del siglo XX. Se dio un especial énfasis al diseño sísmico de los puentes y al método propuesto para evaluar su vulnerabilidad ante tales eventos, arribando a las siguientes conclusiones:

- i. En la carga viva de puentes para obviar la dificultad de tener que analizar combinaciones complejas de vehículos, los códigos recurren a cargas equivalentes convencionales que tratan de cubrir conservadoramente las condiciones más desfavorables del tráfico.
- ii. Los puentes son más susceptibles a los efectos de la interacción suelo-estructura que otro tipo de estructuras. Las respuestas dinámicas al movimiento del terreno son difíciles de predecir sobre todos en puentes de luz grande o puentes largos, como consecuencia de movimientos asincrónicos en los diferentes apoyos por los efectos de viaje de las ondas sísmicas.
- iii. Como filosofía de diseño sísmico, los reglamentos obligan a estructuras de puentes y sus componentes críticos a limitar la ductilidad, este tipo de acciones estructurales intentan limitar la respuesta inelástica a niveles consistentes en daños estructurales reducidos.
- iv. La probabilidad de que en la realidad se excedan las cargas estándares de un código como AASHTO no es despreciable y habrá de tomarse en cuenta. Por ejemplo en países como México se ha observado una tendencia al aumento del peso del vehículo, excediendo alarmantemente las cargas estándar, solamente la carga estándar más pesada no se excedió durante el lapso que se realizaron las mediciones. Se sugiere para Guatemala llevar control del peso de los vehículos por medio de básculas.
- v. En puentes cortos es crítica la posición de un solo vehículo particularmente pesado, el cual se representa como una serie de cargas concentradas en el puente, que coinciden con los ejes de las ruedas del vehículo.
- vi. El diseño de puentes implica la consideración de diversas acciones particulares, como pueden ser las fuerzas horizontales debidas al arranque y frenado de los vehículos o a la fuerza centrífuga en puentes curvos; también, en zonas costeras es importante considerar la carga de impacto de escombros flotando por los ríos; así como las cargas de levantamiento por flotación de las pilas, esta es una precaución específica que deberá estudiarse en las normas nacionales.

- vii. En Guatemala para el diseño sísmico de puentes se sugiere adoptar las recomendaciones de AASHTO SEISMIC DESIGN.
- viii. El método propuesto para calcular el «índice de vulnerabilidad sísmica» es una descripción completa de la información para obtener un valor numérico. Este se basa en la identificación de diecinueve parámetros, considerados los más relevantes e influyentes en el daño que pudiese sufrir un puente bajo la acción de un sismo.
- ix. Para el cálculo del índice de vulnerabilidad sísmico se utiliza la teoría de conjuntos difusos (Fuzzy Set), esta es una teoría matemática que es parte de la teoría clásica de conjuntos pero en ella se abarca el aspecto de incertidumbre, o sea que representa algún valor numérico el cual ha sido definido imprecisamente.
- x. El modelo para el cálculo del índice de vulnerabilidad pretende ser de un ámbito de aplicación general; sin embargo, por haberse utilizado en España deberá tenerse en cuenta las condiciones de calidad particulares del lugar en donde se aplique el método. Así por ejemplo, el parámetro definido como «año de especificación de proyecto y construcción» del puente varía de acuerdo a las normas de diseño del país. El modelo propuesto es una buena herramienta para utilizarse a escala regional, por lo que se sugiere para Guatemala elaborar un inventario de los puentes más necesitados de atención inmediata definiendo el índice de vulnerabilidad sísmico como una primera aproximación, para posteriormente elaborar un estudio más detallado y definir el tipo de tratamiento que requieren.
- xi. Este trabajo intenta servir de instrumento para nuevos estudios en el campo de la vulnerabilidad de puentes existentes y se sugiere tratar de conseguir mecenazgo con instituciones dedicadas a la prevención de desastres en nuestro país, ya que al lado de las fuentes mencionadas se hace necesario la recopilación de un inventario como base de datos que podrán ser ellos mismos futuros trabajos de investigación.
- xii. A los numerosos ingenieros que hoy en día tiene que proyectar puentes en Guatemala, este trabajo puede indudablemente prestarles valiosos servicios.

VIII BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO, Interim Revisions. 1999. *Standard Specifications for Highway Bridges*. Estados Unidos de América: American Association of State Highway and Transportation Officials, 16th Edition.
2. Gómez, Consuelo; Sergio Oller y Alex Barbat. 2002. «Evaluación del daño sísmico en puentes de bormigón armado» *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Universidad Politécnica de Cataluña, España 18(2): 309-329.
3. Kim, Robert H. y Jai B. Kim. 2001. *Bridge Design for the Civil and Structural Professional Engineering Exams*. Estados Unidos de América: Professional Publications, Inc. 64 págs.
4. Maldonado, Esperanza; Joan Ramon Casas y José Antonio Canas. 2002. «Aplicación de los conjuntos difusos en la evaluación de los parámetros de vulnerabilidad sísmica de puentes» *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Universidad Politécnica de Cataluña, España 18(2): 209-226.
5. Maldonado, Esperanza; Joan Ramon Casas y José Antonio Canas. 2001. «Modelo de evaluación del índice de vulnerabilidad sísmica de puentes basado en Conjuntos Difusos» *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*. Escuela Superior Politécnica del Ejército, Quito Ecuador 6(1): 77-102.
6. Maldonado, Esperanza; Joan Ramon Casas y José Antonio Canas. 2000. «Utilización de los conjuntos difusos en modelos de vulnerabilidad sísmica» *Monografías de Ingeniería Sísmica*. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Editor Alex Barbat. Barcelona, España.
7. Melli Piralla, Roberto. 2000. *Diseño Estructural*. México: Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores. 596 págs.
8. Taylor, Frederick; Sanford Thompson y Edward Smulski. 1955. *Reinforced Concrete Bridges*. Estados Unidos de América: John Wiley & Sons, Inc. 456 págs.
9. Tonia, Demetrios E. 1995. *Bridge Engineering*. Estados Unidos de América: McGraw-Hill, Inc. 470 págs.
10. Trujillo Orozco, José Eusebio. 1993. *Diseño de Puentes*. Colombia: Ediciones UIS. 363 págs.
11. Williams, Alan. 1995. *Seismic Design of Buildings and Bridges*. Estados Unidos de América: Engineering Press, Inc. 438 págs.

IX APÉNDICE. GLOSARIO

- **Análisis modal:** Análisis computarizado por el cual se determinan las fuerzas sísmicas, basado en una respuesta teórica de la estructura para varios modos de vibración.
- **Atenuación:** Reducción de la amplitud en una onda sísmica debido a la disipación de energía a lo largo de grandes distancias con el tiempo.
- **Corte basal:** Fuerza cortante total que actúa en la base de la estructura.
- **Creep:** Deflexión o movimiento periódico muy lento diferido en el tiempo que muestra el concreto reforzado
- **Ductilidad:** Capacidad de deformarse sin fractura en el rango inelástico, que presentan algunos materiales.
- **Efecto P-delta:** Cuando un edificio en su configuración vertical lateralmente deflectada esta sujeto a una carga vertical, debido a la carga vertical P y a la deflexión lateral delta, introduce una deflexión lateral adicional.
- **Elasticidad:** Capacidad de un material de retornar a su forma o condición original después de que la carga que lo desplaza es removida.
- **Esfuerzo:** Magnitud de una fuerza por unidad de área.
- **Espectro:** Gráfico en el cual se plotea la respuesta máxima a un terremoto con respecto al período natural y el amortiguamiento de una estructura o un elemento.
- **Fatiga:** Estado que presentará un material después de estar sometido a esfuerzos de forma repetida, por encima de su límite de tenacidad.
- **Fluencia:** Fenómeno que se caracteriza porque un material sufre grandes deformaciones al ser sometido a un esfuerzo constante antes de producirse la falla del mismo. Como es el caso del acero de refuerzo.
- **Límite de tenacida:** Es la capacidad del material para resistir una carga de energía hasta que sobrevenga la ruptura.
- **Marcos embreizados:** Estructuras que son dependientes de puntales o breizas diagonales para la estabilidad y la capacidad de resistir cargas laterales.
- **Ortotrópico:** Son los sistemas estructurales y los materiales cuyas propiedades elásticas son las mismas en todas las direcciones.

