



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

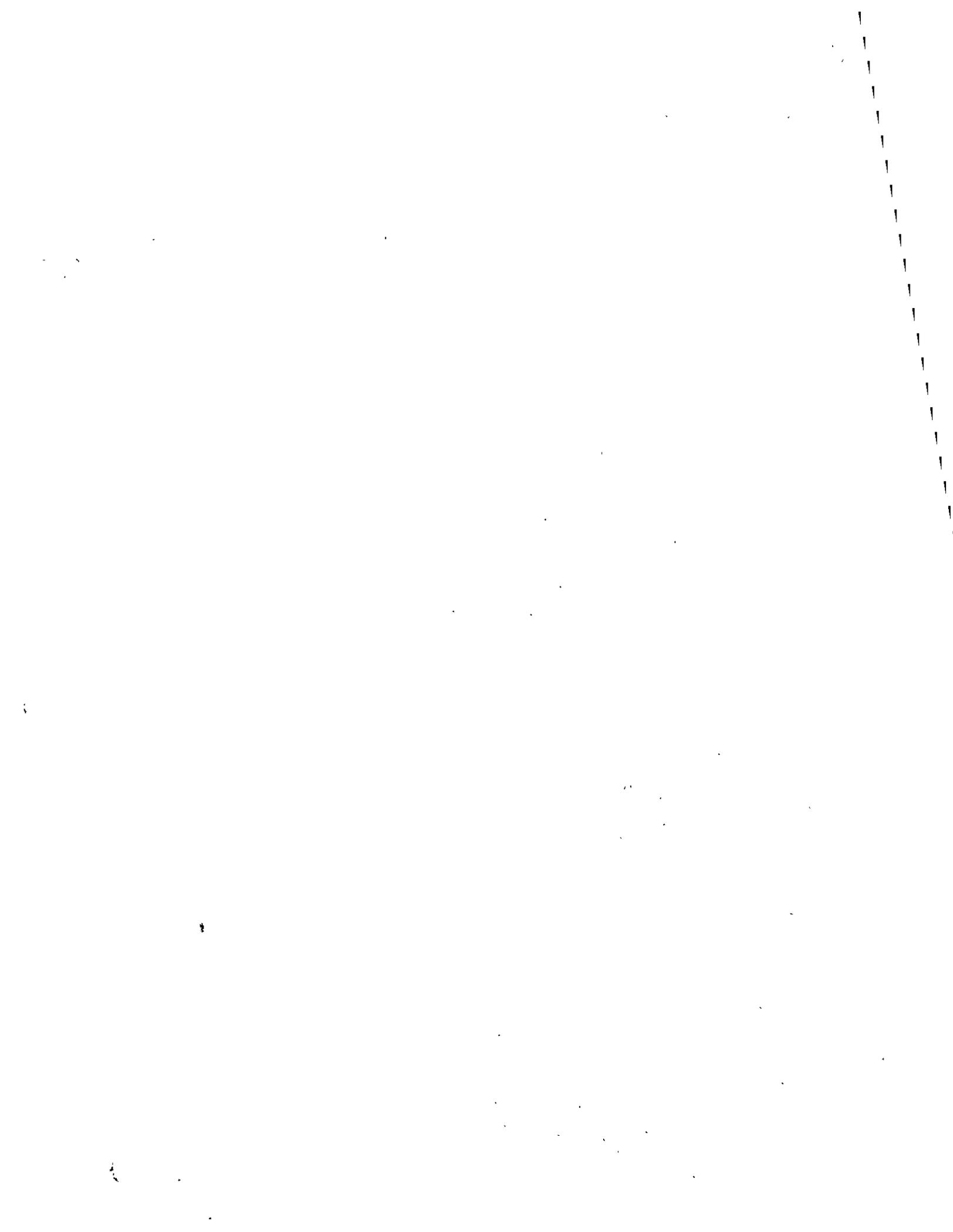
Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

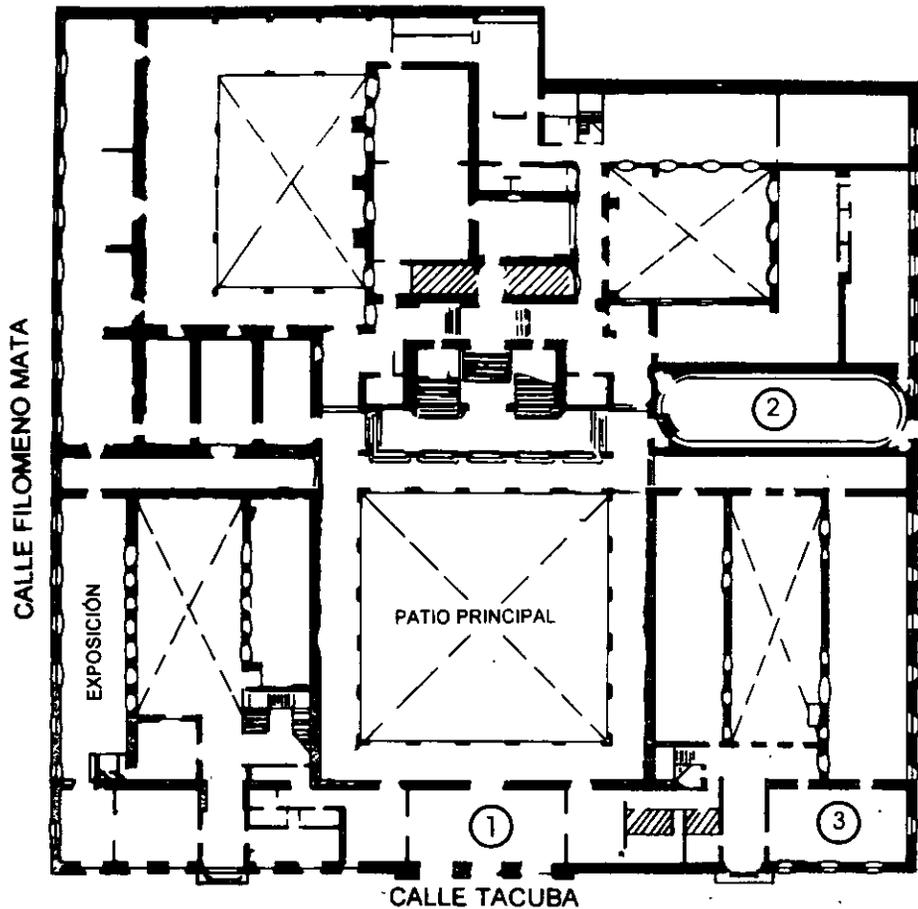
Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

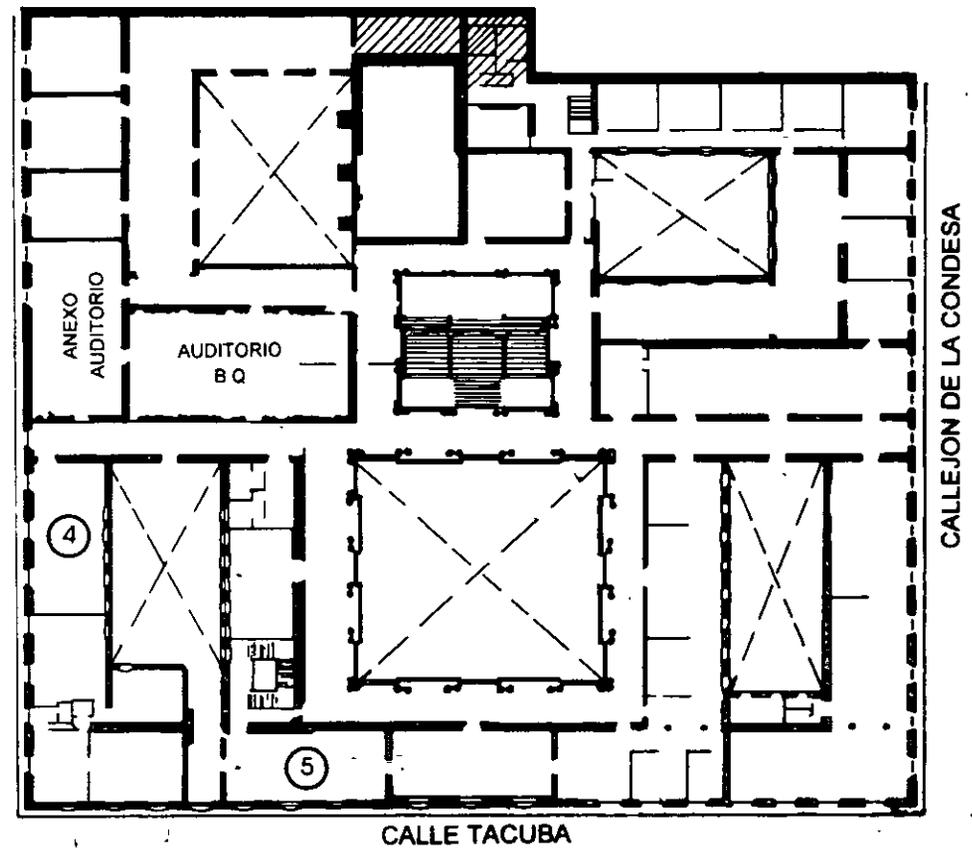
**Atentamente
División de Educación Continua.**



PALACIO DE MINERIA

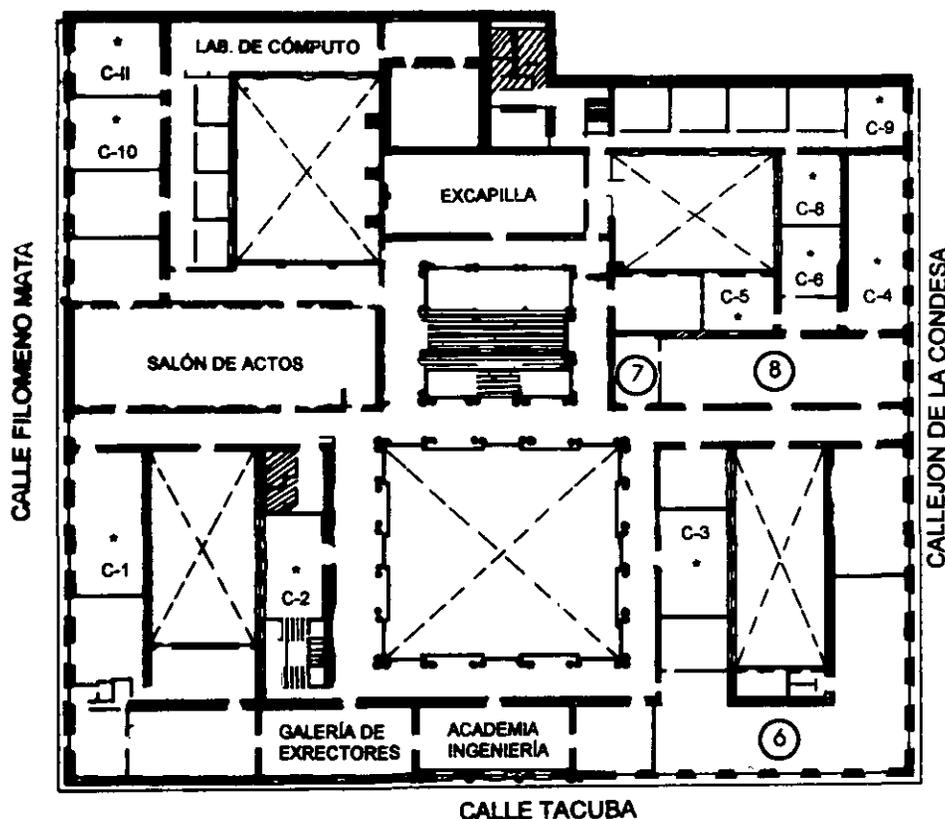


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

PALACIO DE MINERIA



1er. PISO

GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
3. LIBRERÍA UNAM
4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
6. OFICINAS GENERALES
7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
8. SALA DE DESCANSO

SANITARIOS

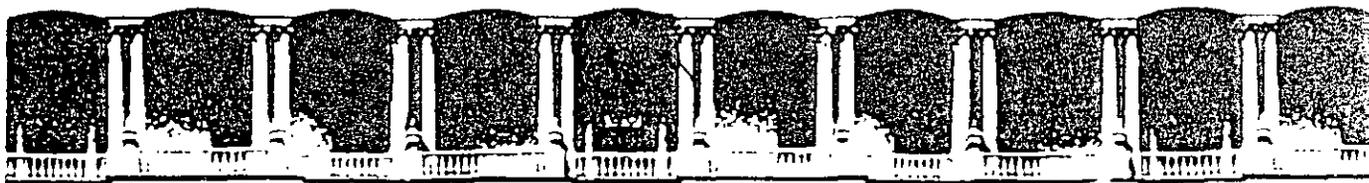
* AULAS



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS INSTITUCIONALES

**CAMINOS Y PUENTES FEDERALES DE INGRESOS Y
SERVICIOS CONEXOS**

**SUPERVISIÓN Y CONTROL DE LA CALIDAD EN LA
CONSTRUCCIÓN DE PUENTES**
Del 13 al 14 de Octubre del 2000

APUNTES GENERALES

Ing. Antonio Silva Tonche
Palacio de Minería
O c t u b r e / 2 0 0 0



PATOLOGIA DE LOS PUENTES

ING. ADOLFO SANCHEZ SANCHEZ

Al estudio sistemático y científico de las causas que motivan las deficiencias, defectos y fallas en las estructuras de los puentes, así como las formas de prevenirlas, detectarlas, evitarlas y corregirlas, se denomina Patología, quizá por la semejanza de sus objetivos con los de la Patología Médica que estudia las enfermedades de los seres vivos. También los puentes, como los seres vivos, pueden nacer con deficiencias, enfermizos, o adquirir a través del tiempo un mal por la falta de cuidado a tratamiento adecuado, ante el efecto de los fenómenos de la naturaleza a los cuales está expuesto y pueden ocasionar que perezca prematuramente; también los puentes que nacieron sanos, con una constitución sólida y recibieron un tratamiento adecuado, llegan a la vejez fuertes y activos.

Es asombroso ver que aún perduran obras Romanas; el gran Acueducto de Segovia, en España, el puente de Gard en el Sureste de Francia que es a la vez acueducto y que data del año 13 A.C., el puente de los Angeles sobre el río Tiber en Roma construido en el año 136 A.C., y remodelado en 1668. También puede citarse, de la época moderna, el gran puente colgante de Brooklyn construido en el año de 1883 en la ciudad de New York.

En cambio otras obras perecieron muy jóvenes, como el puente Tacoma en los Estados Unidos y los puentes Armería, Badiraguato y Papagayo, entre otros en México.

Los materiales fundamentales que integran la estructura de los puentes son: la mampostería, el acero y el concreto hidráulico, este último es uno de los más grandes logros del ser humano en su continuo afán por trascender la naturaleza sin dejar de formar parte de ella.

El concreto hidráulico es una piedra artificial moldeable a voluntad, -- podemos dar características particulares de resistencia, peso volumétrico, impermeabilidad, textura, color, forma y tamaño.

Este material de construcción, es el más usado actualmente en el mundo - y los daños que sufren los puentes en los cuales se emplea este material son los agrietamientos, los desconchamientos y las deformaciones excesivas, disminuyendo su resistencia, lo que puede provocar su colapso súbito.

Estos fenómenos son las consecuencias de procesos mediante los cuales la naturaleza trata de reincorporar a su seno los minerales que hemos tomado prestados de ella para fabricar materiales y edificar las obras que necesitamos para nuestra supervivencia y comodidad.

Dichos procesos se conocen como intemperismo y corrosión y actúan sobre - los materiales restringiendo en consecuencia la vida útil de los puentes.

Durante los procesos de desintegración se producen alteraciones o desviaciones en las obras, con respecto a las esperanzas de su proyecto; esto - se conoce generalmente con el nombre de fallas. Las fallas constituyen - estados patológicos o enfermizos de los puentes y se presentan siempre que se omiten las medidas pertinentes para evitarlas. Básicamente, todos los proyectos de los puentes se realizan esperando satisfacer ciertos requerimientos, características y formas de comportamiento.

Los requerimientos se refieren a las cualidades abstractas que debe cum-- plir la realización de la obra.

La cualidad básica de toda obra es la suficiencia que corresponde a su --

capacidad para persistir, es decir para seguir siendo en el momento inmediato lo que era en el momento anterior, dentro de un margen adecuado de seguridad.

La deficiencia de esta cualidad tiene como expectativa la generación de colapsos o la aparición de deformaciones o deterioro indebido.

Los requerimientos de necesidad y de oportunidad están íntimamente ligados e implican el logro de una obra útil y económica en un tiempo racionalmente adecuado mediante el empleo inteligente de los recursos materiales y humanos y el control efectivo de los gastos.

Existen dos límites entre todas las formas posibles de realizar un puente, tanto en su proyecto como en su ejecución, uno de ellos corresponde al costo mínimo y el otro a la duración mínima.

La forma de realización pertinente al costo mínimo se considera como la forma normal. Cuando se requiere lograr la realización con duración mínima es necesario hacer una planeación cuidadosa para que esta condición se consiga con un costo mínimo.

En cada caso, el ingeniero tendrá que decidir entre estos dos límites, de acuerdo con los recursos disponibles y con la urgencia de la obra.

Estos dos requerimientos deberán subordinarse al de suficiencia, cuidando que la presión impuesta por las exigencias en el ajuste de los tiempos disponibles o por las limitaciones en la asignación monetaria, no comprometan los coeficientes de seguridad de la obra.

Las características de forma, posición y acabado son cualidades asociadas a la realidad física de la obra.

Toda obra es tangible, visible y ocupa un lugar definido del espacio.

El proyecto del puente debe contemplar por tanto las características geométricas de su forma final y las coordenadas correspondiente a su ubicación geográfica.

Puesto que la obra tiene forma material y ésta habrá de quedar expuesta - al público, uno de los objetivos del proyecto es conseguir que su acabado sea lo más perfecto posible, con lo cual aparte de proporcionarle belleza, esta característica será un índice cualitativo de su calidad.

El comportamiento de la obra se refiere a sus respuestas perceptibles a las cargas que la solicitan y a las condiciones ambientales del medio -- que la rodea, manifestadas a través de sus cambios de configuración.

Este comportamiento se asocia básicamente con lo esencial de la obra que es su estructura. La estructura es simplemente un sistema mecánico formado por elementos materiales que se identifica por la descripción abstracta de las posiciones simultáneas de sus puntos característicos, y -- que puede denominarse "La configuración del sistema"

A este respecto, las esperanzas del proyecto son -- que para todos los tipos prescritos de carga y dentro de los distintos efectos inducidos por los posibles cambios en las condiciones ambientales, el sistema mecánico mantenga una configuración de equilibrio estable y los elementos materiales se conserven libres de deterioros y de deformaciones permanentes indebidas.

Las evaluaciones de las fallas en los puentes, sobre todo en aquellos -- que se han hecho en forma masiva y acelerada, han puesto en evidencia que

con mucha frecuencia se cometan errores técnicos en el proyecto y en la construcción de la mayoría de las obras.

Desde luego que el cometer errores no es en sí un defecto, sino más bien -- una característica operacional del ser humano.

El hombre se perfecciona continuamente a través de sus errores.

En realidad los fracasos ocurren cuando los errores no se controlan, regulan o contrarrestan oportunamente.

Cuando se acumula el efecto de los errores, se engendran estados precarios en las construcciones, que las conducen a su ruina.

La razón por lo cual los errores no se controlan es porque en nuestros actos siempre pueden incidir algunos de los traumas psíquicos característicos de la personalidad humana como son por ejemplo:

La indecisión que produce la falta de conocimiento.

El optimismo que produce el exceso de confianza.

La negligencia que produce la falta de estímulo.

Cualquiera de estas características negativas de nuestro comportamiento puede influir en algunas o en todas las áreas de actividad del proceso constructivo.

En todo proceso constructivo se pueden diferenciar las siguientes áreas de -- actividad que se identifican por la labor especializada de sus realizadores:

Planeación

Estudios

Proyecto

Construcción

Control de Calidad

Operación

Mantenimiento o conservación.

Por lo que se refiere a la información derivada de los Estudios, tradicionales o especiales, para definir las características geométricas generales de la estructura, puede citarse la gran importancia que representa, porque de ella depende su buen funcionamiento y comportamiento estructural, reduciéndose así las fallas más frecuentes como son: mala ubicación, área hidráulica insuficiente bajo el puente, socavación, atoramiento de cuerpos flotantes, divagación de la corriente, degradación del fondo, depósito de sedimentos, cimentación inadecuada, etc.

La falla más frecuente que ocurre por deficiencia en los estudios hidráulicos es la socavación en los apoyos de la estructura, lo cual puede provocar la dislocación de algunos de los elementos estructurales o el colapso de toda la obra.

Cuando el área hidráulica bajo el puente resulta insuficiente, la superestructura puede ser arrastrada debido al empuje hidrodinámico, condición que puede verse empeorada si existen cuerpos flotantes que la golpeen.

Si los cuerpos flotantes se atorán entre los elementos de apoyo, pueden propiciar la acumulación de más de ellos, al grado de que constituyan una verdadera represa, generando un empuje hidrodinámico importante, que provoque la falla del puente.

Puede pensarse que en la actualidad se cuenta con numerosos recursos técnicos para obtener el comportamiento adecuado de los puentes en cada una de las áreas de su proceso constructivo.

En efecto, tenemos acceso a un cuantioso acervo de literatura técnica especializada, disponibilidad de programas de cómputo electrónico para garantizar y simplificar la labor del cálculo, métodos sofisticados para el análisis matemático de estructuras, los criterios racionales para el diseño estructural, así como una creciente experiencia en la ejecución de la obra y eficientes métodos de control de calidad; todos estos elementos parecen alejar definitivamente la posibilidad de todo fracaso y enmascaran las fuentes de posibles errores a que puede estar sujeta la realización de las construcciones.

El análisis matemático requerido por un proyecto, por ejemplo, solamente se puede llevar a cabo introduciendo simplificaciones e hipótesis concernientes tanto a la calidad de los materiales como al comportamiento y a los valores de las cargas extraordinarias y de servicio que habrá de soportar la estructura.

Todo proyecto estructural entraña incertidumbres que el proyectista, consciente o inconscientemente, absorbe por medio de coeficientes o factores de seguridad estipulados en los Reglamentos de Construcción y que se basan en el cúmulo de experiencias técnicas logradas y evaluadas hasta el momento en que se inicia la elaboración de dichos Reglamentos.

Los Reglamentos, sin embargo, contienen solamente los requisitos mínimos que debe cumplir el diseño de las estructuras de tipo tradicional, de las que ya se tiene una experiencia razonable.

Los proyectistas que no tengan conciencia de esta situación, aún actuando de buena fé, limitándose a cumplir los requisitos fijados por los Reglamentos -

y aplicando las prácticas aceptables, pero sin ejercer ningún criterio, pueden llegar a un diseño inadecuado y tal vez peligroso.

Cuando se emplean materiales nuevos, sistemas estructurales fuera de lo común, o cuando las solicitaciones tienen un carácter sumamente extraordinario, es decir, en todos los casos para los cuales las hipótesis de proyecto no -- han pasado la prueba del tiempo, el riesgo de falla se vuelve más probable.

Los criterios de diseño radicalmente nuevos sólo deben aplicarse después de -- hacer una evaluación crítica y aún pesimista de los beneficios que implica -- su empleo ante los riesgos inherentes a una escasa experiencia en su aplicación.

En lo que se refiere al aspecto constructivo, es obvio que las supervisiones competentes y estrictas con un carácter, quizás, antipático y hasta molesto -- para los constructores, son un factor decisivo para evitar los fracasos de -- las obras.

A este respecto es oportuno recordar que los casos más dramáticos de colapsos de estructuras se han presentado por una inspección o una supervisión -- deficientes.

En relación con los ensayos que ejecutan los laboratorios rutinariamente para control de las obras, éstos solamente proporcionan valores discretos de la -- resistencia y de la calidad de los materiales que intervienen en la construc -- ción de los elementos de la estructura pero no aportan un índice cierto para definir la seguridad general de la misma.

Para que podamos tener una idea clara y podamos controlar conscientemente -- sus efectos, a continuación repasaremos la lista de algunos de los errores --

más comunes en cada una de esas áreas:

En el área de proyecto:

Hipótesis inadecuadas para el análisis de la estructura.

Errores de cálculo.

Falta de definición o definición deficiente de detalles de -
diseño.

Supervisión deficiente en la elaboración de los planos -
constructivos.

Descuido en el diseño de las conexiones de los diferentes --
miembros estructurales.

Localización incorrecta o espaciamiento inadecuado del acero
de refuerzo o de presfuerzo.

Falta de atención a los efectos de las variaciones termohigieo
métricas.

Consideración insuficiente a los efectos de esfuerzos secun-
darios.

Cada una de estas etapas por las que pasa el desarrollo de un proyecto es una
oportunidad para que se cometan errores.

El motivo por el que a veces se presentan agrietamientos, es porque en la --
realidad el comportamiento de la estructura es diferente al previsto en las -
hipótesis de cálculo pero trata de adaptarse a dichas condiciones.

Por ejemplo, en las losas planas se supone, hipotéticamente, que la losa, --
descompuesta en bandas rectangulares transmite su carga a las columnas por -
flexión, sin embargo, en realidad, las diferencias de los momentos flexio--
nantes en los extremos de estas bandas distorsionan las vigas de borde, lo-

que ocasiona que las reacciones se transmitan a las columnas parcialmente - por torsión y que si las vigas de borde son muy aperaltadas, se presenten - en sus caras laterales grietas de tensión diagonal.

Una de las causas frecuentes de error es el transplante inadecuado de los - diseños o de las especificaciones de países extranjeros, así como la adap- tación descuidada de proyecto tipo o de cualquier otro proyecto a un pro- yecto en particular.

Es conveniente prever y coordinar todas las instalaciones desde la etapa del proyecto para evitar posteriormente la concentración de huecos o vacíos en la estructura que pudieran debilitarla al interrumpir la continuidad del -- refuerzo para dar paso a ductos o instalaciones ya sean mecánicas o eléctri- cas.

El dibujo de los planos es el lenguaje gráfico universal mediante el cual - se comunica el proyectista con el constructor de la obra.

Por muy bueno y completo que sea el diseño de una obra, carecerá totalmente- de valor si no es traducido adecuada y completamente a los planos. La pre- sentación de los planos viene a ser tan importante como el diseño mismo,- en lo que se refiere a obtener una obra correctamente construida y protegi- da contra las fallas.

Por este motivo, es importante que los planos sean supervisados por una -- persona con suficiente experiencia para detectar errores tanto de diseño -- como de dibujo.

Existe una tendencia gradual y cada vez más frecuente a representar en los planos únicamente las dimensiones y la forma del refuerzo principal, omitien- do detalles importantes como la localización y dimensionamiento de empalmes-

y traslapes o del refuerzo secundario.

Cuando los detalles de un diseño no se analizan en forma consistente ni se representan cuidadosamente en los planos, al ejecutar la obra se presentan acontecimientos inesperados, tales como grietas, estallamientos, desintegración de las conexiones y deflexiones o deformaciones exageradas.

Las áreas de la estructura donde existe una mayor concentración de esfuerzos son particularmente vulnerables a estos efectos.

En especial, deben detallarse muy claramente y en forma cuidadosa, sin dejar ninguna posibilidad de interpretación errónea por parte del constructor, los empalmes y traslapes del refuerzo, las articulaciones y las juntas de construcción y de expansión.

Con mucha frecuencia en los diseños se pasan por alto los efectos de los esfuerzos secundarios, ya que el dimensionamiento se hace para dar a la estructura una resistencia suficiente para tomar los esfuerzos producidos directamente por las cargas de peso propio, de servicio y de condiciones extraordinarias previstas, con lo cual se supone que teóricamente la estructura no sufrirá ningún agrietamiento.

Sin embargo, siempre que en dicha estructura existan conexiones rígidas, se producirán deformaciones las cuales tendrán el efecto de inducir esfuerzos en direcciones diferentes a las previstas normalmente en el análisis. Esta situación casi siempre se presenta en las estructuras de concreto, pero por regla general la intensidad de los esfuerzos secundarios no llega a sobrepasar la capacidad de resistencia a la tensión del concreto que normalmente se desprecia en el cálculo.

En el área de construcción:

Falta de evaluación o evaluación deficiente de la calidad del proyecto estructural.

Deficiencias en la supervisión general o en la inspección de la obra

Operaciones inadecuadas en la preparación o en la fabricación de los elementos estructurales.

Ejecución deficiente o inadecuada en las operaciones de montajes de los elementos estructurales

Falta de previsión de los efectos de la humedad y de la temperatura en la ejecución de la obra

Errores en la elaboración, montaje y desmantelamiento de cimbras y de obras falsas.

Antes de iniciarse la obra, por ejemplo, el residente puede hacer una evaluación general del proyecto en la cual, sin necesidad de conocer los cálculos, simplemente por inspección de los planos será factible detectar:

Errores de dibujo

Deficiencias en la estabilidad de las estructuras

Deficiencias en la colocación de las varillas de refuerzo

Falta de previsión por parte del proyectista de condiciones peligrosas durante las operaciones de montaje de los elementos estructurales

Contraventeo longitudinal inadecuado de construcciones con dimensiones longitudinales proporcionalmente grandes.

También es fuente de errores peligrosos durante la etapa de construcción, la modificación apresurada del proyecto, sin contar con la opinión oportuna del proyectista original.

Algunas deficiencias de construcción que pueden ocasionar la deformación posterior del concreto y aún el colapso de la estructura son las siguientes:

Refuerzo mal localizado, concentración excesiva de varillas de refuerzo, escasa compactación del concreto y deficiencias en las juntas de expansión y colado.

En todo caso, siempre sería deseable la posibilidad de coparticipación del -- proyectista en la supervisión de la construcción de la obra, al menos en los aspectos más importantes de la misma.

En el área de Control de Calidad:

Errores en la ejecución, oportunidad o reporte de los ensayos de resistencia de materiales.

Recomendaciones o reportes inadecuados, deficientes o inoportunos, sobre el empleo de materiales incompatibles, o agresivos - en la ejecución de las obras.

Recomendaciones inadecuadas deficientes o inoportunas para el - control de los efectos termohigrométricos durante la ejecución - de las obras.

Recomendaciones inadecuadas para los servicios de protección -- y conservación de las obras terminadas.

En la actualidad la tecnología del control de calidad del concreto permite - elaborar mezclas adecuadas para obtener concretos con resistencia predeterminadas, así como mejorar su manejabilidad y controlar su fraguado mediante inclusión de aire o de aditivos apropiados.

De la atención que los laboratorios de control de calidad presten a la correcta dosificación de las mezclas y elección de los aditivos dependerá en gran parte la calidad final de la estructura.

A partir de una mezcla preparada en forma deficiente nunca podrá obtenerse un buen concreto ni tampoco de una mezcla adecuada pero mal colada.

El ensaye a la compresión de los cilindros de prueba, como una medida de la resistencia del concreto, es indiscutiblemente un gran recurso para el control de su calidad pero no es infalible.

Antes de que los resultados de los ensayes de los cilindros puedan conocerse aún en el caso de que se hicieran predicciones sobre la resistencia del concreto a los 28 días a partir del ensaye de cilindros con edades tempranas,-- el concreto ya habrá endurecido en las cimbras y será muy difícil y a veces casi imposible demolerlo y volverlo a colar.

No debe perderse de vista, además, que los resultados de éstos ensayes solamente nos dan valores discretos de la resistencia del concreto.

En el área de operación:

Cambio irreflexivo en el uso de las obras a lo largo de su vida útil.

Modificación descuidada de las obras para darles mayor capacidad de servicio, para cambiar su uso original o para corregir deficiencias de proyecto o de ejecución.

Frecuentemente se presenta fallas en estructuras cuando se adaptan en forma descuidada para dar un servicio para el cual no fueron diseñadas originalmente.

Esto ocurre generalmente con las estructuras que tienen un período de vida relativamente grande de las cuales muchas veces ya no se cuenta con los planos originales y en que la revisión tiene que hacerse sin saber cuáles fueron las cargas para las que se hizo el proyecto original, ni cuáles son las características del refuerzo en el concreto.

En el área de mantenimiento o conservación:

Inspecciones rutinarias para observar el estado de las obras que -
son escasas, deficientes o inoportunas

Reportes deficientes, descuidados o inoportunos de las inspec-
ciones antes mencionadas.

Programación deficiente, descuidada o inoportuna del mantenimiento
o conservación de las obras

Ejecución deficiente, descuidada o inoportuna de las labores de
mantenimiento previstas para las obras.

La posibilidad de evitar las fallas está en controlar los errores
que podrían cometerse en el presente o en el futuro estudiando o
investigando los errores cometidos por los demás en el pasado.

De esta manera se puede adquirir una conciencia clara de las cau-
sas, los mecanismos y las consecuencias de esos errores.

Por otra parte, es necesario reconocer que la realización de las
obras no implica solamente la responsabilidad parcial de cada uno
de los que intervienen en las etapas del proceso, sino la responsa-
bilidad compartida de todos los participantes, cuyo objetivo único
debe ser lograr una obra de acuerdo con las esperanzas del proyecto.

Los aspectos que en lo general causan más problemas en los puentes
a nivel mundial, son los dispositivos de apoyo, principalmente los
que permiten desplazamientos longitudinales, las juntas de di-
latación para permitir las deformaciones térmicas, diferidas y --
flujo plástico en el caso de concreto y la protección contra la -
agresividad atmosférica.

En el caso de estructuras metálicas su protección contra la corro-
sión y en las de concreto su impermeabilidad para evitar su - - -

degradación y la corrosión del acero de refuerzo.

Se anexan algunos ejemplos de detalles para diseño del refuerzo de algunos elementos de concreto y en los cuales suele cometerse errores que generan fallas.

Recientemente se ha preparado un formato de inspección de puentes carreteros para integrar un inventario.

Este formato tiene como finalidad conocer las características de cada uno -- de los puentes y su estado físico y el comportamiento estructural para unificar posteriormente el criterio de evaluación, buscando agrupar los siguientes defectos:

- 1 Defectos existentes desde el inicio de la obra y sin consecuencias importantes, más allá del aspecto estético.
- 2 Defectos geométricos y deformaciones anormales.
- 3 Defectos de comportamiento mecánico.
- 4 Defectos que indican la posibilidad de una evolución anormal de la estructura.
- 5 Defectos que muestren la evolución del deterioro de una obra.
 - 5.1 Defectos señalando el inicio de una evolución del deterioro de una obra.
 - 5.2 Defectos señalando una evolución avanzada.
- 6 Defectos debidos a la corrosión
 - 6.1 Causas de corrosión
- 7 Fisuras y Rupturas.
- 8 Defectos que revelan, de una manera muy clara, una modificación del comportamiento de la estructura y que comprometen la durabilidad de la obra.

9 Defectos que indican la proximidad de un estado límite y la necesidad, ya sea de restringir el uso de la obra, o bien, de su clausura

1 Defectos que afectan únicamente la estética:

Defectos del parámetro.

Defectos geométricos del parámetro a grande y pequeña escala.

Diferencia de coloración a grande y pequeña escala.

Fuga de lechada.

Manchas.

4 Fallas que señalan evolución:

Asentamiento (inicio de)

Corrosión del acero.- Corrosión del concreto

Deformaciones ligeras

Desconchamiento

Desgaste normal por uso.- Fisuras que han evolucionado desde la construcción o aparecido con el tiempo

Desprendimiento del agregado grueso.

Dilatación.

Eflorescencia.

Estalactitas.

Humedad y goteo (supuración)

Oxidación (trazas de)

Refuerzo expuesto.

Resquebrajamiento.

Fisuras a lo largo del cable de presfuerzo.

Fisuras de desintegración.- Fisuras longitudinales o verticales-
Fisuras horizontales o transversales.

Rotación (inicio de la)

Socavación de la cimentación (inicio de la)

- 5 Defectos que indican una posible evolución anormal de la estructura:

Acero de refuerzo sin recubrimiento.

Afloramiento del agregado grueso.

Porosidad.

Polvo.

Segregación.

Aparición de fisuras durante la construcción.

Alineamiento general de la obra defectuosa.

Exposición del ducto del cable de presfuerzo.

Carbonatación.

Fisuración en panel.- Fisuras cortas.-Fisuras siguiendo la disposición del refuerzo.

Fisuras a lo largo de los cables de presfuerzo.-Diagonal-
Longitudinales o verticales- Transversales u horizontales.

- 8 Fallas que se traducen en la modificación del comportamiento de la obra:

Asentamiento importante.

Acero sin adherencia.

Corrosión avanzada del acero

Deformaciones importantes.

Fisura diagonal.

Fisura horizontal o transversal.

Fisura longitudinal o vertical.

Fisura a lo largo de los cables de presfuerzo.

Flecha anormal permanente.

Refuerzo totalmente expuesto.

Rotación importante.

Ruptura.

Socavación de la cimentación.

- 9 Fallas que señalan la vecindad de un estado "Al Limite" y que -
señalan la restricción o prohibición del servicio:

Asentamientos muy importantes.

Deformación muy importante.

Desintegración generalizada.

Fisura longitudinal o vertical.- Fisura transversal u horizontal

Flecha excesiva permanente.

Rotación muy importante

Ruptura.

Septiembre de 1996.

NECESIDAD DE CONSERVAR LOS PUENTES

Numerosos puentes de la red nacional de carreteras presentan daños importantes - como consecuencia de la acción agresiva de los agentes naturales y del crecimiento desmesurado de las cargas.

El deterioro causado por los agentes naturales es común a todas las obras de ingeniería civil y es el resultado de un proceso mediante el cual la naturaleza -- trata de revertir el procedimiento artificial de elaboración de los materiales - de construcción y llevarlos nuevamente a su estado original. De esta manera el concreto, piedra artificial formada por agregados pétreos unidos con concreto y agua, por efecto de los cambios de temperatura, el intemperismo y otros agentes, se agrieta y se desconcha y tiende a convertirse otra vez en arena, grava y cemento separados. Así mismo, el acero, formado por hierro con un pequeño agregado de carbono, es un material artificial inexistente en la naturaleza, que por efecto de la oxidación tiende a convertirse en un material más estable.

Por lo que se refiere a las cargas rodantes, el desarrollo tecnológico ha propiciado la aparición de vehículos cada vez más pesados en respuesta a la demanda de los transportistas que encuentran más lucrativa la operación de vehículos de mayor peso y por otra parte, el desarrollo económico se ha reflejado en un notable incremento del parque vehicular. En los últimos 35 años el número de habitantes y la longitud de la red se han triplicado, en tanto que el número de vehículos - se ha multiplicado por veinticinco. Una gran parte de nuestros puentes fueron calculados para la carga AASHTO H-15 con un peso total de 13.7 ton, en tanto que el camión tipo T-3-S-3 autorizado por el Reglamento de operación de caminos tiene un peso legal de 47 ton. y frecuentemente un peso ilegal de 75 ton. Esta situación explica los daños en las estructuras de pavimentos y puentes, causados - por el aumento de las sollicitaciones mecánicas al aumentar el peso de las cargas rodantes y por la disminución de resistencia por efecto de la fatiga estructural

ocasionada por el aumento de frecuencia en la aplicación de esas cargas.

Examinada con mayor atención la naturaleza de estas causas principales de daños en los puentes, se desprende que son ineludibles. La acción agresiva de los -- agentes ambientales forma parte del marco de referencia en que la ingeniería - debe desenvolverse y, tomando en cuenta que la infraestructura debe estar al - servicio del transporte, la tendencia creciente del peso y número de los vehículos debe considerarse también componente obligada del citado marco de referencia. Por esta razón, las entidades responsables de la operación de las redes de carreteras y ferrocarriles, deben considerar la conservación de los puentes como parte obligada de su quehacer a fin de mantener los niveles adecuados de seguridad y servicio de las estructuras.

Desafortunadamente existe un considerable rezago en la conservación de los puentes que se traduce en un deterioro creciente de su estado físico. Entre las -- razones que explican, pero no justifican ese rezago, pueden señalarse las siguientes:

- **Escasez de recursos.** La crisis económica en que se vió inmerso nuestro país a principios de la década de los ochenta motivó un considerable descenso del - gasto público y una desafortunada minimización de recursos disponibles para la conservación. Por el contrario, la crisis económica debió haber sido motivo - para conservar con mayor esmero la infraestructura existente ya que de destruirse sería imposible restituirla por la escasez de recursos.

- **Preferencia a la estructura térrea.** Los limitados recursos asignados a la -- conservación de la red, se han canalizado en el pasado fundamentalmente a la - atención de la estructura térrea (terraceras y pavimentos) debido a que los - materiales que la conforman son más vulnerables que los predominantes en los - puentes, lo que motiva daños más extensos y más frecuentes. Los materiales de los puentes, son ciertamente más durables, pero no son eternos y su falta de - conservación puede destruirlos, ocasionando pérdidas económicas más cuantiosas

e interrupciones más prolongadas del tránsito.

- **Impopularidad de la conservación.** El crecimiento demográfico, el acceso de grupos cada vez mayores a mejores niveles de vida y la urbanización creciente generan una gran demanda de diversas obras nuevas de infraestructura, ante las cuales la conservación de las obras existentes resulta una tarea poco atractiva para la sociedad y sus dirigentes y queda por lo tanto en desventaja en la competencia por la asignación de recursos.

- **Carencia de cultura de conservación.** En una sociedad subdesarrollada existe poca conciencia sobre la necesidad de conservar las obras tanto públicas como privadas. Puede decirse que un índice del desarrollo de una nación podría obtenerse en función de la proporción de recursos asignados a la conservación respecto al gasto total en construcción.

Aun cuando por su longitud los puentes representan una porción pequeña de la red constituyen eslabones vitales que garantizan la continuidad del funcionamiento de toda la red. Su colapso ocasiona frecuentemente pérdidas de vidas y cuantiosas pérdidas económicas, tanto por la obra destruida como por la interrupción o demora de la operación. Su reconstrucción plantea a menudo complejos problemas de ingeniería. Constituyen además obras que cautivan la atención del público por lo que su falla ocasiona la pérdida de credibilidad o de prestigio de las entidades a cargo de ellos. Por estas razones, conservarlos es una necesidad esencial.

SITUACION DE LA CONSERVACION DE PUENTES EN MEXICO

En los 40 000 km de la red federal de carreteras existen aproximadamente 5000 puentes con una longitud del orden de 200 km, que representan una inversión superior a los 8 billones de pesos. De acuerdo con los resultados de numerosos estudios realizados en todo el mundo, un nivel mínimo recomendable de inversión para la conservación de estructuras viales es el 2% de la inversión inicial. Lo que

conduce a definir un presupuesto anual de 160 mil millones de pesos como el mínimo necesario para la conservación de esas obras. Desafortunadamente por muchos años, por las razones apuntadas, los presupuestos asignados fueron nulos o mucho menores a la cifra señalada, lo que ha propiciado una grave acumulación del deterioro. En una evaluación reciente de los puentes de la red federal se estimó que aproximadamente en 3000 de ellos, el 60% del total, se requerían acciones importantes de rehabilitación. Obviamente, los presupuestos anuales que para estas acciones se requieren, al incluir tareas de reparación y reforzamiento, son mucho mayores que la cifra arriba señalada que se refiere únicamente a acciones preventivas y no correctivas.

Es oportuno mencionar que el problema planteado no es exclusivo de México, sino que existe en numerosos países y con mayor agudeza en los países más desarrollados que tienen infraestructuras viales más extensas y más antiguas. En los Estados Unidos, por ejemplo, existen en la red federal de carreteras 574000 puentes, de los cuales 200000 deben remplazarse o reforzarse por obsolescencia funcional o por insuficiencia estructural, a un costo de 50000 millones de dólares- US, que se invertirán en un lapso de 20 años.

Adicionalmente, en Francia los 6700 puentes de la red principal de carreteras requieren una inversión anual de 40 millones de dólares US durante veinte años. De esta inversión, un tercio se destinará a acciones preventivas de mantenimiento y dos tercios a la rehabilitación o reemplazo del 25% de esas obras.

A pesar de que la construcción y administración institucional de puentes carreteros en México empieza en 1925 con la fundación de la Comisión Nacional de Caminos, es sólo hasta 1982 cuando se inician acciones administrativas que consideren el problema global de la conservación de puentes. Antes de esa fecha sólo se emprendían acciones dispersas referidas a casos puntuales, que en su mayor parte se aplicaban a la reconstrucción de puentes colapsados por socavación durante los temporales y que sólo raras veces constituían verdaderas acciones - -

preventivas de conservación, como la renovación de la pintura de estructuras metálicas.

En 1982 se levanta un inventario de los puentes de la red federal que incluye una evaluación de sus condiciones. Este documento constituye un esfuerzo importante de la Dirección General de Construcción y Conservación de Obra Pública por el control de las estructuras viales a su cargo. Posteriormente, se establecieron Residencias de Conservación de Puentes en la mayor parte de los Estados y se llevan a cabo numerosas obras de reparación y modernización de puentes, con inversiones crecientes a precios reales año con año. Similares esfuerzos han sido realizados en la última década por el organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, por el Departamento del Distrito Federal y por la empresa de Ferrocarriles Nacionales de México para atender los puentes a su cargo. Estas tareas fueron en buena parte impulsadas por la ocurrencia de algunos colapsos de puentes debidos tanto a sobrecargas excesivas como a mal estado físico de las obras.

Por lo expuesto, resulta evidente que la conservación de los puentes presenta ahora un avance considerable respecto a la situación que se tenía hace diez años. Sin embargo, para consolidar los esfuerzos realizados y orientar adecuadamente las tareas futuras, se estima conveniente que cada una de estas Dependencias implante un sistema de administración para la conservación de los puentes a su cargo.

Por otra parte, es importante señalar que existen numerosos puentes que se encuentran desprotegidos porque las entidades que los administran, quizás fundamentalmente por la carencia de recursos, no han todavía realizado acciones sustantivas para su conservación y rehabilitación. Se trata de los puentes de las redes Estadales de caminos alimentadores y de los puentes de los caminos rurales. Aunque estos puentes soportan en general volúmenes de tránsito mucho menores que los de la red troncal, muchos de ellos tienen una gran antigüedad y un deterioro

severo como consecuencia de una escasa o nula conservación, por lo que constituyen un grave peligro para la seguridad pública. A estas obras desprotegidas deben sumarse muchos puentes dispersos por todo el país, construidos por municipios de escasos recursos o por particulares, que constituyen un peligro peor, ya que en muchos casos a un deficiente estado de conservación añoran una condición original defectuosa por haber sido diseñados y construidos con graves carencias de tecnología.

Para todas estas obras es urgente implantar programas de conservación similares a los emprendidos por las entidades mayores mencionadas arriba y protegerlos con sistemas de Administración de la Conservación que podrían tener por alcance el territorio de cada una de las Entidades Federativas. Aunque es evidente que las pequeñas obras municipales y rurales, por su aislamiento y lejanía, quedan mejor vigiladas y conservadas por las autoridades locales, se estima conveniente que el sistema de Administración quede a cargo del Gobierno del Estado para que éste proporcione el necesario apoyo técnico y económico.

SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PUENTES

En una publicación reciente del Banco Mundial destinada a servir como guía para la implantación de sistemas de administración de puentes en países en desarrollo, se define a un sistema de este tipo como "un conjunto de elementos administrativos y organizacionales, normas y procedimientos implantados por una institución para organizar, realizar y supervisar todas las actividades relacionadas con los puentes a su cargo después de la puesta en servicio de éstos".

Los objetivos generales del sistema son los siguientes:

- Garantizar la seguridad de los usuarios.
- Proteger la inversión patrimonial.
- Predecir con suficiente anticipación el monto de los recursos necesarios para la conservación y rehabilitación de las obras.

- Garantizar la continuidad y la calidad del servicio.
- Optimizar la aplicación de los recursos disponibles.

Por lo que se refiere a los puentes carreteros de la red federal, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes cuenta con todos los elementos administrativos y organizacionales que permiten la pronta implantación del sistema propuesto a través de la estructura existente en los Centros SCT y en las Dependencias centrales, requiriéndose únicamente el fortalecimiento de algunos recursos específicos necesarios para la operación del sistema; por esta razón en lo que sigue se discutirán algunas necesidades en cuanto a normas y procedimientos.

Organización de campo. Dentro del sistema se requieren organismos que realicen directamente las tareas de campo. En el caso de la red federal de carreteras - los organismos responsables a este respecto deben ser las Residencias de Conservación de puentes auxiliadas en lo conducente por las Unidades Generales de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones. Las tareas a realizar por estas dependencias dentro de este sistema son las siguientes:

- Inventario
- Inspecciones
- Evaluaciones

Inventario. Como ya se mencionó, existe ya un inventario de gran utilidad, sin embargo, este documento requiere ser revisado para la eliminación de algunas - inexactitudes, la actualización de algunos datos y la simplificación de la información captada para facilitar su manejo.

El inventario debe incluir exclusivamente datos de carácter casi permanente, útiles para tomar decisiones básicas y no para decisiones de ingeniería. Deben separarse de la forma del inventario las cuestiones referentes a la detección y - evaluación de daños. Entre esos datos se incluyen los siguientes:

- Nombre
- Ubicación

- Dimensiones:

Longitud total
 Longitud de cada claro
 Altura sobre terreno
 Ancho
 Ancho de accesos

Tipo de:

Superestructura
 Dispositivos de apoyo
 Subestructura
 Cimentación (de ser posible)

Fecha aproximada de construcción

Institución que construyó

Es recomendable que todos los puentes de la red sean identificados con un solo nombre, colocado físicamente en el sitio con señales informativas en ambos extremos de la obra.

Inspecciones. Para la detección y evaluación de daños se requiere inspeccionar los puentes. Se recomiendan tres tipos de inspecciones:

Inspección preliminar.- A realizarse por lo menos una vez al año en cada puente por parte de personal local no especializado en puentes, pero sí adiestrado específicamente para la identificación y evaluación de daños. La brigada de inspección debe estar formada por lo menos por tres técnicos y uno de ellos debe ser ingeniero. El personal contará con un equipo mínimo y la inspección será fundamentalmente visual. La época más recomendable para realizar esta inspección es al término de la temporada de lluvias, cuando la disminución de los niveles de agua facilita el acceso bajo las obras y cuando están frescos los indicios de socavación, principal causa de colapsos.

Al término de la inspección preliminar, el jefe de la brigada procederá a una calificación global de la obra. En virtud de la escasez de información y de la superficialidad de la inspección, no es posible adoptar un sistema cuantitativo sofisticado de calificación, por lo que en forma práctica se recomienda que las obras se incluyan en alguno de estos tres grupos:

- A.- Puentes que por la gravedad de sus daños requieren de atención inmediata.
- B.- Puentes que presentan daños que deben ser atendidos en un plazo mediano - (6 años) porque su situación puede degradarse hacia la condición A.
- C.- Puentes que sólo presentan daños menores que pueden corregirse con tareas de mantenimiento rutinario a cargo de las brigadas de conservación.

Para la ejecución de estas inspecciones preliminares existen actualmente dos publicaciones de ayuda, un "Formato para la inspección de puentes y pasos a desnivel" y una "Guía para la inspección y conservación de puentes" (en dos tomos).-- Ambos documentos requieren ser revisados, el primero para simplificarlo ya que su manejo práctico ha resultado laborioso y el segundo para adaptarlo a las condiciones nacionales, ya que es traducción de una publicación norteamericana de la AASHTO. Se sugiere que para esta revisión se tomen en cuenta únicamente los daños graves que con mayor frecuencia se presentan en los puentes más comunes y que pueden sintetizarse como sigue:

- Socavación
- Grietas y asentamientos en la subestructura
- Daños en dispositivos de apoyos
- Grietas en la superestructura
- Flechas y vibraciones excesivas por carga viva
- Golpes
- Daños en juntas de dilatación
- Vegetación y basura sobre la estructura
- Corrosión
- Infiltraciones

La inspección de los puentes especiales que pudieran presentar problemas distintos a los arriba indicados, quedaría aún en su fase preliminar, a cargo de personal especializado.

Inspección Principal. A realizarse por lo menos una vez al año en aquellos puentes que hayan sido clasificados en el grupo A durante la inspección preliminar. Esta segunda inspección la realizará personal especializado en puentes, procedente de oficinas centrales o regionales, y tendrá por objetivo ratificar o rectificar la calificación preliminar. Para ello deberá contarse con equipos que permitan el acceso a todas las partes del puente y que permitan la medición cuantitativa de las respuestas de la estructura con precisión suficiente.

Con los resultados de la inspección principal, podrá calificarse cuantitativamente el estado de cada puente mediante un procedimiento pendiente de definirse.

Inspección especial. Se realizará por personal altamente especializado en aquellos puentes que vayan a ser rehabilitados y tendrá por objeto el recabar los datos necesarios para la realización del proyecto ejecutivo. Entre las actividades a realizar se incluyen el levantamiento geométrico de la estructura, la determinación de la naturaleza y extensión de los daños y la realización de diversos estudios que permitan determinar la causa y el mecanismo de propagación de los daños. Para esto es necesario utilizar equipos desarrollados por la tecnología mundial para la observación de obras. Dada la extensión y complejidad de estos trabajos y el alto grado de responsabilidad profesional que implican, es recomendable que se realicen con el apoyo de empresas especializadas de consultoría, contratadas para ese efecto.

Organización central. Dentro del sistema propuesto se requiere que la toma de decisiones sobre las acciones de conservación de los puentes se tome en una organización central que deberá además supervisar la ejecución de los trabajos. Estas tareas no pueden estar a cargo de la organización de campo porque deben realizarse considerando la operación global de la red y no únicamente las

circunstancias particulares de cada caso. Para los puentes de la red federal - de carreteras esta organización será en primera instancia el Centro SCT en cada Estado y en segunda, las dependencias centrales. Las actividades centralizadas dentro del sistema propuesto son las siguientes:

- Integración del banco de datos
- Evaluación de las obras
- Definición de acciones

Banco de datos. Con las cédulas de inventario y con los informes de las inspecciones se integrará un expediente para cada puente. A esta información se añadirá toda la información técnica sobre el puente que pueda recabarse.

Entre los documentos de interés pueden señalarse los siguientes:

- Estudios previos: topográficos, hidráulicos, geotécnicos, de ingeniería de tránsito, etc.
- Memorias de cálculo y planos estructurales.
- Datos de construcción: Contratos, modificaciones al proyecto, control de calidad, etc.
- Reportes de accidentes.
- Datos sobre reparaciones o reforzamientos, incluyendo costos.

Los expedientes deben agruparse por tramo, carretera y por red, para conformar un archivo ordenado que permita la recuperación rápida de la información.

Evaluación. Si se dispone de la información arriba descrita puede procederse a una evaluación global del puente. La evaluación debe incluir el aspecto estructural y el funcional. En el primero, se determina la capacidad remanente de carga o bien se define el margen de seguridad entre las acciones aplicadas y las resistencias de los elementos estructurales. En el aspecto funcional se determinan las capacidades hidráulica y vial del puente y se comparan con las demandas respectivas. Existen en la literatura técnica mundial algunas guías para la --

determinación de estas capacidades para los casos más comunes y que incluyen -- recomendaciones para subsanar la falta o la imprecisión de los datos. Estas -- guías, seguramente requerirán de ajustes para adaptarse a las circunstancias de los puentes nacionales.

Dentro de la evaluación debe, finalmente, incluirse una estimación de la vida - remanente del puente, en función de su capacidad actual y de la evolución prevista de la demanda. Ésta estimación es generalmente controvertible, pero es necesario realizarla porque es dato de entrada para la evaluación económica de alternativas de proyecto.

Definición de acciones. La evaluación de cada caso permite a la organización -- central definir la acción que debe tomarse. Cuatro son los tipos de acción que se consideran:

Acción 0.- No hacer nada puede resultar una opción técnicamente válida en algunas circunstancias.

Acciones normativas.- Colocación de señales. Limitaciones de uso (imposición de peso máximo, reducción de velocidad, restricción a un solo carril, etc.). - En nuestro país ha sido difícil la implantación de este tipo de medidas.

Acciones preventivas. Inspecciones más frecuentes, monitoreo de grietas, deformaciones y asentamientos, colocación de apuntalamientos.

Acciones ejecutivas. Se refieren a la realización de obras en el puente. Para estas obras, pueden considerarse cinco niveles de atención:

1. Mantenimiento Aún cuando las palabras "mantenimiento" y "conservación" se toman generalmente como sinónimos, en el sistema propuesto se reserva la primera a designar aquellas acciones que corrigen anomalías que no han causado todavía daño pero que si persisten pueden llegar a causarlo. El deshierbe y la limpieza - son acciones típicas de mantenimiento.

tura nueva de características adecuadas a los requerimientos actuales del tránsito.

En el caso de sustitución total se plantea el problema de qué hacer con la obra desechada.

Se tienen tres opciones:

- Abandono
- Demolición
- Cambio de uso

La primera es la que con mayor frecuencia se sigue, por comodidad, pero no siempre está indicada. Si la obra desechada es una ruina que amenaza la seguridad pública o la estabilidad de otras construcciones, debe demolerse y sus escombros retirarse del sitio. Si por otra parte, el puente sustituido es de valor histórico o artístico debe considerársele parte del patrimonio de la nación y se le debe conservar. Para facilitar esta tarea, ha resultado conveniente un cambio de uso de la obra antigua, por ejemplo la conversión de puente vehicular a puente peatonal.

La definición del tipo de acción y del nivel de atención que debe darse resulta obvia en algunos casos, pero en otros se plantean varias alternativas viables y es necesario apoyarse en criterios de priorización y en análisis económicos.

Criterios de Priorización.- Deben establecerse en función de políticas generales de expansión de la red y con miras a mejorar los servicios de transporte. A título de ejemplo cabe señalar la necesidad de modernizar todos los puentes ubicados en los 12000 km que tienen volúmenes de tránsito promedio diario anual superior a 3000 vehículos; o la necesidad de reforzar los puentes de los tramos de la red por los que se ha detectado que circulan con mayor frecuencia sobrecargas extraordinarias.

SIAP, UN SISTEMA PARA LA ADMINISTRACIÓN DE PUENTES

Miguel Barousse Moreno

Instituto Mexicano del Transporte
Apartado Postal # 1098
Queretaro, Qro. 76000
(42) 169777 Fax (42) 169671

RESUMEN

En este trabajo se destaca la importancia que tiene la conservación de los puentes para prevenir comportamientos estructurales inadecuados que puedan provocar colapsos. Para la realización de las tareas de conservación se estima necesario la implantación de un sistema de administración de puentes. En este artículo se presenta algunos aspectos de un sistema desarrollado por el Instituto Mexicano del Transporte y el cual puede constituir una herramienta importante en las tareas de conservación de los puentes.

Este sistema propone un esquema de organización institucional y proporciona un programa de cómputo con el cual se puede manejar de manera organizada toda la información que se va generando sobre los puentes.

ANTECEDENTES

En los 40,000 km. de la red federal de carreteras, existen aproximadamente 5,000 puentes con una longitud de 200 km., los cuales representan un elemento de vital importancia para el funcionamiento de las redes viales. Numerosos puentes de la red nacional de carreteras presentan daños importantes, como consecuencia de la acción agresiva de los agentes naturales y del crecimiento desmesurado de las cargas.

Una gran parte de los puentes mexicanos fueron diseñados para soportar la carga AASHTO H-15 con un peso total de 13.7 ton., en tanto que un vehículo T3-S3, autorizado por el reglamento de pesos y dimensiones tiene un peso de 47 ton. y frecuentemente se encuentran sobrecargados hasta con 75 ton.

Esta situación explica los daños en las estructuras de pavimentos y puentes, causados por el incremento de las solicitaciones mecánicas y la frecuencia en la aplicación de las cargas, debido a un aumento en la actividad económica del país.

En 1982, se levantó un inventario de los puentes de la red federal que incluye una evaluación de sus condiciones. Este documento constituyó un esfuerzo importante de la Dirección General de Construcción y Conservación. Posteriormente, se establecieron Residencias de Conservación de Puentes en la mayor parte de los estados y se llevaron a cabo numerosas obras de reparación y modernización de puentes. Similares esfuerzos han sido realizados en la última década por el organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, por el Departamento del Distrito Federal y por la empresa Ferrocarriles Nacionales de México para atender los puentes a su cargo. Estas tareas fueron, en buena parte, impulsadas por la ocurrencia de algunos colapsos de puentes debidos, tanto a sobrecargas excesivas como al mal estado físico de las obras. Otro esfuerzo que no debe dejarse de mencionar lo constituye la instalación de un sistema de administración de puentes llamado SIPUMEX, el cual fue desarrollado por una empresa danesa, para la Dirección General de Construcción y Conservación de Obras Públicas.

INTRODUCCIÓN

Un sistema de administración se define como un conjunto de elementos administrativos y organizacionales, normas y procedimientos implantados por una institución para organizar, realizar y supervisar todas las actividades relacionadas con los puentes a su cargo después de la puesta en servicio de éstos.

El sistema propuesto tiene como objetivos generales

Método basado en la medición del primer modo de vibrar.- En este procedimiento se requiere de la obtención del primer modo de vibrar del puente, el cual puede ser obtenido con relativa facilidad una vez que se cuente con el equipo necesario. Se obtienen dos calificaciones parciales; una referente a la rigidez y la otra asociada a la resistencia del puente. En ambos casos se requiere de la obtención del parámetro EI , el cual se obtiene una vez conocido el primer modo de vibrar del puente. A continuación se muestra como calcular este parámetro.

Para superestructuras isostáticas:

$$EI_{din} = \frac{4WL^3}{g\pi} \frac{1}{T^2} \quad (4)$$

donde:

- EI_{din} , producto del módulo de elasticidad por el momento de inercia (prueba dinámica)
- W , peso total del puente
- L , claro de la superestructura
- T , periodo del primer modo de vibrar
- g , aceleración de la gravedad

Para superestructuras hiperestáticas:

$$EI_{din} = K \frac{4WL^3}{g\pi} \frac{1}{T^2} \quad (5)$$

dónde K se obtiene de las gráficas mostradas en las figuras 1 y 2.

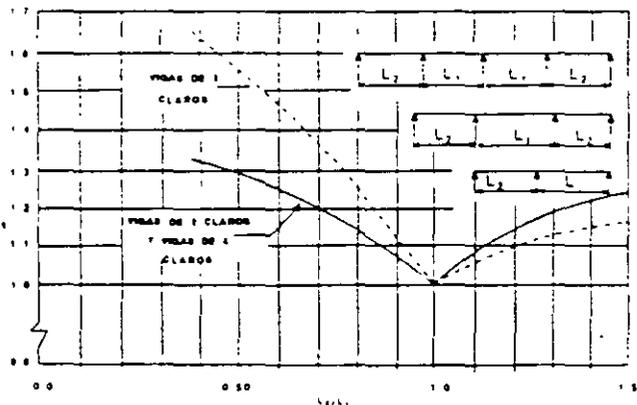


Figura 1.- Valor de la constante K para superestructuras de dos, tres y cuatro claros.

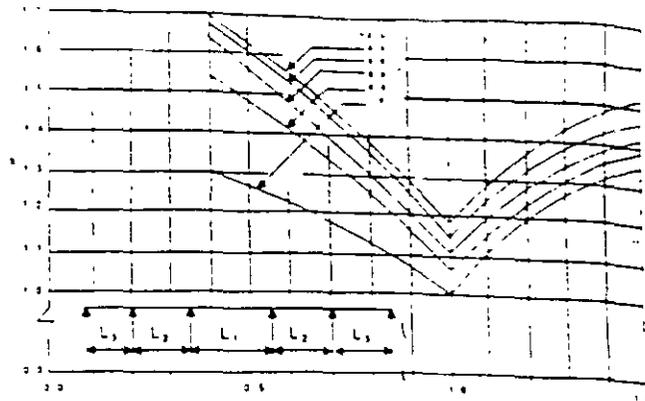


Figura 2.- Valor de la constante K para superestructuras de cinco claros.

Con los valores de EI conocidos se puede calcular el valor de la flecha, la cual se obtiene sumando la correspondiente al peso propio, mas la que generaría un camión T3-S3. Para el caso de una superestructura continua menor de 40 m., la expresión para este cálculo es:

$$y = \frac{5}{384} \frac{WL^3}{EI} + \sum_{i=1}^6 P_i \frac{b_i(L^2 - b_i^2)^{3/2}}{9\sqrt{3}EIL} \quad (6)$$

donde:

- y , es la flecha máxima
- W , es el peso total del puente
- P_i , carga del camión T3-S3 por eje
- b_i , posición del eje de carga

Para otros claros y para superestructuras continuas, el SIAP calcula las flechas utilizando métodos más refinados de cálculo, y los criterios del AASHTO para definir el número de vehículos y camles de carga.

El valor de la flecha se compara con el permisible y se obtiene la *calificación por rigidez* tal como se muestra en la tabla 2.

Para obtener la *calificación por resistencia* se obtiene el esfuerzo último de flexión utilizando para esto el valor medido de EI y los criterios del AASHTO, con un vehículo mexicano T3-S3; dependiendo del cociente entre el esfuerzo último aceptable y el esfuerzo último actuante se obtienen dos calificaciones, una para flexión y otra para cortante, tomándose la más desfavorable como la calificación por resistencia. Los valores para obtener esta calificación se muestran en la tabla 3.

- Datos de inventario
- Datos de inspección de evaluación
- Datos de inspección especial
- Mediciones
- Fotografías de inventario
- Fotografías de deterioros
- Planos
- Mapas

A continuación se describe brevemente el contenido de estas bases de datos:

Datos de inventario.- Se almacena la información que cambia poco en el tiempo, como por ejemplo, nombre del puente, coordenadas geográficas, nombre de la dependencia encargada del mantenimiento, año de construcción, tránsito promedio diario, número de carriles. También se incluyen los datos geométricos del puente tales como la longitud, longitud del máximo claro. En esta base de datos se incluye también los datos estructurales como son tipo y material de la superestructura, tipo de cimentación, tipo de subestructura, carga de diseño, entre otros datos.

Datos de inspección de evaluación.- En esta base de datos se almacena la información que se levanta en las inspecciones de evaluación las cuales sirven para dar la calificación inicial del estado estructural del puente. Algunos de estos campos son: agrietamientos importantes, socavación, desplomes, estado de los apoyos, niveles de corrosión, etc.

Datos de inspección especial - En esta base de datos se consigna el resultado de las inspecciones especiales, las cuales se realizan en los puentes que tengan una calificación inferior o igual a 2, en la inspección de evaluación. Aquí se guarda la descripción de la inspección, así como las calificaciones otorgadas.

Datos de mediciones especiales.- En ésta se guardan los resultados de mediciones realizadas al puente tales como pruebas de carga y mediciones de vibraciones.

Fotografías de inventario.- Se almacenan en esta base de datos, las fotografías que dan una descripción general del puente

Fotografías de deterioros.- En esta base de datos se guardan fotografías de detalles las cuales harán resaltar los principales deterioros del puente

El programa de cómputo está realizado para computadoras personales en ambiente de windows

LÍNEAS ACTUALES DE TRABAJO

Actualmente se le está incorporando al SIAP un sistema que permita costear las diferentes acciones de conservación para poder predecir con suficiente anticipación los presupuestos necesarios para asignar a

estas tareas. La otra parte que se le está desarrollando es un sistema de información geográfica que permita realizar un análisis de la información incluyendo aspectos georeferenciados

CONCLUSIONES

El sistema propuesto constituye una herramienta útil para apoyar las labores de conservación de los puentes además de monitorear constantemente el estado estructural de los puentes con lo que se pueden predecir con anticipación fallas estructurales graves

Otro punto que se considera importante es la facilidad de que los gobiernos estatales utilicen este sistema, sin la necesidad de pagar regalías por importación de tecnología, para la administración de sus redes, incluyendo las que en un futuro próximo recibirán por parte de la SCT

AGRADECIMIENTOS

Se agradece el apoyo dado por Gabriel Ventura Suárez para la realización de este trabajo.

REFERENCIAS

Gálindo, A., Barousse, M., 1994, "Sistema de Administración de Puentes (SIAP)", Publicación técnica no. 49, Instituto Mexicano del Transporte, México.

Gálindo, A., Barousse, M., 1991, "Sistema de Administración de Puentes", Seminario Internacional de Puentes, Instituto Mexicano del Transporte, pp. 469-491, México.

O'Connor, S.D., Hyman, W.A., 1989, "Bridge Management System. Demonstration Project No. 71", U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., E.U.A.

"Recording and Coding Guide for Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges", 1988, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., E.U.A.

Bakht, B., Jaeger, L., "Bridge Analysis Simplified", 1987, McGraw Hill, E.U.A.

"American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): Standard Specifications for Highways Bridges", 1993, Washington, D.C., E.U.A.

"Ontario Highways Bridge Design Code (OHBDC)", 1992, 3de. Ministry of Transportation and Communications, Canadá

"Formato para Inspección de Puentes y Pasos a Deseñel", 1986, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México.

¿QUE SE HACE EN MÉXICO PARA LA CONSERVACIÓN DE PUENTES?

- En México existen aproximadamente 6,000 puentes.
- En 1982 se levanta el primer inventario de puentes.
- Alrededor de 1983 se establecen residencias de conservación de puentes en los Centros SCT.
- En 1991 se inicia la implantación del SIPUMEX. SIPUMEX es un sistema de administración de puentes elaborado por una empresa danesa para la Dirección General de Construcción y Conservación de Obra Pública.
- Actualmente se está instalando el SIAP en las autopistas concesionadas. El número de puentes en éstas es de alrededor de 1200 puentes.
- También se está instalando el SIAP en las Unidades Generales de Servicios Técnicos.
- En el Instituto se estudian procedimientos para la inspección de puentes utilizando pruebas no destructivas y mediciones de vibraciones.
- Se diseñó un curso en coordinación con la Dirección General de Servicios Técnicos, para inspección de puentes el cual va ser impartido en la División de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

OBJETIVOS DEL SIAP

OBJETIVO PRINCIPAL

- Predecir con anticipación problemas que afecten la seguridad y serviciabilidad de los puentes.

OTROS OBJETIVOS

- Generar una base de datos con el inventario de los puentes y la información de las inspecciones
- Optimizar la aplicación de los recursos disponibles
- Conjuntar la información de puentes para que sea accesible con facilidad y prontitud (planos, fotografías, memorias de cálculo, etc.)

COMPONENTES DEL SIAP

BASES DE DATOS RELACIONALES

- INVENTARIO
- INSPECCIONES RUTINARIAS
- INSPECCIONES ESPECIALES
- FOTOS DE INVENTARIO
- FOTOS DE DETERIOROS
- PLANOS*
- MAPAS*
- PELÍCULA*

CALIFICACIÓN DE PUENTES

- ESTRUCTURAL
- ASPECTOS FUNCIONALES

PLANEACIÓN Y PRIORIZACIÓN

- COSTOS*
- POLÍTICAS DE CONSERVACIÓN*

*Actividades en proceso

EVALUACIÓN DEL PUENTE

En este sistema se obtienen dos calificaciones; una referente a la condición estructural, y la otra al estado funcional del puente. En ambas calificaciones se utiliza una escala de cero a cinco.

Calificación estructural.- El sistema tiene dos procedimientos para el cálculo de la calificación estructural, dependiendo de los datos de que se dispongan. El primer procedimiento utiliza exclusivamente las calificaciones dadas a las diferentes partes del puente, y el segundo requiere de la obtención en campo del primer modo de vibrar.

Calificación del estado funcional del puente.- En esta parte el sistema califica los aspectos geométricos que afectan con la operación de las redes de transporte. Se califican dos aspectos; ancho del puente y gálibos.

MÉTODO BASADO EN LAS CALIFICACIONES DADAS A LAS DIFERENTES PARTES DEL PUENTE

Este consiste en hacer un promedio pesado de las calificaciones dadas a cada parte del puente. La ventaja de este procedimiento es ser sencillo, sin embargo su desventaja es que tiene un alto grado de subjetividad. La forma de obtener la calificación utilizando este procedimiento se describe a continuación:

Si la subestructura o la superestructura tienen una calificación igual o menor a 3, ésta se asignará como la calificación general del puente, de lo contrario se obtienen promedios pesados de la siguiente manera:

$$\text{CSUB} = (0.3)(\text{CSOCA}) + (0.2)(\text{CCIM}) + (0.25)(\text{CAPO}) + (0.25)(\text{CPILAS})$$

donde:

CSUB, calificación subestructura
CSOCA, calificación socavación
CCIM, calificación cimentación
CAPO, calificación apoyos
CPILAS, calificación pilas

$$\text{CSUP} = (0.4)(\text{CSIPIISO}) + (0.4)(\text{CSIPIORT}) + (0.20)(\text{CDISAPO})$$

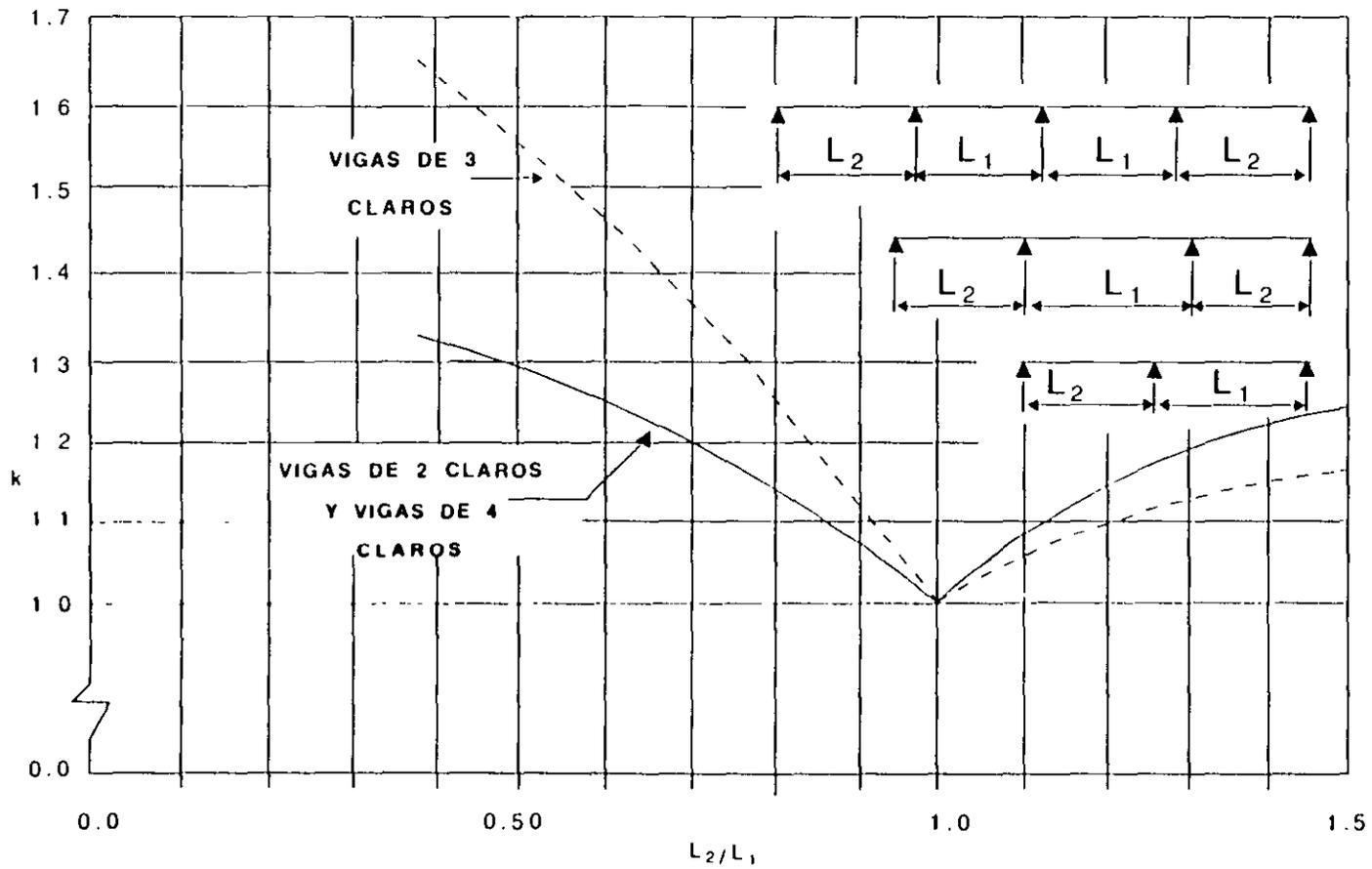
donde:

CSUP, calificación superestructura
CSIPIISO, calificación sistema de piso
CSIPIORT, calificación sistema portante
CDISAPO, calificación dispositivos de apoyo

$$\text{CEP} = (0.5)(\text{CSUB}) + (0.5)(\text{CSUP})$$

donde:

CEP, calificación estructural del puente



Valor de la constante K para superestructuras de dos, tres y cuatro claros.

Con los valores de EI conocidos se puede calcular el valor de la flecha, la cual se obtiene sumando la correspondiente al peso propio, más la que generaría un camión T3-S3. Para el caso de una superestructura continua menor de 40 m., la expresión para este cálculo es:

$$y = \frac{5}{384} \frac{WL^3}{EI} + \sum_{i=1}^6 P_i \frac{b_i(L^2 - b_i^2)^{3/2}}{9\sqrt{3}EIL}$$

donde:

y , es la flecha máxima

W , es el peso total del puente

P_i , carga del camión T3-S3 por eje

b_i , posición del eje de carga

Para otros claros y para superestructuras continuas, el SIAP calcula las flechas utilizando métodos más refinados de cálculo, y los criterios del AASHTO para definir el número de vehículos y carriles de carga. El valor de la flecha se compara con el permisible y se obtiene la *calificación por rigidez*.

Para obtener la *calificación por resistencia* se obtiene el esfuerzo último de flexión utilizando para esto el valor medido de EI y los criterios del AASHTO, con un vehículo mexicano T3-S3; dependiendo del cociente entre el esfuerzo último aceptable y el esfuerzo último actuante se obtienen dos calificaciones, una para flexión y otra para cortante, tomándose la más desfavorable como la calificación por resistencia.

Valores permisibles de flecha	Calificación (CR)
Menor a L/500	0
Entre L/500 y L/600	1
Entre L/600 y L/800	2
Entre L/800 y L/1000	3
Entre L/1000 y L/1200	4
Mayor a L/1200	5

CR, calificación por rigidez
L, claro de la superestructura

Cociente entre el esfuerzo último permisible y el esfuerzo último actuante	Calificación (CF o CCO)
Menor o igual a 1.0	0
Entre 1.2 y 1.4	1
Entre 1.4 y 1.6	2
Entre 1.6 y 1.8	3
Entre 1.8 y 2.0	4
Mayor o igual a 2.0	5

CF, calificación por flexión
CCO, calificación por cortante

CALIFICACIÓN DE LOS ASPECTOS FUNCIONALES

El sistema calcula primeramente los niveles de deficiencia para los dos aspectos; gálibos y ancho de la superficie de rodamiento. Para realizar los cálculos de los niveles de deficiencia el sistema compara entre los valores reales y los valores deseables tomando en cuenta de manera lineal el tráfico de la carretera. Por ejemplo, para obtener el nivel de deficiencia del ancho del puente se utiliza la siguiente expresión:

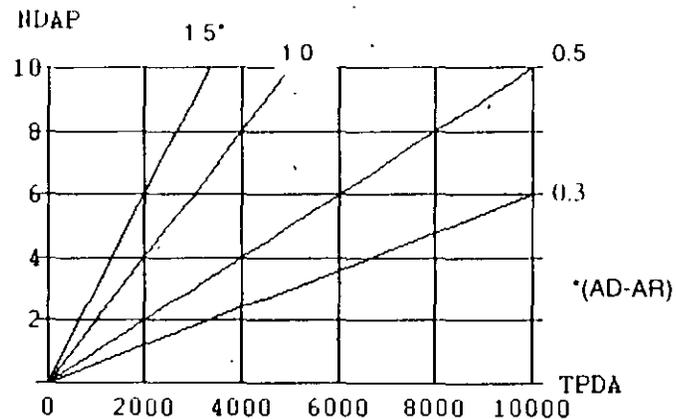
$$NDAP = 10(AD - AR) \frac{TPDA}{5000} \leq 10$$

donde:

NDAP, nivel de deficiencia por ancho del puente

AD, ancho deseable del puente en m.

AR, ancho real del puente en m.



Gráfica de NDAP contra TPDA para diferentes valores de (AD-AR)

Nivel de deterioro por ancho del puente	Calificación
Igual a 10	0
Entre 8 y 10	1
Entre 6 y 8	2
Entre 4 y 6	3
Entre 2 y 4	4
Menos de 2	5

Para el galbo se tienen ecuaciones similares. Por último, se obtiene la calificación por funcionalidad promediando las dos aspectos funcionales antes mencionados.

**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**Sistema de Administración de
Puentes (SIAP)**

Publicación Técnica No.49
Querétaro, Qro. 1994

Indice

1. Introducción	1
2. Antecedentes	5
3. Sistema de administración de puentes	9
3.1 Organización central	9
3.2 Organización de campo	11
3.3 Inspecciones	11
3.3.1 Inspección de evaluación	12
3.3.2 Inspección detallada	13
3.4 Inventario	15
3.5 Evaluación	15
3.6 Niveles de servicio	18
3.6.1 Nivel de servicio para la capacidad de carga	19
3.6.2 Nivel de servicio para el ancho del puente	20
3.6.3 Nivel de servicio para el tipo de puentes	20
3.7 Criterios de priorización	22
3.7.1 Deficiencia en la capacidad de carga (CC)	23
3.7.2 Deficiencia por el ancho del puente (AP)	25
3.7.3 Deficiencia por galaxias	27
3.7.4 Deficiencia en la condición estructural (CE)	29
3.8 Índices de priorización	31

3.9 Definición de acciones	31
3.10 Análisis económico	34
4. Sistema de cómputo	37
4.1 Base de datos del SIAP	37
4.2 Datos generales	39
4.3 Datos geométricos	45
4.4 Datos de la estructura	51
4.5 Datos de operación	57
4.6 Datos de la inspección de evaluación	58
4.7 Datos de la condición	66
4.8 Datos de pruebas especiales	68
5. Conclusiones	69
6. Bibliografía	71
APENDICE A	

1. Introducción

La modernización que se intenta realizar en todos los órdenes de la vida económica del país redundará en el incremento sustancial de las demandas de tránsito sobre las redes de transporte, por lo que tanto las carreteras como los ferrocarriles existentes deberán modificarse para adecuarlos al crecimiento de la demanda de transporte.

Los puentes son una parte importante del sistema de transporte del país y pueden ser puntos de estrangulamiento de la red si no están en condiciones adecuadas de servicio.

Numerosos puentes de la red nacional de carreteras presentan daños importantes como consecuencia de la acción agresiva de los agentes naturales y del crecimiento desmesurado de las cargas vivas.

El deterioro causado por los agentes naturales es común a todas las obras de ingeniería civil y es el resultado de un proceso mediante el cual la naturaleza trata de revertir el procedimiento artificial de elaboración de los materiales de construcción y llevarlos nuevamente a su estado original. De esta manera el concreto, piedra artificial formada por agregados pétreos unidos con cemento y agua, por efecto de los cambios de temperatura, el intemperismo y otros agentes, se agrieta, se desconcha y tiende a convertirse otra vez en arena, grava y cemento separados. Así mismo, el acero, formado por hierro con un pequeño agregado de carbono, es un material artificial inexistente en la naturaleza, que por efecto de la oxidación tiende a convertirse en un material más estable.

Por lo que se refiere a las cargas rodantes, el desarrollo tecnológico ha propiciado la aparición de vehículos cada vez más pesados, en respuesta a la demanda de los transportistas que encuentran más lucrativa la operación de vehículos de mayor peso. Por otra parte, el mismo desarrollo económico se ha reflejado en un notable incremento del parque vehicular. En los últimos 35 años el número de habitantes y la longitud de la red se han triplicado, en tanto que el número de vehículos se ha multiplicado por veinticinco.

Una gran parte de nuestros puentes fueron calculados para la carga AASHTO H-15 con un peso total de 13.8 ton, en tanto que el camión tipo

T3-S3 autorizado por el reglamento de operación de caminos tiene un peso legal de 46 ton. y frecuentemente un peso ilegal hasta de 75 ton. Esta situación explica algunos de los daños en las estructuras de pavimentos y puentes por el aumento de las sollicitaciones mecánicas al aumentar el peso de las cargas rodantes y por la disminución de resistencia por efecto de la fatiga estructural ocasionada por la aplicación de esas cargas repetidamente. Sin embargo, atendiendo a la naturaleza dinámica de las cargas vivas, deberá estudiarse con más detalle el problema de capacidad estructural, tomando en cuenta las características del propio vehículo como son el tipo de suspensión, distribución de la masa, etc. así como las propiedades dinámicas del puente.

Otro aspecto importante de tomar en cuenta es lo que se refiere a la insuficiencia hidráulica y al estado de la cimentación desde el punto de vista de socavación, ya que estos problemas son las principales causas de colapsos de puentes.

Examinando con mayor atención la naturaleza de las causas que provocan los daños en los puentes, se desprende que son ineludibles. La acción agresiva de los agentes ambientales forma parte del marco de referencia en que la ingeniería debe desenvolverse y, tomando en cuenta que la infraestructura debe estar al servicio del transporte, la tendencia creciente del peso y número de los vehículos debe considerarse también componente obligada del citado marco de referencia. Por ésta razón, las entidades responsables de la operación de las redes de carreteras y ferrocarriles, deben considerar la conservación de los puentes como parte obligada de su quehacer a fin de mantener los niveles adecuados de seguridad y servicio de las estructuras.

Desafortunadamente existe un considerable rezago en la conservación de los puentes que se traduce en un deterioro creciente de su estado físico. Entre las razones que explican, pero no justifican ese rezago, pueden señalarse las siguientes:

- **Escasez de recursos.** La crisis económica en que estuvo inmerso nuestro país durante la década de los ochentas motivó un considerable descenso del gasto público y una desafortunada minimización de recursos disponibles para la conservación. Por el contrario, la crisis económica pudo

considerarse motivo para conservar con mayor esmero la infraestructura existente, que, de destruirse, sería difícil de restituir por la propia escasez de recursos.

- **Preferencia a la estructura térrea.** Los limitados recursos asignados a la conservación de la red, se han canalizado en el pasado fundamentalmente a la atención de la estructura térrea (terracerías y pavimentos), debido a que los materiales que la conforman son más vulnerables que los predominantes en los puentes, lo que motiva daños más extensos, más notorios y más frecuentes. Los materiales de los puentes, son ciertamente más durables, pero no son eternos y su falta de conservación puede destruirlos, ocasionando cuantiosas pérdidas económicas e interrupciones totales del tránsito.

- **Impopularidad de la conservación.** El crecimiento demográfico, el acceso de grupos cada vez mayores a mejores niveles de vida y la urbanización creciente, generan una gran demanda de diversas obras nuevas de infraestructura, ante las cuales la conservación de las obras existentes resulta una tarea poco atractiva para la sociedad y sus dirigentes y queda, por lo tanto, en desventaja en la competencia por la asignación de recursos.

- **Carencia de cultura de conservación.** En una sociedad subdesarrollada, existe poca conciencia sobre la necesidad de conservar las obras tanto públicas como privadas. Podría decirse que el índice del desarrollo social de una nación se obtiene en función de la proporción de recursos asignados a la conservación respecto al gasto total en construcción.

Aunque por su longitud los puentes representan una porción pequeña de la red, constituyen eslabones vitales que garantizan la continuidad del funcionamiento de toda ella. Su colapso ocasiona frecuentemente pérdidas de vidas y cuantiosos daños económicos, tanto por la destrucción de la obra como por la interrupción o demora de la operación. Su reconstrucción plantea a menudo complejos problemas de ingeniería. Constituyen además obras que cautivan la atención del público, por lo que su falla ocasiona un detrimento en la credibilidad o en el prestigio de las entidades responsables. Por estas razones, conservarlos es una necesidad esencial.

2. Antecedentes

En los más de 40.000 km de la red federal de carreteras existen aproximadamente 5,000 puentes con una longitud del orden de 200 km, que presentan una inversión superior a los 8.000 millones de nuevos pesos. De acuerdo con los resultados de numerosos estudios realizados en todo el mundo, un nivel mínimo recomendable de inversión para la conservación de estructuras viales es el 2% de la inversión inicial. Lo que conduce a definir un presupuesto anual de 160 millones de nuevos pesos como el mínimo necesario para la conservación de esas obras. Desafortunadamente, durante muchos años por las razones mencionadas, los presupuestos asignados fueron nulos o mucho menores a la cifra señalada, lo que ha propiciado una grave acumulación del deterioro. En una evaluación reciente de los puentes de la red federal se estimó que aproximadamente en 3.000 de ellos, el 60% del total, se requerían acciones importantes de rehabilitación. Obviamente, los presupuestos anuales para estas acciones, al incluir tareas de reparación y reforzamiento, son mucho mayores que la cifra arriba señalada, que se refiere únicamente a acciones preventivas y no correctivas.

Es oportuno mencionar que el problema planteado no es exclusivo de México, sino que existe en numerosos países, quizás en todos, y con mayor agudeza en los países más desarrollados que tienen infraestructuras viales más extensas y más antiguas. En los Estados Unidos, por ejemplo, existen en la red federal de carreteras 574.000 puentes, de los cuales 200.000 deben reemplazarse o reforzarse por obsolescencia funcional o por insuficiencia estructural, a un costo de 50.000 millones de dólares, que se invertirán en un lapso de 20 años.

Adicionalmente, en Francia los 6.700 puentes de la red principal de carreteras requieren una inversión anual de 40 millones de dólares durante 20 años. De esta inversión un tercio se destinará a acciones preventivas de mantenimiento y dos tercios a la rehabilitación o reemplazo del 25% de estas obras.

A pesar de que la construcción y administración institucional de puentes carreteros en México empieza en 1935 con la fundación de la Comisión Nacional de Caminos, fue en 1982 cuando se iniciaron acciones administrativas que consideran el problema global de la conservación de puentes. Antes de esa fecha sólo se emprendían acciones dispersas diferidas a casos puntuales, que en su mayor

colapsados por socavación durante los temporales y que sólo raras veces constituían verdaderas acciones preventivas de conservación, como la renovación de la pintura de estructuras metálicas.

En 1982 se levantó un inventario de los puentes de la red federal que incluyó una evolución de sus condiciones. Este documento constituye un esfuerzo importante de la Dirección General de Construcción y Conservación de Obra Pública para el control de las estructuras viales a su cargo. Posteriormente, se establecieron Residencias de Conservación de Puentes en la mayor parte de los Estados y se llevaron a cabo numerosas obras de reparación y modernización de puentes, con inversiones crecientes a precios reales año con año. Similares esfuerzos han sido realizados en la última década por el organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, por el Departamento del Distrito Federal y por la empresa Ferrocarriles Nacionales de México, para atender los puentes a su cargo. Estas tareas fueron en buena parte impulsadas por la ocurrencia de algunos colapsos de puentes, causados tanto por sobrecargas excesivas como por el mal estado físico de las obras.

Por lo expuesto, resulta evidente que la conservación de los puentes presenta ahora un avance considerable respecto a la situación que se tenía hace diez años. Sin embargo, para consolidar los esfuerzos realizados y orientar adecuadamente las tareas futuras, se estima conveniente que cada una de estas dependencias implante un sistema de administración para la conservación de los puentes a su cargo.

Por otra parte, es importante señalar que existen numerosos puentes que se encuentran desprotegidos porque las entidades que los administran, quizás fundamentalmente por la carencia de recursos, no han realizado acciones sustantivas para su conservación y rehabilitación. Se trata de los puentes de las redes estatales de caminos alimentadores y de los puentes de los caminos rurales. Aunque estos puentes soportan en general volúmenes de tránsito mucho menores que los de la red troncal, muchos de ellos tienen una gran antigüedad y un deterioro severo como consecuencia de una escasa o nula conservación, por lo que constituyen un grave peligro para la seguridad pública. A estas obras desprotegidas deben sumarse muchos puentes dispersos por todo el país, construidos por municipios de escasos recursos o por particulares,

que constituyen un peligro peor, ya que en muchos casos, a un deficiente estado de conservación, suman una condición original defectuosa por haber sido diseñados y construidos con graves carencias de tecnología.

Para todas estas obras es urgente implantar programas de conservación similares a los emprendidos por las entidades mayores mencionadas arriba y protegerlos con sistemas de administración de la conservación que podrían tener por alcance el territorio de cada una de las Entidades Federativas. Aunque es evidente que las pequeñas obras municipales y rurales, por su aislamiento y lejanía, quedan mejor vigiladas y conservadas por las autoridades locales, se estima conveniente que el sistema de administración quede a cargo de los Gobiernos de los Estados, para que proporcionen el necesario apoyo técnico y económico.

3. Sistema de administración de puentes

En una publicación reciente del Banco Mundial (1) destinada a servir como guía para la implantación de sistemas de administración de puentes en países en desarrollo, se define a un sistema de este tipo como, "*un conjunto de elementos administrativos y organizacionales, normas y procedimientos implantados por una institución para organizar, realizar y supervisar todas las actividades relacionadas con los puentes a su cargo después de la puesta en servicio de éstos*".

Los objetivos generales del sistema son los siguientes:

- Garantizar la seguridad de los usuarios.
- Proteger la inversión patrimonial.
- Predecir con suficiente anticipación el monto de los recursos necesarios para la conservación y rehabilitación de las obras.
- Garantizar la continuidad y la calidad del servicio.
- Optimizar la aplicación de los recursos disponibles.
- Generar una base de datos con el inventario y la información de las inspecciones de puentes.

Por lo que se refiere a los puentes carreteros de la red federal, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes cuenta con todos los elementos administrativos y organizacionales que permiten la pronta implantación del sistema propuesto a través de la estructura existente en los Centros SCT y en las Dependencias Centrales, requiriéndose únicamente el fortalecimiento de algunos recursos específicos necesarios para la operación del sistema (figura 3.1). A continuación se describen algunas necesidades en cuanto a normas y procedimientos a establecer.

3.1. Organización central

Dentro del sistema propuesto se requiere que la toma de decisiones sobre las acciones de conservación de los puentes tenga lugar en una organización central que deberá además supervisar la ejecución de los trabajos. Estas tareas no pueden estar a cargo de la organización de campo, porque deben realizarse considerándose la operación global de la red y no únicamente las circunstancias particulares de cada caso. Para los puentes de la red federal de

carreteras esta organización será en primera instancia el centro SCT en cada estado y en segunda, las dependencias centrales.

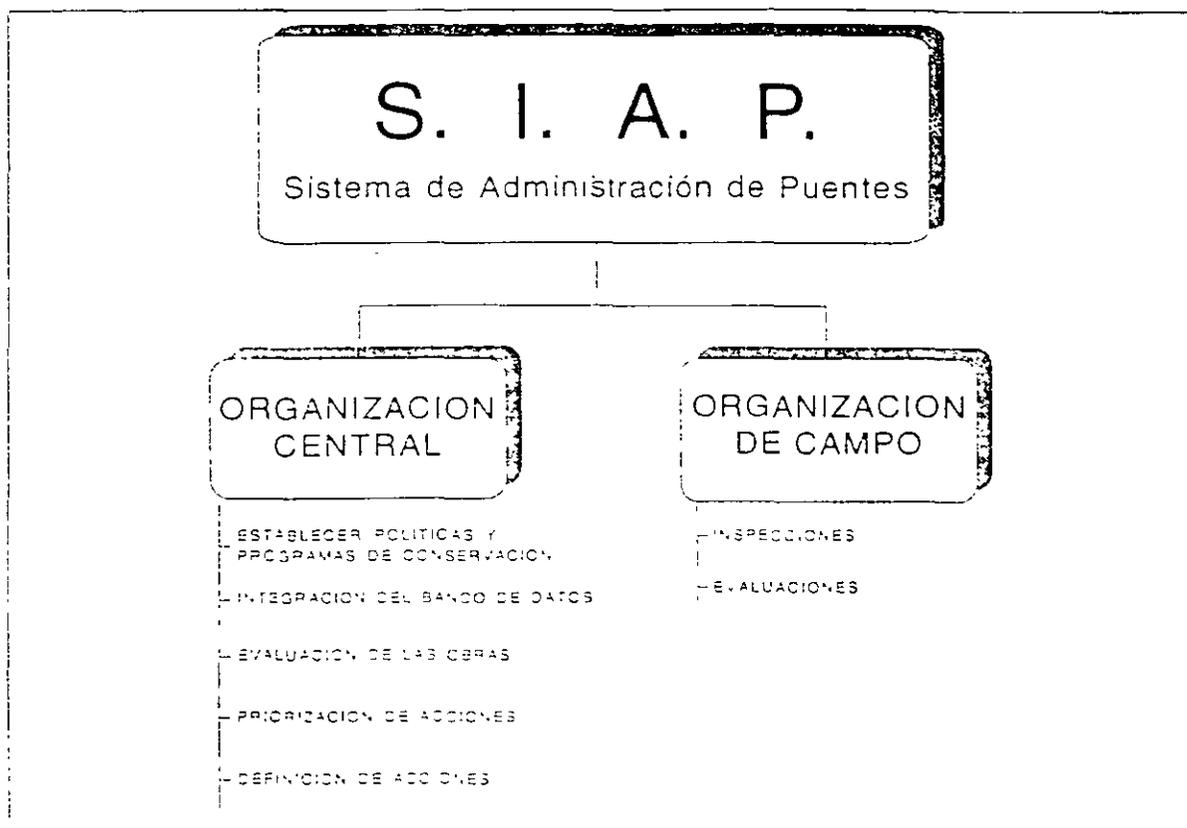


FIGURA 3.1.- Organización institucional propuesta por el SIAP.

Las actividades centralizadas dentro del sistema propuesto son las siguientes:

- Establecer políticas y programas de conservación.
- Integración del banco de datos
- Evaluación de las obras.
- Definición de acciones
- Priorización de acciones

La organización central será la responsable de integrar un expediente para cada puente conteniendo los siguientes documentos:

- Estudios previos: topográficos, hidráulicos, geotécnicos, de ingeniería de tránsito, etc.
- Memorias de cálculo y planos estructurales.
- Datos de construcción: contratos, modificaciones al proyecto, control de calidad, etc.
- Reportes de accidentes.
- Datos sobre reparaciones o reforzamientos, incluyendo costos.

Los expedientes deben agruparse por tramo, carretera y por red, para conformar un archivo ordenado que permita la recuperación rápida de la información.

3.2. Organización de campo

Dentro del sistema se requieren organismos que realicen directamente las tareas de campo. En el caso de la red federal de carreteras, los organismos responsables deben ser las Residencias de Construcción de Puentes, auxiliadas en lo conducente por las Unidades Generales de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones. Las tareas a realizar por estas dependencias dentro del sistema son las siguientes:

- Inspecciones
- Evaluaciones.

3.3. Inspecciones

Mediante un programa de inspecciones sistemáticas se obtendrán los datos necesarios para la detección y evaluación de daños, así como para la toma de decisiones sobre mantenimiento, reparación, refuerzo o sustitución de los puentes.

En las inspecciones deberán considerarse únicamente los daños graves, tales como :

- Socavación,
- Grietas y asentamientos en la subestructura,
- Daños en dispositivos de apoyo,
- Grietas en la superestructura,
- Flechas, desplomes y hundimientos.
- Golpes,
- Daños en juntas de dilatación,
- Corrosión.

Dentro de este sistema se sugiere que se realicen dos tipos de inspecciones: una de evaluación y la otra detallada.

3.3.1. Inspección de evaluación

Debe realizarse por personal especializado en puentes y adiestrado para la identificación y evaluación de daños. La brigada de inspección debe estar formada por lo menos por tres técnicos y uno de ellos debe ser ingeniero. El personal contará con un equipo mínimo y la inspección será fundamentalmente visual. La época más recomendable para realizar esta inspección es al término de la temporada de lluvias, cuando la disminución de los niveles de agua facilita el acceso bajo las obras y cuando están frescos los indicios de socavación, principal causa de colapsos.

Al término de la inspección de evaluación, el jefe de la brigada procederá a una calificación global de la obra. En virtud de la escasez de información y de la superficialidad de la inspección, no es posible adoptar un sistema cuantitativo sofisticado de calificación, por lo que en forma práctica se recomienda que la superestructura, subestructura, superficie de rodamiento y cimentación (socavación), se califiquen en alguno de los niveles mostrados en la tabla 3.1, se deberá asignar una calificación a cada concepto, es decir una sola calificación para la subestructura, otra para la superestructura, otra para la superficie de rodamiento y otra para la cimentación.

Para la ejecución de estas inspecciones se recomienda utilizar las siguientes publicaciones de apoyo:

- Catálogo de deterioros, el cual servirá para ayudar en la calificación del puente.
- Formatos para la inspección del puente, el cual estará de acuerdo con el sistema de cómputo y servirá para proporcionar fichas de captura.
- Guía para la Inspección y Conservación de Puentes. Esta es una publicación que tiene la SCT, que es traducción de una publicación de la AASHTO.

En el apéndice A se muestra el formato para este tipo de inspección.

NIVEL	DESCRIPCION
5	CONDICION EXCELENTE
4	CONDICION BUENA
3	CONDICION ACEPTABLE
2	CONDICION REGULAR
1	CONDICION MALA O DEFECTUOSA
0	CONDICION DE FALLA

TABLA 3.1.- Niveles para la calificación de puentes.

3.3.2. Inspección detallada

Debe realizarse en aquellos puentes que hayan tenido una calificación inferior a 3 durante la inspección de evaluación. Esta segunda inspección la realizará personal especializado en puentes, procedente de oficinas centrales o regionales y tendrá por objetivo ratificar o rectificar la calificación preliminar. Para ello deberá contarse con equipos que permitan el acceso a todas las partes del puente y la medición cuantitativa de las respuestas de la estructura con precisión suficiente.

Entre las actividades a realizar se incluyen el levantamiento geométrico de la estructura, la determinación de la naturaleza y extensión de los daños y la realización de diversos estudios que permitan determinar la causa y mecanismo de propagación de los daños; para lo cual es necesario utilizar equipos desarrollados por la tecnología mundial para la observación de obras. Dada la extensión y complejidad de estos trabajos y el alto grado de responsabilidad profesional que implican, es recomendable que se realicen con el apoyo de empresas especializadas de consultoría, contratadas para este efecto. En la figura 3.2 se muestra un resumen de la metodología propuesta por el SIAP para llevar a cabo las inspecciones.

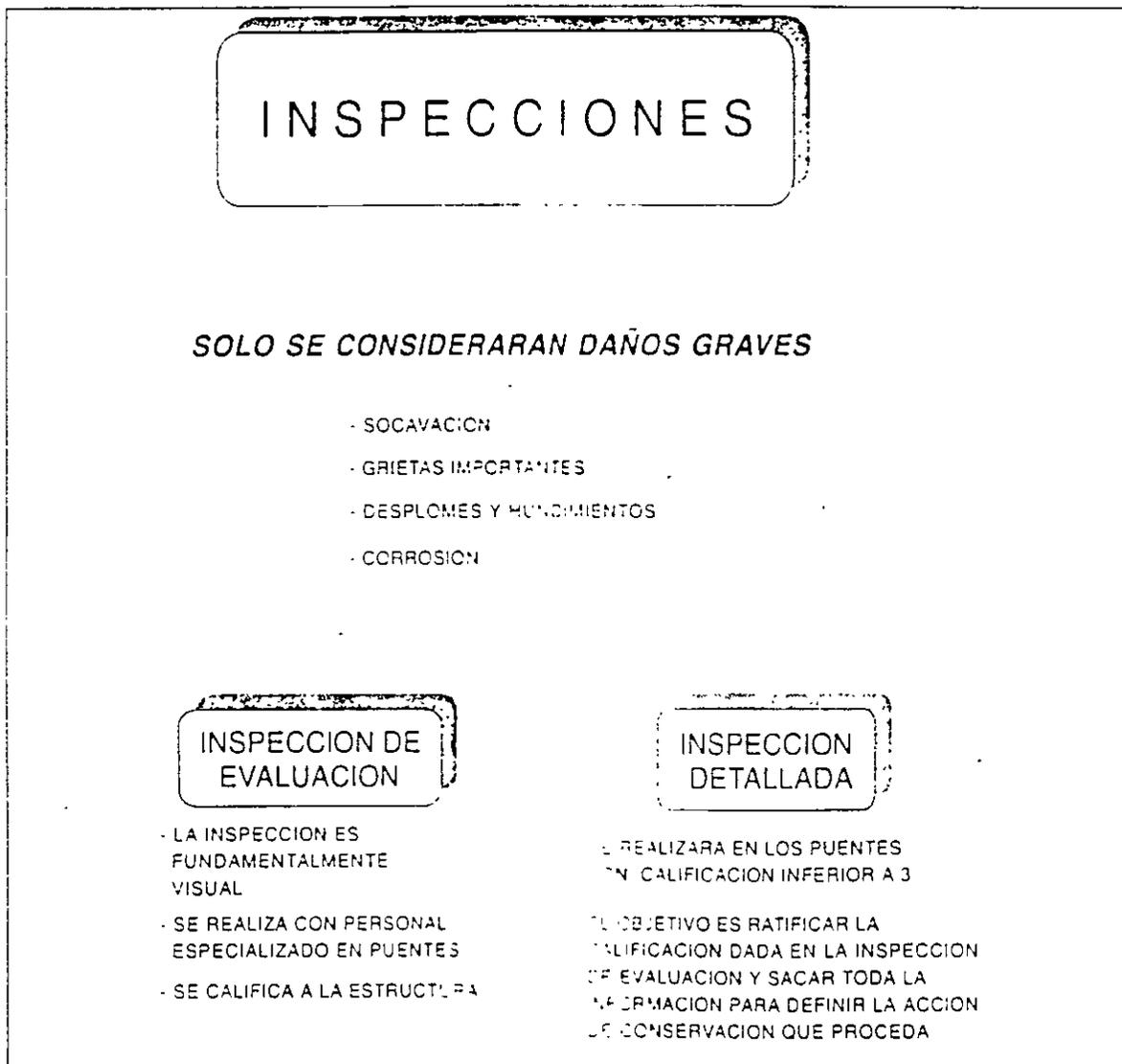


FIGURA 3.2.- Organización institucional de las inspecciones.

3.4. Inventario

El inventario debe incluir exclusivamente datos de carácter casi permanente, útiles para tomar decisiones básicas y no para decisiones de ingeniería. Deben separarse de la forma del inventario las cuestiones referentes a la detección y evaluación de daños.

Es recomendable que todos los puentes de la red sean identificados con un solo nombre y un solo número, colocado físicamente en el sitio con señales informativas en ambos extremos de la obra. El sistema de cómputo genera un número de inventario formado por la abreviatura del estado, el número de puente y las iniciales de la entidad responsable del puente.

En el capítulo 4 se hace una descripción detallada de los datos que forman el inventario y en el apéndice A se muestra el formato de campo correspondiente.

3.5. Evaluación

La evaluación del puente debe incluir dos aspectos; por un lado, evaluar sus características resistentes actuales y previsibles en un futuro próximo y, por otro, que señale cuales son sus características funcionales, destacando el tipo de trazo en que está inscrito el puente, su ancho de calzada, su gálibo y su sección hidráulica entre otros.

Estas propiedades de resistente y de funcionalidad, deben compararse con las características mínimas aceptables o deseables que debe tener un puente para que cumpla su función dentro de la red vial. Los valores mínimos deseables y aceptables se definen en el punto 3.6. de este trabajo.

Para obtener la capacidad resistente de un puente existen dos procedimientos; el primero, consistente en la elaboración de un análisis estructural utilizando un modelo lo más apegado a la geometría del puente. Un problema que se presenta en este procedimiento es la determinación de los parámetros de rigidez y resistencia para el nivel de deterioro que tenga el puente. El segundo procedimiento consiste en

obtener las características dinámicas (modos de vibración, amortiguamiento y frecuencias) reales a partir de la medición de vibraciones. Estas técnicas se están utilizando cada vez más, ya que constituyen un procedimiento más confiable de evaluación estructural y, además, los procedimientos y equipos necesarios son cada vez más sencillos.

En este sistema se deja abierta la posibilidad de que en el futuro la capacidad resistente se obtenga mediante medición de vibraciones; por ahora este aspecto sólo se manejará mediante una calificación de la condición estructural que se otorgue a las diferentes partes del puente.

En lo que se refiere a la evaluación de los aspectos funcionales, ésta se hará comparando los datos actuales de ancho y gálibos con los definidos como mínimos deseables o aceptables en los niveles de servicio. En las figuras 3.3 y 3.4 se presenta esquemáticamente la manera en que el SIAP lleva a cabo las evaluaciones de los puentes.

En la figura 3.3 se describen los dos aspectos ya mencionados para evaluar los puentes incluidos en el SIAP, éstos son: características resistentes y características funcionales. El SIAP considera, en los aspectos de resistencia, la capacidad de carga y la socavación y, en los aspectos funcionales, el trazo, el ancho de calzada, los gálibos y la sección hidráulica.

En la figura 3.4, se muestra la comparación que realiza el SIAP, entre las características reales y las deseables, para obtener el nivel de deficiencia del puente, el cual junto con los aspectos financieros servirá para realizara trabajos de priorización de las acciones de conservación.

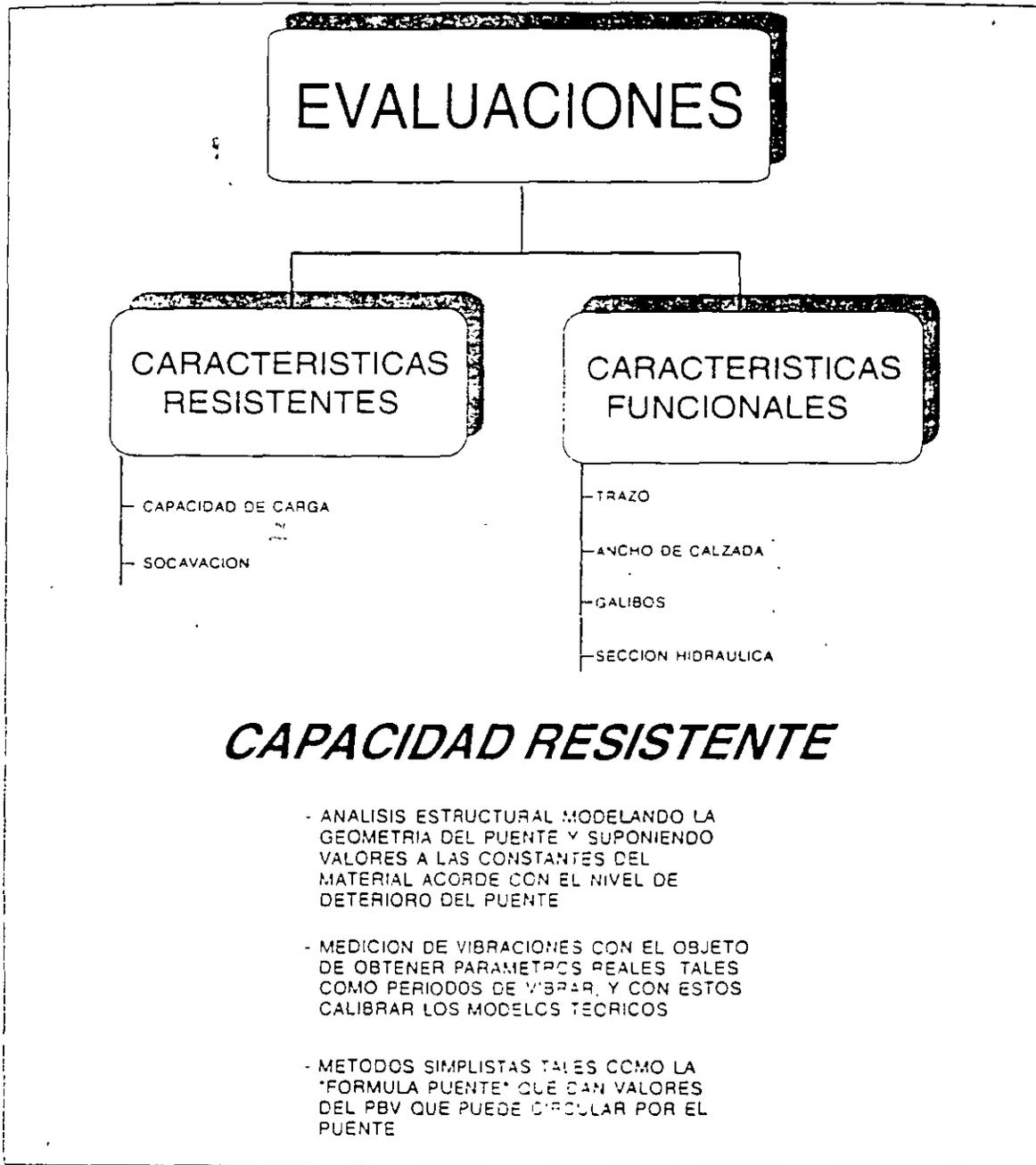


FIGURA 3.3.- Sistema de evaluación de los puentes propuesta en el SIAP.

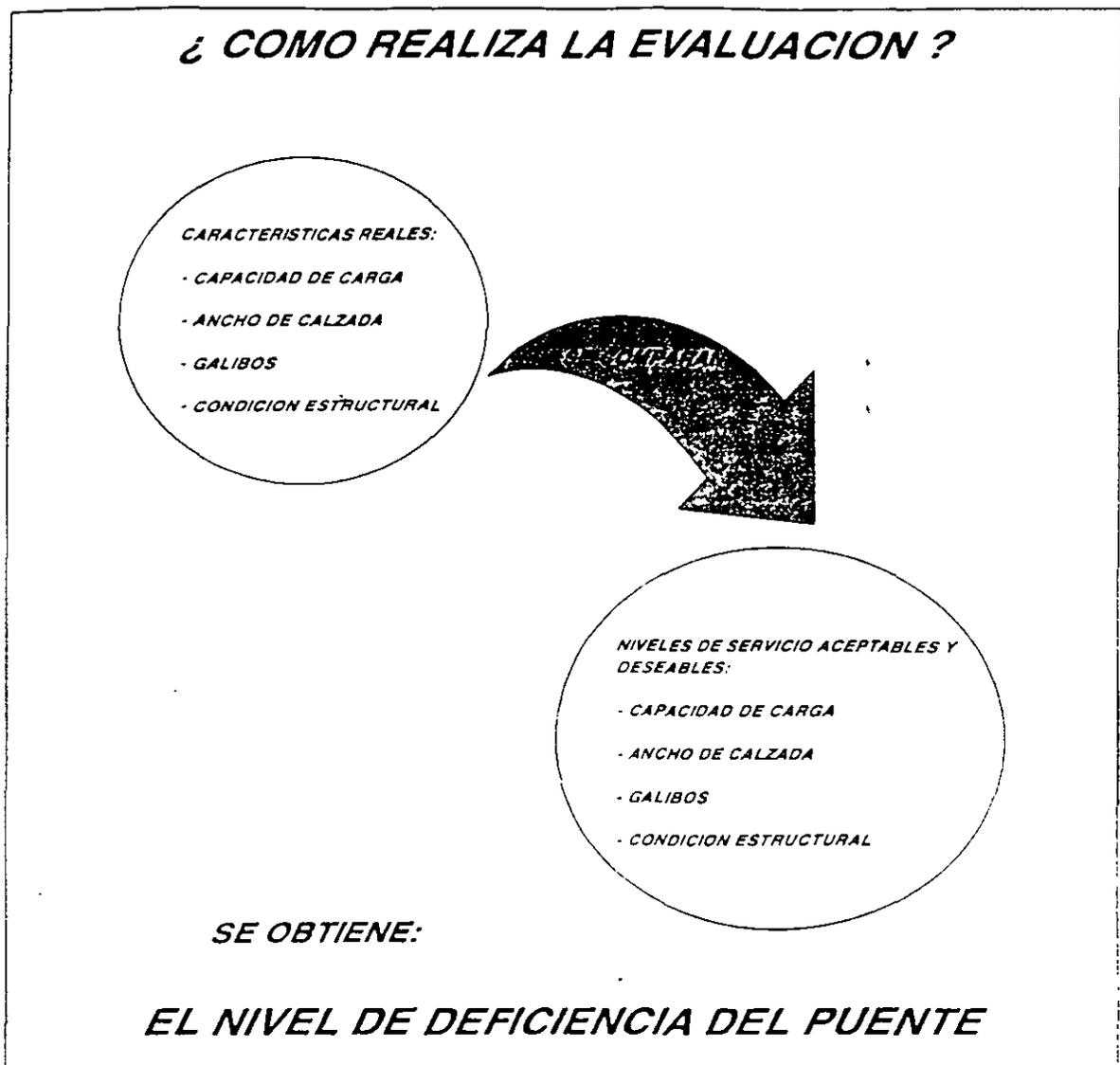


FIGURA 3.4.- Esquema general de evaluación de los puentes en el SIAP.

3.6. Niveles de Servicio

Como ya se mencionó, los niveles de servicio constituyen el marco de referencia para poder establecer si un puente tiene las características funcionales y de resistencia adecuadas para la operación del transporte dentro del sistema vial.

Los niveles de servicio son definidos para la capacidad de carga, el ancho del puente y los gálibos.

3.6.1 Nivel de servicio para la capacidad de carga

Por capacidad de carga se entiende como la máxima carga a la que el puente puede ser sometido sin afectarlo estructuralmente. En este sistema se utilizará el peso total del vehículo de diseño a menos que se calcule otro valor utilizando algún procedimiento más refinado.

Para definir los niveles de servicio para la capacidad de carga, es necesario establecer el peso de los vehículos que circulan por la red carretera. En el reglamento reciente sobre pesos y dimensiones, el peso bruto vehicular permitido se da en función del daño a pavimentos y a puentes, y con base en éstos y en los estudios sobre pesos y dimensiones que realiza este Instituto, se definieron los valores aceptable y deseable para el sistema. Los valores propuestos se muestran en la tabla 3.2.

La clasificación de las carreteras utilizada es la siguiente:

- Carretera A.- Son aquellas que por sus características geométricas y estructurales permiten la operación de todos los vehículos autorizados por el reglamento de pesos y dimensiones de la SCT.
- Carretera B.- Son aquellas que conforman la red primaria y que atendiendo a sus características geométricas y estructurales presta un servicio de comunicación interestatal, además de vincular el tránsito con la red de carreteras tipo A.
- Carretera C.- Red secundaria; son carreteras que atendiendo a sus características geométricas y estructurales principalmente prestan servicio dentro del ámbito estatal con longitudes medias, estableciendo conexiones con la red primaria.
- Carretera D.- Red alimentadora; son carreteras que atendiendo a sus características geométricas y estructurales

principalmente prestan servicio dentro del ámbito municipal con longitudes relativamente cortas, estableciendo conexiones con la red secundaria.

NIVEL DE SERVICIO PARA LA CAPACIDAD DE CARGA		
Clasificación de la carretera	Capacidad en toneladas	
	Aceptable	Deseable
A	69.52	77.51
B	69.52	77.51
C	46.03	46.03
D	41.54	41.54

TABLA 3.2.- Nivel de servicio para la capacidad de carga de puentes.

3.6.2 Nivel de servicio para el ancho del puente

En este sistema el ancho del puente corresponde al ancho libre para que los vehículos circulen sin obstáculos. Los niveles de servicio deseados para el ancho del puente se muestran en las tablas 3.3 y 3.4.

3.6.3 Nivel de servicio para el gálibo de puentes

El gálibo vertical de puentes corresponde a la altura libre para que los vehículos circulen. En un puente se pueden presentar dos tipos de gálidos que llamaremos gálibo superior y gálibo inferior. El gálibo superior corresponde a impedimentos para circular que estén por arriba del puente como pueden ser la cuerda superior en puentes a base de armaduras o bien algún tipo de señalamiento. El gálibo inferior y el gálibo inferior cuando el puente es cruzado por debajo por una ruta. El nivel de servicio para los gálidos superior e inferior en puentes se muestra en la tabla 3.5.

NIVEL DE SERVICIO PARA EL ANCHO DE PUENTES DE DOS CARRILES			
Clasificación funcional del camino	Rangos de Volumen TPDA	Ancho en metros	
		Aceptable	Deseable
A	TPDA ≤ 3,000	9.00	10.00
	3000 - 5000	10.00	11.00
	> 5000	12.00	13.50
B	TPDA ≤ 1500	9.00	10.00
	1500 - 3000	8.00	9.00
C y D	TPDA ≤ 50	4.00	5.00
	50 - 1500	4.00	5.00

TABLA 3.3.- Nivel de servicio para el ancho de puentes de dos carriles.

NIVEL DE SERVICIO PARA EL ANCHO DE PUENTES CON MAS DE DOS CARRILES					
Tipo de carretera	TPDA	Ancho en metros			
		Aceptable		Deseable	
		carril	acot.	carril	acot.
A	TPDA ≤ 3000	4.50	0.50	4.50	1.50
	3000 - 5000	4.50	1.50	5.00	1.50
	TPDA > 5000	5.00	1.50	5.70	2.50

TABLA 3.4.- Nivel de servicio para el ancho de puentes de más de dos carriles.

NIVEL DE SERVICIO PARA EL GALIBO DE PUENTES		
Clasificación del camino	Gálibo en metros	
	Aceptable	Deseable
A	5.40	5.60
B	5.00	5.20
C y D	4.40	4.80

TABLA 3.5.- Nivel de servicio para el gálibo en puentes.

3.7. Criterios de Priorización

Un criterio de priorización es un procedimiento en el cual se toman en cuenta aspectos funcionales y estructurales para establecer prioridades de acción en la conservación de los puentes.

El criterio de priorización propuesto para este sistema, está basado en los trabajos desarrollados por la Federal Highway Administration y algunos departamentos de transporte en los Estados Unidos de Norteamérica, pero se adecúa a las necesidades de los puentes en México.

Para el sistema de priorización se establece una calificación a la que llamaremos el nivel de deficiencia del puente (ND), el cual se mide de 0 a 100, donde cien es para puentes en perfecto estado y cero para aquellos puentes que requieren acciones urgentes de conservación. Se califican cuatro aspectos: capacidad de carga (CC), ancho del puente (AP), gálibos (G) y la condición estructural del puente (CE). La calificación se obtiene con la siguiente fórmula:

$$ND = 100 - (CC + AP + G + CE)$$

A continuación se presenta el procedimiento para calcular cada una de las variables de la fórmula anterior.

3.7.1. Deficiencia en la capacidad de carga (CC).

La fórmula para calcular el nivel de deficiencia correspondiente a la capacidad de carga, se define como:

$$CC = 40 \left[1 - \frac{1}{5} (NC - CR)(0.6K_1 + 0.4K_2) \right] \leq 40$$

$$K_1 = \frac{(TPDA)^{0.30}}{12}$$

$$K_2 = \left(\frac{LD}{20} \right) \left(\frac{TPDA}{5000} \right)$$

Donde:

- NC, es el nivel de servicio para la capacidad de carga definido en la tabla 3.2, en ton.
- CR, capacidad de carga del puente en ton. Si no se cuenta con un valor más preciso se podrá usar el correspondiente al peso total del vehículo utilizado en el proyecto.
- TPDA, tránsito promedio diario anual.
- LD, distancia que un vehículo tendría que recorrer en caso de falla del puente, en Km.

Esta fórmula presupone que el costo del transporte se incrementa linealmente con la deficiencia en la capacidad de carga del puente; además se introdujo un término no lineal que toma en cuenta el deterioro del puente por el paso de vehículos con exceso de carga. En la figura 3.5

se muestra una gráfica de CC para diferentes valores de deficiencia en capacidad de carga (NC - CR) considerando una longitud de desvío de 20 kms. En la gráfica se puede apreciar que entre mayor sea la deficiencia en capacidad de carga y mayor el tráfico será menor el valor de CC.

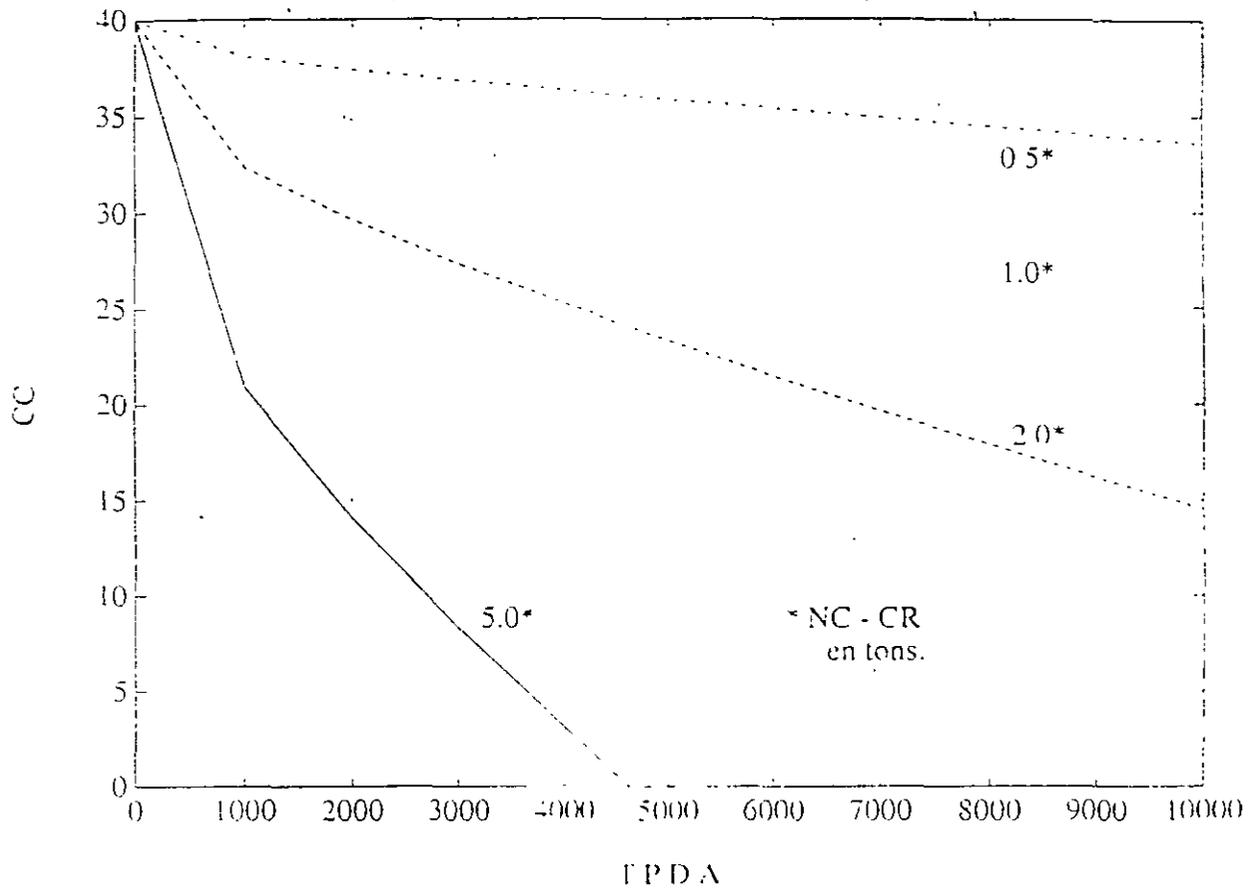


FIGURA 3.5.- Gráfica de CC contra TPDA para diferentes valores de NC-CR.

3.7.2 Deficiencia por el ancho del puente (AP)

La fórmula para el cálculo de la deficiencia por el ancho del puente es la siguiente:

$$AP = 10 \left(1 - (AD - AR) \left(\frac{TPDA}{5000} \right) \right) \leq 10$$

Donde :

AD, ancho total deseado del puente, en metros.

AR, ancho real del puente, en metros.

TPDA, tránsito promedio diario anual.

La deficiencia por el ancho del puente está en función del TPDA. La función es lineal y en ella se considera que el número de accidentes y los costos se incrementan linealmente con el TPDA y la deficiencia en el ancho del puente. En la figura 3.6 se muestra una gráfica de esta ecuación para diferentes valores de (AD - AR) en la que se puede observar igual que en el caso anterior que entre mayor sea el nivel de deficiencia menor será el valor de AP y por lo tanto peor la calificación del puente.

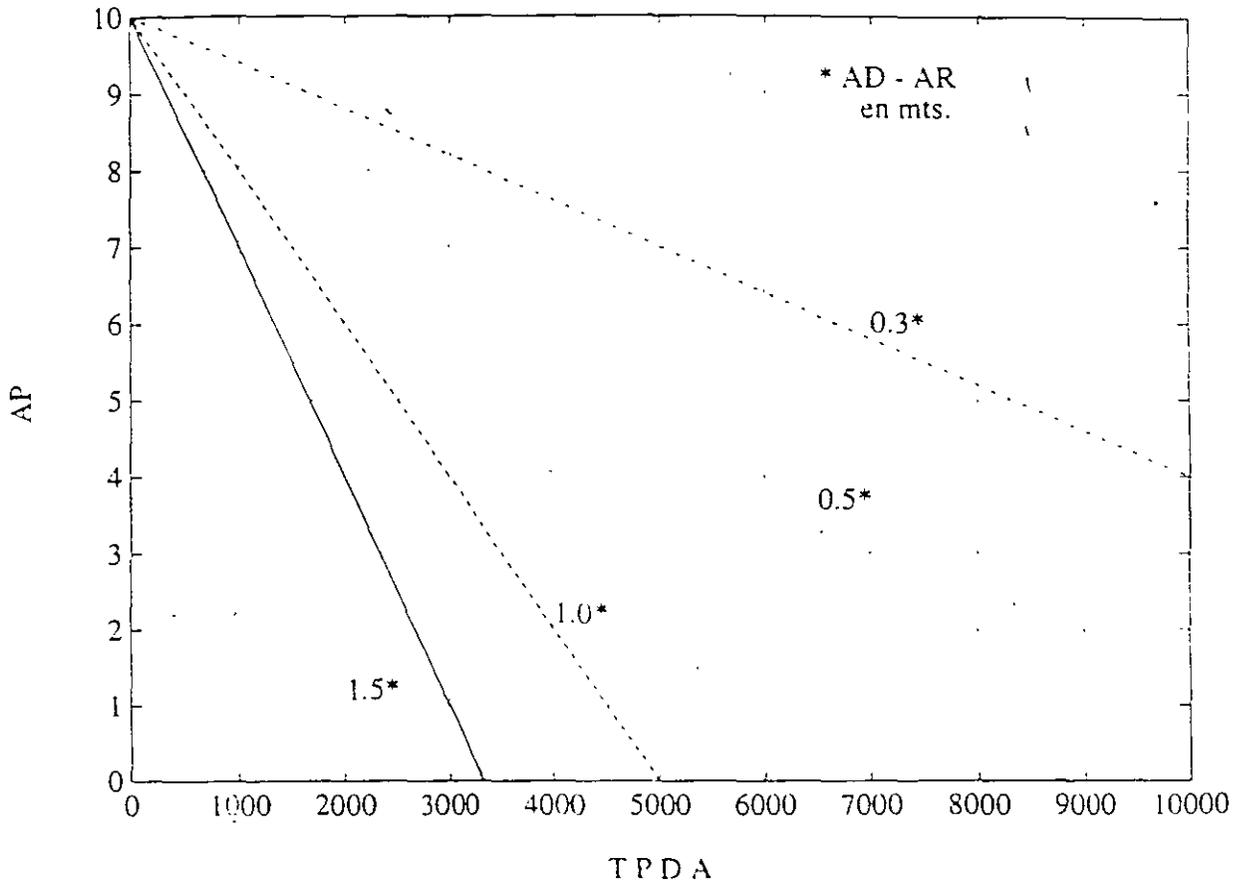


FIGURA 3.6.- Gráfica de AP contra TPDA para diferentes valores de AD-AR.

3.7.3 Deficiencia por gálibos (G)

La fórmula para el cálculo de la deficiencia por gálibo esta dada por:

$$G = (GI + GS) \leq 10$$

$$GI = 10 \left(1 - \left(\frac{GID - GIR}{0.6} \right) \left(\frac{TPDA}{5000} \right) \right)$$

$$GS = 10 \left(1 - \left(\frac{GSD - GSR}{0.6} \right) \left(\frac{TPDA}{5000} \right) \right)$$

Donde :

- GID, gálibo inferior deseado, en metros.
- GIR, gálibo inferior existente, en metros.
- GSD, gálibo superior deseado, en metros.
- GSR, gálibo superior existente, en metros.
- GI, deficiencia en el gálibo inferior.
- GS, deficiencia en el gálibo superior.
- TPDA, tránsito promedio diario anual.

La fórmula para GI está graficada en la figura 3.7 para distintos valores de (GIR - GID) y como se puede ver, es lineal, asumiendo que los costos de los usuarios asociados con los gálibos se incrementan linealmente con el TPDA.

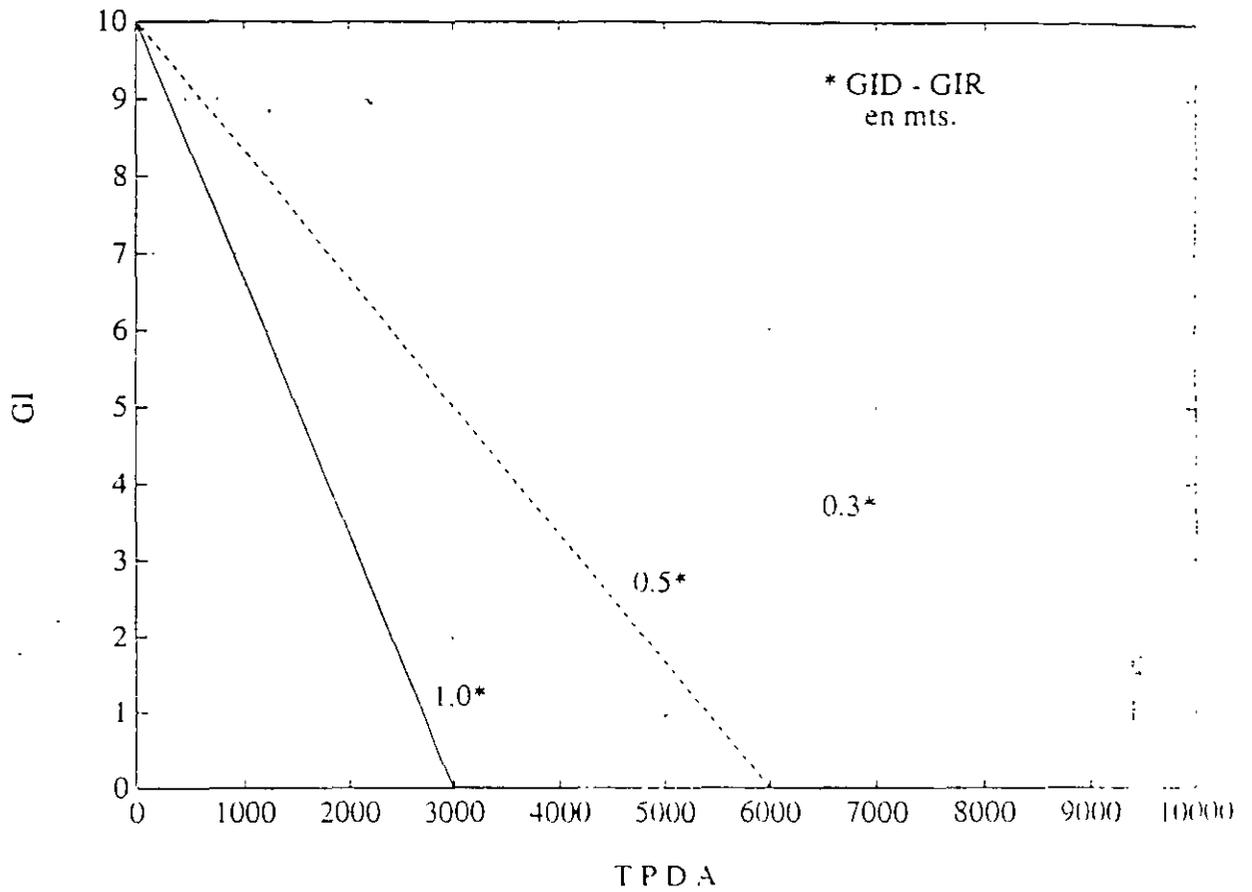


FIGURA 3.7.- Gráfica de GI contra TPDA para diferentes valores de GID-GIR.

3.7.4 Deficiencia en la condición estructural (Ce).

Para calcular la deficiencia en la condición estructural, se utilizan las siguientes fórmulas:

$$CE = 0 \quad \text{para} \quad ICE \leq 1$$

$$CE = \frac{40}{3} (ICE - 1) \quad \text{para} \quad 1 < ICE < 4$$

$$CE = 40 \quad \text{para} \quad ICE > 4$$

$$ICE = \frac{2 (ICSUB) + (ICSUP) + ICR + 3 (SOC)}{8}$$

Donde:

- ICE, Índice de la condición de la estructura.
- ICSUB, Índice de la condición estructural de la subestructura, tal como se define en la tabla 3.1.
- ICSUP, Índice de la condición estructural de la superestructura, tal como se define en la tabla 3.1.
- ICR, Índice de la condición de la superficie de rodamiento, tal como se define en la tabla 3.1.
- SOC, Índice de la condición de la socavación.

En la figura 3.8 se presenta la gráfica de CE contra IC.

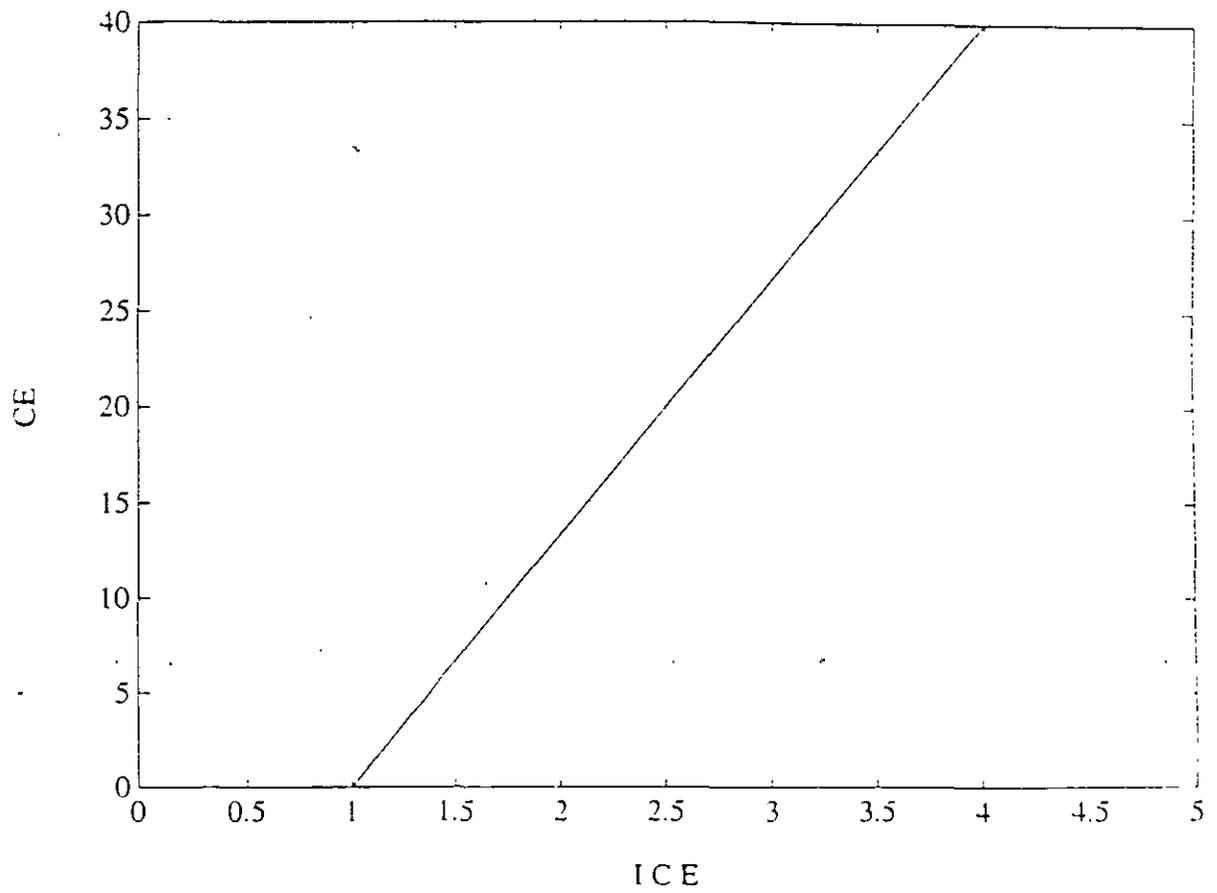


FIGURA 3.8.- Gráfica de CE contra ICE.

3.8. Índices de priorización

Los índices para realizar la priorización son los mostrados en la tabla 3.6. Con el primer índice se maneja un ordenamiento de los puentes en función del costo normalizado al tráfico promedio diario anual con la idea de comparar costos de conservación incluyendo los volúmenes de tráfico. El resto de los índices son reportes ordenados en función de la calificación obtenida por cada puente en la variable indicada.

INDICE	VARIABLES	ORDEN DEL REPORTE
1	COSTO TPDA	menor a mayor
2	ND	menor a mayor
3	CC	menor a mayor
4	AP	menor a mayor
5	G	menor a mayor
6	CE	menor a mayor

ND = Nivel de deficiencia

AP = Deficiencia en ancho del puente

CC = Deficiencia en capacidad de carga

G = Deficiencia en gálibos

CE = Condición estructural

TABLA 3.6.- Índices de Priorización.

3.9. Definición de acciones

Como resultado del análisis de los datos de la inspección de evaluación, el sistema asignará a cada puente alguna o algunas de las siguientes acciones:

- Inspección de evaluación a corto plazo (máximo 12 meses).
- Inspección de evaluación a mediano plazo (máximo 2 años).
- Inspección de evaluación a largo plazo (máximo 3 años).
- Inspección detallada.
- Acciones de mantenimiento menor.
- Acciones de mantenimiento mayor.
- Acciones de reparación en dos niveles: mayor y menor.
- Acciones de modernización bajo dos aspectos: ampliación y aumento de su capacidad de carga.
- Acciones de sustitución.
- Acciones normativas como: limitación de peso, reducción de la velocidad, colocación de señales de seguridad, colocación de señales que indiquen gálibos, cierre del puente.

Algunas de las acciones anteriores se definen como:

Mantenimiento menor.- Se refiere a las acciones que corrigen anomalías que no han causado todavía daños, pero que si persisten pueden llegar a causarlo. El deshierbe y la limpieza son acciones típicas de mantenimiento menor.

Mantenimiento mayor.- Se refiere a acciones que corrigen daños que todavía no tienen carácter estructural, pero que si se dejan progresar pueden llegar a causarlo. La renovación de la pintura de estructuras metálicas realizada cuando ya se ha caído parcialmente, pero antes de que la corrosión merme la resistencia de los elementos expuestos, es un ejemplo de trabajo de mantenimiento mayor.

Reparación.- Acciones que corrigen daños estructurales, pero que se limitan a recuperar la capacidad original. Como ejemplos pueden

presentarse la inyección de grietas con resinas epóxicas en estructuras de concreto dañadas y la reposición de áreas perdidas por corrosión mediante el añadido de cubreplacas soldadas en perfiles metálicos.

Modernización.- Abarca las acciones que modifican la estructura de un puente con el objeto de incrementar su capacidad original. Estas acciones pueden realizarse sobre una estructura con o sin daños. Las acciones se designan de reforzamiento si se aumenta la capacidad estructural. Esto puede lograrse con algunos métodos como el colado de sobreespesores en los elementos de concreto, mediante la introducción de preesfuerzo exterior o por el añadido de placas soldadas.

Ha sido frecuente el incremento de la capacidad vial mediante el ensanchamiento de la calzada, para lo cual se ha recurrido a sistemas estructurales diversos. También se han adaptado puentes antiguos a las necesidades del tránsito moderno, corrigiendo su alineamiento horizontal o vertical con la aplicación de gatos hidráulicos; con estos mismos aparatos se ha elevado la rasante de algunos puentes para incrementar su capacidad hidráulica.

Substitución.- Cuando se juzga que el estado de deterioro de una estructura es tan avanzado que resulta económicamente poco factible repararla o modernizarla, es necesario sustituirla. La substitución puede ser parcial o total. Muy a menudo ha resultado conveniente desmantelar o demoler una superestructura obsoleta y aprovechar la subestructura existente para el apoyo de una superestructura nueva de características adecuadas a los requerimientos actuales del tránsito.

En el caso de substitución total se plantea el problema de qué hacer con la obra desechada.

Se tienen tres opciones:

- Abandono.
- Demolición.
- Cambio de uso.

La primera es la que con mayor frecuencia se sigue, por comodidad, pero no siempre es la indicada. Si la obra desechada es una ruina que amenaza la seguridad pública o la estabilidad de otras construcciones, debe demolerse y sus escombros retirarse del sitio. Si por otra parte, el

puente substituido es de valor histórico o artístico debe considerársele parte del patrimonio de la nación y se le debe conservar. Para facilitar esta tarea, ha resultado conveniente un cambio de uso de la obra antigua, por ejemplo, la conversión de puente vehicular a puente peatonal.

La definición del tipo de acción y del nivel de atención que debe darse resulta obvia en algunos casos, pero en otros se plantean varias alternativas viables por lo que es necesario apoyarse en criterios económicos o de otro tipo para su selección.

3.10. Análisis económico

El análisis económico para este sistema se refiere exclusivamente al cálculo del costo de cada acción de conservación para de esta manera tener una idea del presupuesto anual necesario. El análisis de tipo económico-financiero no se considera necesario, ya que la planeación bajo este aspecto debe ser hecha desde la perspectiva de la carretera completa, en otras palabras, si la carretera México-Laredo se considera prioritaria, todos los puentes sobre esta vía tendrán que tener un nivel de servicio adecuado.

En la tabla 3.7 se muestran, de manera muy general, los conceptos que se toman en cuenta para establecer los costos de cada una de las acciones de conservación.

Los precios unitarios que se utilizan para el cálculo de los costos de las acciones de conservación para cada puente podrán ser actualizados en función de las siguientes variables:

- Precio del cemento.
- Precio del acero
- Salario mínimo en el DF.
- Precio de la gasolina.
- Distancia a un centro importante de abasto.
- Paridad con el dólar.

PARTE DEL PUENTE	TIPO	ACCIONES DE CONSERVACION
Superficie de rodamiento	Concreto hidráulico Mezcla asfáltica	Reparación menor Reparación mayor Reconstrucción
Superestructura	Losas de concreto Losa nervada Sistema a base de trabes y losa Vigas presforzadas Sistema de piso ortotrópico Sección cajón	Mantenimiento menor Mantenimiento mayor Reparación menor Reparación mayor Reconstrucción total Ampliación Reforzamiento
Subestructura	Pilas de mampostería Pilas de concreto Pilas de acero	Mantenimiento menor Mantenimiento mayor Reparación menor Reparación mayor Reconstrucción total Ampliación Reforzamiento
Estribos	Mampostería Concreto Tabique	Mantenimiento menor Mantenimiento mayor Reparación menor Reparación mayor Reconstrucción total Ampliación Reforzamiento
Cimentación	Zapatas Pilotes Cilindros	Ampliación de zapatas Repiloteo Reconstrucción total

TABLA 3.7.- Conceptos para análisis de precios unitarios

4. Sistema de Cómputo

El SIAP (Sistema de Administración de Puentes) es un sistema de cómputo desarrollado en ambiente de computadora personal, el cual se desarrollo modularmente, lo cual permite incorporarle mejoras futuras como por ejemplo, un módulo para el manejo en un ambiente de sistemas de información geografico (SIG). Los objetivos del sistema son:

- Generar un inventario de puentes.
- Almacenar los datos de las inspecciones.
- Dar una estimación de los recursos necesarios para la conservación de los puentes.
- Priorizar las acciones de mantenimiento en puentes.

El sistema cuenta con una interfase para ligarse con el Sistema Mexicano para la Administración de Pavimentos (SIMAP) lo que permite traer o llevar información de un sistema a otro. El funcionamiento del SIAP se muestra en la figura 4.1.

4.1. Base de datos del SIAP

En un sistema de administración de puentes una parte importante es su base de datos, que debe contener información adecuada y breve que permita identificar un puente desde la localización geográfica, hasta el tipo de material del que está construido , su carga de diseño, su forma estructural, tipo de cimentación, etc., así como todos los datos que tengan que ver con la operación del transporte, como pueden ser su geometría, gálibos, etc. También debe contener la información proveniente de las inspecciones de campo y, además, el sistema debe diseñarse para que los datos sean registrados en forma cronológica.

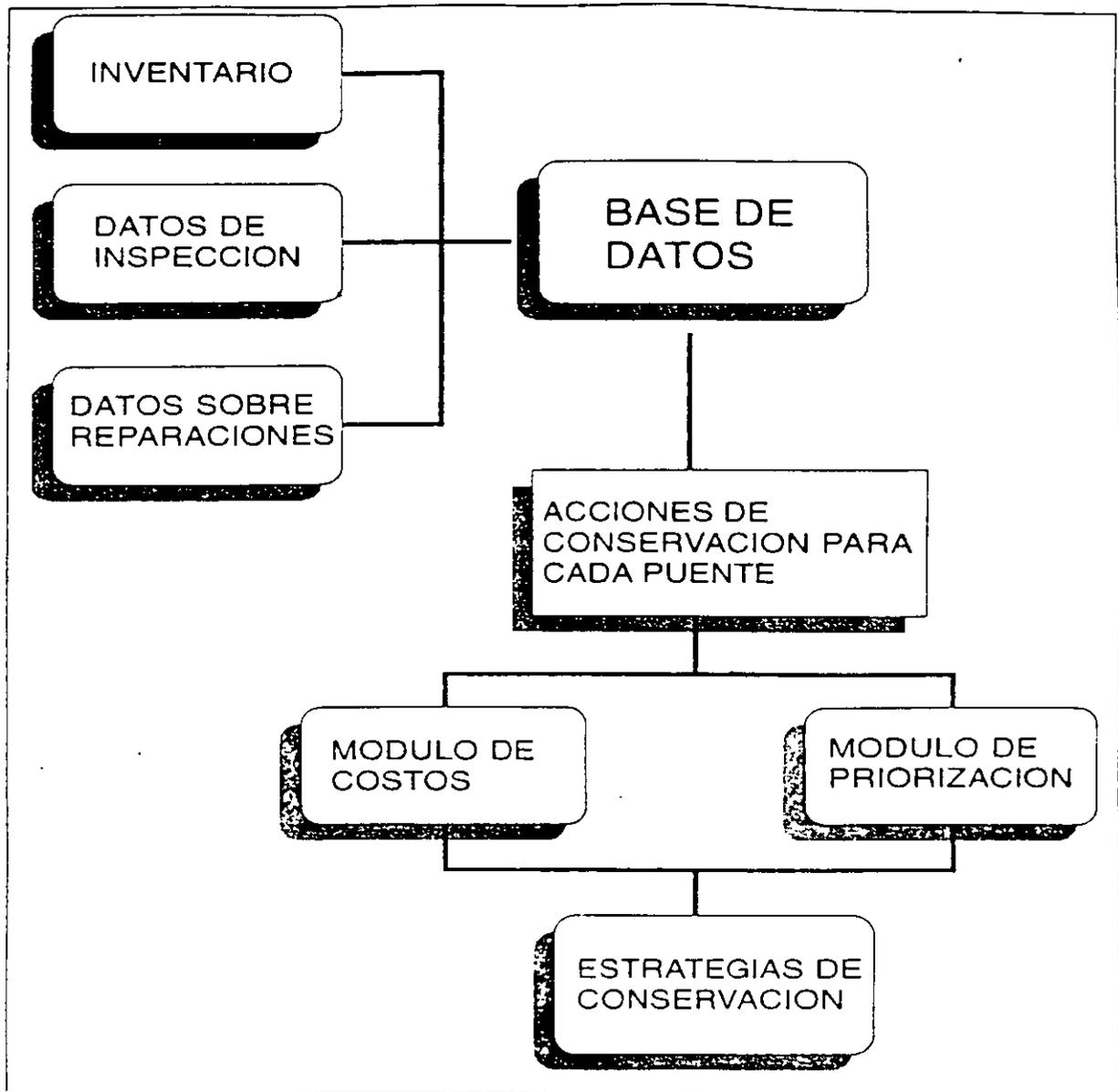


FIGURA 4.1.- Esquema general del SIAP.

La base de datos del sistema está organizada de la siguiente manera:

INVENTARIO

- A) Datos generales.
- B) Datos geométricos.
- C) Datos sobre la estructura.
- D) Datos de operación.

INSPECCIONES DE CAMPO

- G) Datos de la inspección de evaluación.
- H) Datos sobre la condición.
- I) Datos de pruebas especiales.

4.2 Datos Generales

Los datos generales corresponden a la ubicación de la estructura que incluyen los códigos referentes al estado federativo; la localidad; el número del puente; el año de construcción y reconstrucción, si es que se ha dado; quién lo construyó, etc. En otras palabras, son datos que describen, de manera general, ciertas características permanentes de la estructura.

A continuación se definen cada uno de los elementos que conforman los diversos datos.

1.- CODIGO ESTATAL (5 Dígitos)

Se registra el código estatal, el cual formará parte del número de inventario que genera el sistema. Este campo estará formado por cinco dígitos que corresponden a la abreviatura del estado, como se muestra a continuación:

NOMBRE DEL ESTADO	CODIGO
AGUASCALIENTES	00AGS
BAJA CALIFORNIA	000BC
BAJA CALIFORNIA SUR	00BCS
CAMPECHE	0CAMP
COAHUILA	0COAH
COLIMA	00COL
CHIAPAS	0CHIS
CHIHUAHUA	0CHIH
DISTRITO FEDERAL	000DF
DURANGO	00DGO
GUANAJUATO	00GTO

GUERRERO	00GRO
HIDALGO	00HGO
JALISCO	00JAL
MEXICO	00MEX
MICHOACAN	0MICH
MORELOS	00MOR
NAYARIT	00NAY
NUEVO LEON	000NL
OAXACA	00OAX
PUEBLA	00PUE
QUERETARO	00QRO
QUINTANA ROO	000QR
SAN LUIS POTOSI	00SLP
SINALOA	00SIN
SONORA	00SON
TABASCO	00TAB
TAMAULIPAS	TAMPS
TLAXCALA	0TLAX
VERACRUZ	00VER
YUCATAN	00YUC
ZACATECAS	00ZAC

2.- NOMBRE DE LA LOCALIDAD (80 Dígitos)

En este apartado se registrará el nombre de la localidad o nombre que se le da al sitio específico en donde se encuentra ubicada la estructura. Este código se formará por las letras de dicho nombre y en caso de que éste abarque más de 80 dígitos se colocará sólo su abreviatura.

3.- LOCALIZACION DE LA CARRETERA

En esta parte se registran los datos de la carretera que pasa sobre el puente, el origen y el destino de la carretera, el origen y el destino del tramo y el número de carretera. Estos campos permiten ligar al Sistema Mexicano para la Administración de Pavimentos (SIMAP) con este sistema.

3a.- ORIGEN DE LA CARRETERA (40 Dígitos)

En este campo se registra el nombre de la localidad que da origen a la carretera.

3b.- DESTINO DE LA CARRETERA (40 Dígitos)

Se registra el nombre de la localidad del destino de la carretera.

3c.- ORIGEN DEL TRAMO (40 Dígitos)

Se anota el nombre de la localidad que da origen al tramo correspondiente.

3d.- DESTINO DEL TRAMO (40 Dígitos)

En este campo se anota el nombre de la localidad del destino correspondiente a este tramo.

3e.- NUMERO DE LA CARRETERA (5 Dígitos)

En este campo se anota el número de la carretera de acuerdo a la numeración usada por la SCT.

3f.- TIPO DE RUTA (1 Dígito)

Este dígito debe corresponder a uno de los siguientes términos:

- 1.- Carretera Federal
- 2.- Autopista
- 3.- Carretera Estatal
- 4.- Camino Rural
- 5.- Calle Urbana
- 6.- Ferrocarril
- 7.- Otra

3g.- NIVEL DE SERVICIO (1 Dígito)

En este campo se identifica el nivel de servicio para el camino o ruta, utilizando uno de los siguientes códigos:

- 1.- Troncal
- 2.- Alimentador
- 3.- Rural
- 4.- Ninguno de los de arriba

4.- NUMERO DEL PUENTE (7 Dígitos)

El número de los puentes existentes en México se forma con cinco dígitos de acuerdo a la numeración existente, o bien, si no existe, se hará de acuerdo a algún criterio que convenga a la SCT. Este número debe ser único en cada puente y formará parte del número de inventario que dará el sistema.

5.- NOMBRE DEL PUENTE (80 Dígitos)

En este apartado se indicará el nombre del puente, por lo que dicho código, estará establecido por las letras que conforman al nombre. Será conveniente manejar exclusivamente sólo un nombre para cada puente.

6.- AÑO DE CONSTRUCCION (5 Dígitos)

En la formación de este código se utilizarán cinco dígitos para registrar el año de construcción; en caso de que no se tenga disponible el dato se puede anotar uno que se aproxime al año en que se terminó la construcción.

7.- NOMBRE DEL CONSTRUCTOR (80 Dígitos)

Es importante tener el nombre de la compañía o dependencia que realizó la construcción del puente ya que el constructor puede proporcionar mayor información si se requiere. Se registrará el nombre del constructor principal.

8.- HISTORIAL DE REPARACIONES

En esta parte se anota el año, el nombre de la compañía constructora y el tipo de reparación realizada. Se registrarán las últimas cinco reparaciones realizadas.

8a.- AÑO (4 Dígitos)

En este campo se registra el año de terminación de la reparación.

8b.- CONSTRUCTORA (80 Dígitos)

Se anota el nombre de la compañía constructora o dependencia que haya realizado la reparación.

8c.- TIPO DE REPARACION (1 Dígito)

Se anota el tipo de reparación realizada de acuerdo a lo siguiente:

- 1.- Mantenimiento menor
- 2.- Mantenimiento mayor
- 3.- Reparación menor
- 4.- Reparación mayor
- 5.- Reconstrucción
- 6.- Ampliación
- 7.- Reforzamiento

9.- COORDENADAS GEOGRAFICAS.

Estas deben ubicarse al centro de la estructura.

9a.- LATITUD (6 Dígitos)

Se anotará compuesta de grados, minutos y décimas de minutos.

9b.- LONGITUD (6 Dígitos)

Se registrará en grados, minutos y décimas de minutos.

10.- KILOMETRAJE AL CENTRO DEL PUENTE (10 Dígitos)

Este será ubicado de acuerdo al sentido del cadenamiento y al centro del puente. El campo estará formado por, el número de kilómetros más el número de metros.

11.- ORIGEN DEL CADENAMIENTO (80 Dígitos)

Se registra el nombre de la localidad que da origen al cadenamiento.

12.- SIGNIFICADO HISTORICO (1 Dígito)

En este campo se especificará si el puente tiene o no un significado histórico. El significado histórico de un puente puede ser un ejemplo particular o único de la historia de la ingeniería; el cruce mismo puede ser significativo; el puente puede estar asociado con la historia del área.

13.- DATOS DE LAS RUTAS BAJO EL PUENTE

Ruta bajo el puente se refiere a la carretera o cualquier otra vía que pasa por debajo del puente. Se definirán máximo tres rutas, si existen más, se elegirán las más importantes.

13a.- TIPO DE RUTA (1 Dígito)

Este dígito corresponderá a uno de los siguientes términos:

- 1.- Carretera Federal
- 2.- Autopista
- 3.- Carretera Estatal
- 4.- Camino Rural
- 5.- Calle Urbana
- 6.- Ferrocarril
- 7.- Otra

13b.- NIVEL DE SERVICIO (1 Dígito)

En la tercera posición, se identifica el nivel de servicio para el camino o ruta, utilizando uno de los siguientes códigos:

- 1.- Troncal
- 2.- Alimentador
- 3.- Rural
- 4.- Ninguno de los de arriba

4.3. Datos geométricos

En esta parte se registran los datos del diseño geométrico de la estructura. Los elementos a identificar serán los siguientes:

14.- ACCESOS

En este campo se dará la información concerniente a los anchos en metros de los accesos al puente.

14a.- DIMENSIONES DE LA SECCION A LA ENTRADA DEL PUENTE

- 14a1.- Ancho de corona en metros (5 Dígitos)
- 14a2.- Ancho de carpeta en metros (5 Dígitos)
- 14a3.- Ancho del camellón en metros (5 Dígitos)

14b.- DIMENSIONES DE LA SECCION A LA SALIDA DEL PUENTE

- 14b1.- Ancho de corona en metros (5 Dígitos)
- 14b2.- Ancho de carpeta en metros (5 Dígitos)
- 14b3.- Ancho del camellón en metros (5 Dígitos)

15.- LONGITUD DEL PUENTE (5 Dígitos)

Esta medida se define como la longitud en metros de la superficie de rodamiento soportada por la estructura del puente. (Ver figura 4.2).

16.- LONGITUD DEL MAXIMO CLARO (5 Dígitos)

En este campo se registra, en metros, la longitud del claro mayor. Esta distancia es a ejes de columnas o pilas.

17.- ANCHO TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA (8 Dígitos)

En este campo se registra, en metros, el ancho total de la superestructura. (Ver figura 4.3).

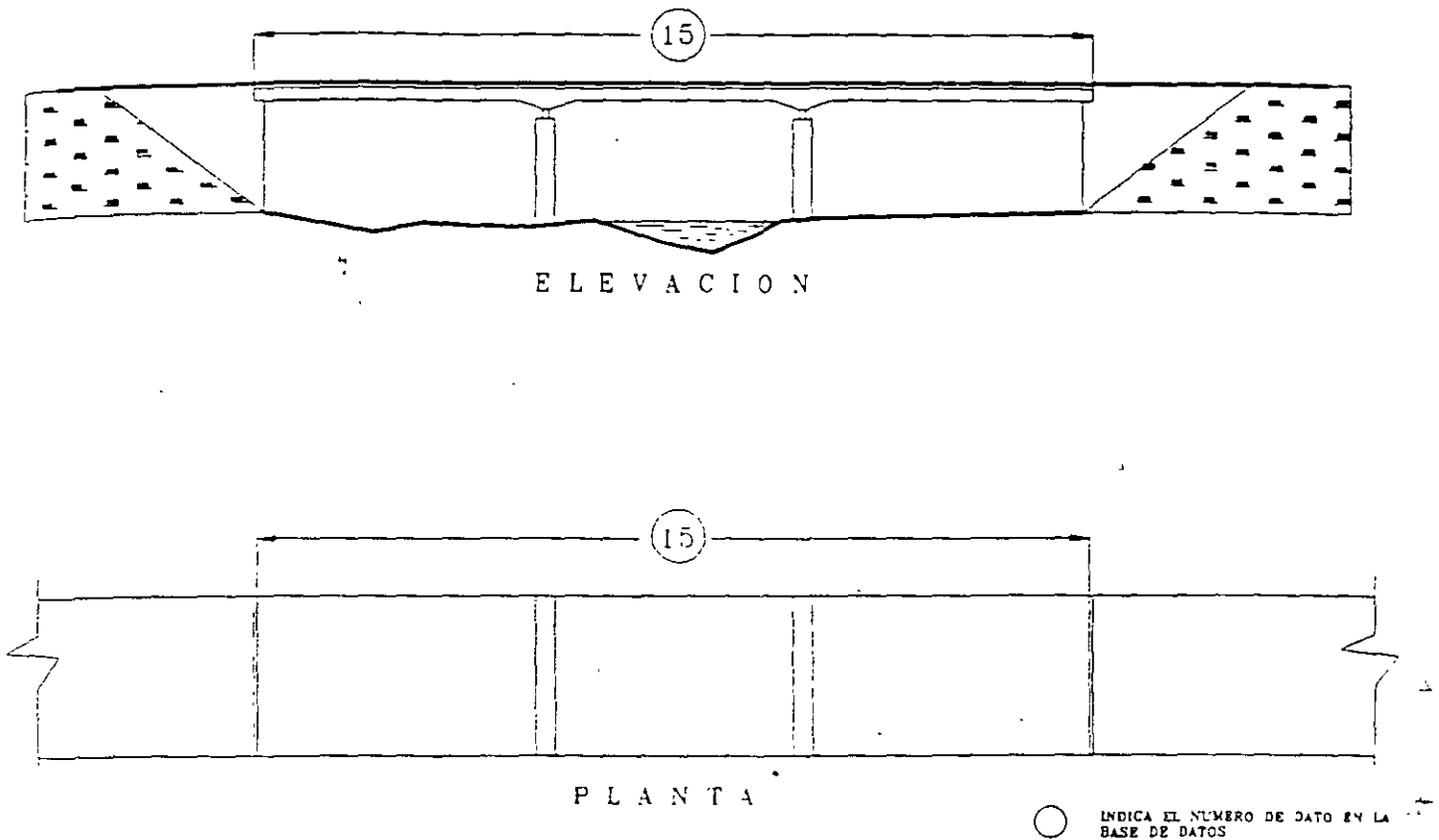


FIGURA 4.2.- Longitud del puente.

18.- ANCHO DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO (4 Dígitos)

En esta parte se registra, en metros, el ancho de la superficie de rodamiento del puente. (Ver figura 4.3).

19.- ANGULO DE ESVAIAJE (2 Dígitos)

El ángulo de esviaje se define de acuerdo con la figura 4.4. Para puentes que no sean esviajados se deberá registrar un ángulo de 0° . Cuando la estructura está en una curva, o si el ángulo de esviaje varía por la misma razón, puede ser registrado el promedio de los ángulos. El código queda representado con dos dígitos. (Ver figura 4.4).

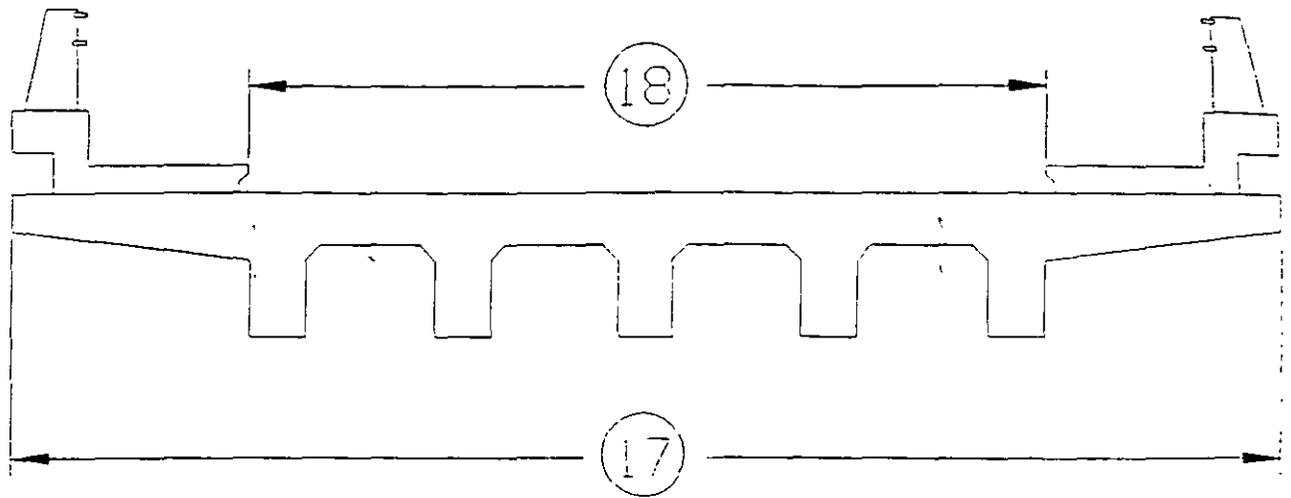


FIGURA 4.3.- Anchos de la superestructura.

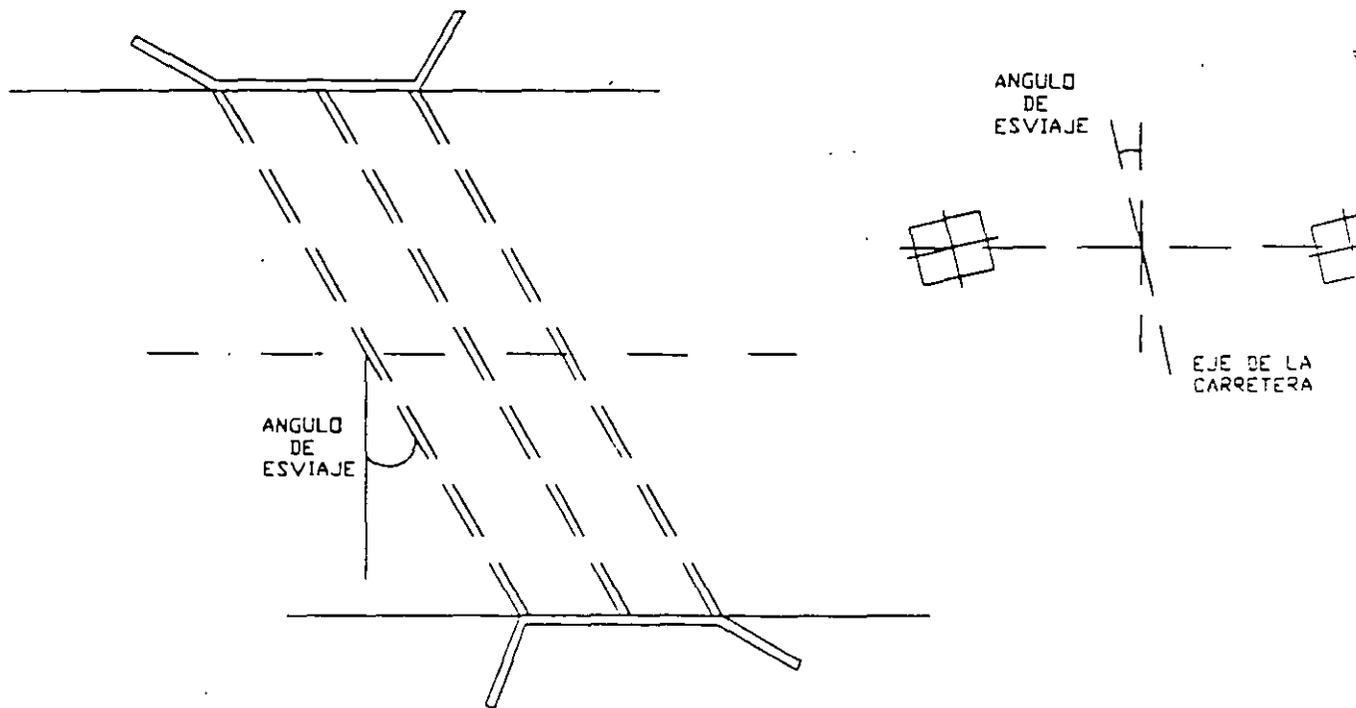


FIGURA 4.4.- Definición del ángulo de esviaje.

20.- TRAZO GEOMETRICO

En este campo se registra si el puente está en curva horizontal o vertical.

20a.- ALINEAMIENTO VERTICAL (1 Dígito)

- 1.- Tangente
- 2.- Curva en cresta
- 3.- Curva en columpio

20b.- ALINEAMIENTO HORIZONTAL (1 Dígito)

- 1.- Tangente
- 2.- Curva

21.- GALIBO VERTICAL SOBRE EL PUENTE (4 Dígitos)

La información que se registra en este apartado es el gálibo mínimo vertical que existe sobre el puente. Este gálibo se puede deber al contraventeo superior en el caso de puentes de acero superiores, o bien a cualquier impedimento que exista. Cuatro dígitos representan la medida expresada en metros.

22.- GALIBO VERTICAL BAJO EL PUENTE (4 Dígitos)

En este campo se anotará el gálibo inferior del puente, en metros. (Ver figura 4.5).

23.- GALIBO HORIZONTAL BAJO EL PUENTE (4 Dígitos)

En este campo se registrará la medida del gálibo horizontal, expresada en metros. (Ver figura 4.5).

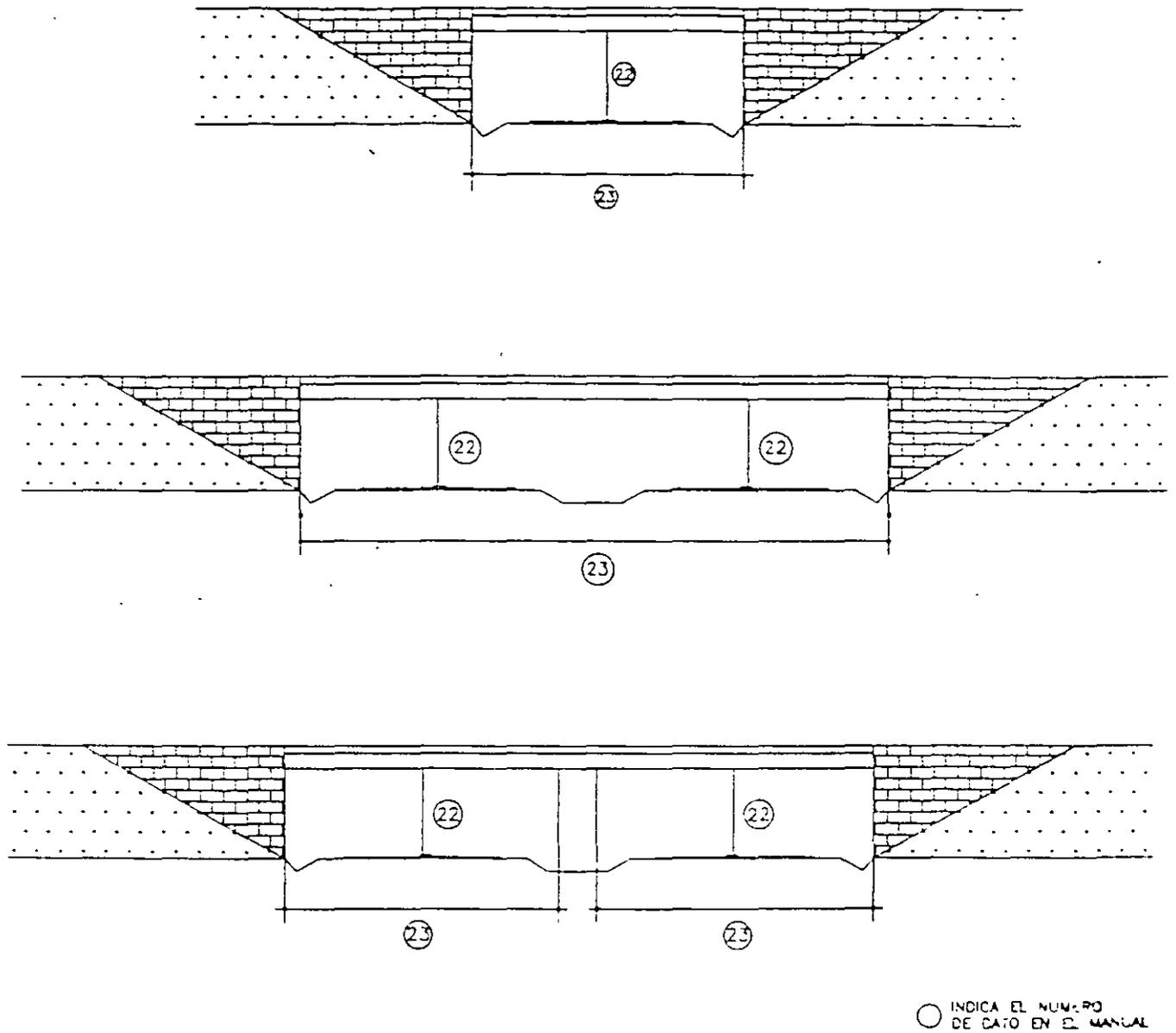


FIGURA 4.5.- Definición de gálibos.

4.4. Datos sobre la estructura

En esta parte se suministrará a la base de datos la información concerniente al tipo de estructura, al material empleado, al sistema de piso, el número de claros, el tipo de cimentación, la carga de diseño, etc., es decir, la información relacionada con el proyecto estructural.

24.- TIPO DE PUENTE

Este inciso se compone de un campo en el que se define el tipo de puente.

24a.- TIPO DE PUENTE (1 Dígito)

- 1.- Losa simplemente apoyada
- 2.- Superestructura isostática
- 3.- Superestructura continua
- 4.- Pórtico o marco rígido
- 5.- Armaduras
- 6.- Arco
- 7.- Colgante
- 8.- Atirantado
- 9.- Otro

25.- NUMERO DE CLAROS (3 Dígitos)

En este campo, se registra el número de claros con que cuenta la estructura.

26.- TIPO DE SUPERESTRUCTURA

Este inciso se compone de dos campos, el tipo de superestructura y el tipo de material.

26a.- TIPO DE SUPERESTRUCTURA

(1 Dígito)

- 1.- Losa plana
- 2.- Losa nervada
- 3.- Sistema a base de traveses y losa
- 4.- Vigas presforzadas
- 5.- Sistema de piso a base de armaduras horizontales
- 6.- Sección tipo cajón
- 7.- Otro

26b.- TIPO DE MATERIAL

(1 Dígito)

- 1.- Concreto reforzado
- 2.- Concreto presforzado
- 3.- Acero soldado
- 4.- Acero remachado
- 5.- Mampostería
- 6.- Mixto concreto reforzado y acero
- 7.- Mixto concreto presforzado y acero
- 8.- Otro

27.- TIPO DE SISTEMA DE PISO

(1 Dígito)

El sistema de piso proporciona la capacidad portante del sistema de cubierta. En este campo se registra el tipo de sistema de piso usado. Para esto se escogerá uno de los siguientes:

- 1.- Losa de concreto
- 2.- Concreto precolado
- 3.- Concreto presforzado transversalmente
- 4.- Placas de acero

- 5.- Rejilla
- 6.- Ortotrópico
- 7.- Otro

28.- TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO (1 Dígito)

La superficie de rodamiento se refiere al piso para el tránsito de los vehículos que se coloca sobre la cara superior de la losa estructural. En este campo se registra el tipo de material utilizado en la superficie de rodamiento. Se escogerá uno de los siguientes:

- 1.- Concreto Hidráulico
- 2.- Mezcla Asfáltica
- 3.- Otros

29.- APOYOS EXTREMOS

En este campo se registra el tipo de apoyo en los extremos, el material con que está construido el cuerpo y también el de la corona.

29a.- Tipo de Apoyo (1 Dígito)

Este dígito debe de ser uno de los siguientes:

- 1.- Estribos
- 2.- Enterrados
- 3.- Con aleros
- 4.- En "U"
- 5.- Otro

29b.- Material del cuerpo (1 Dígito)

A este campo corresponde cualquiera de los números señalados a continuación:

- 1.- Mampostería
- 2.- Concreto
- 3.- Ladrillo
- 4.- Otros

29c.- Material de la Corona (1 Dígito)

A este campo corresponde uno de los siguientes:

- 1.- Concreto
- 2.- Inexistente

30.- APOYOS INTERMEDIOS

Las pilas son los apoyos intermedios y se clasifican según su tipo de remate, material del cuerpo y material del remate.

30a.- Tipo de Cuerpo (1 Dígito)

Este dígito debe de ser uno de los siguientes:

- 1.- Tradicional
- 2.- Rectangular
- 3.- Cilíndrico
- 4.- Sección constante
- 5.- Sección variable
- 6.- Otro tipo (describirlo)

30b.- Extremo final o remate (1 Dígito)

- 1.- Corona
- 2.- Cabezal en voladizo
- 3.- Otro tipo (describirlo)

30c.- Material del cuerpo (1 Dígito)

Este dígito indica el material del cuerpo.

- 1.- Mampostería
- 2.- Concreto

30d.- Material de la corona o cabezal (1 Dígito)

- 1.- Concreto
- 0.- Inexistente

31.- CIMENTACION (1 Dígito)

En este campo se señala el tipo de cimentación del puente y debe de ser alguno de los siguientes:

- 1.- Zapatas
- 2.- Pilas
- 3.- Pilotes
- 4.- Cilindros
- 5.- Mixta
- 6.- Desconocida
- 7.- Otro

32.- CARGA DE DISEÑO (1 Dígito)

En este campo se define la carga viva con que la estructura fue diseñada:

- 1.- H-10
- 2.- H-15
- 3.- HS-15
- 4.- H-20
- 5.- HS-20
- 6.- T3-S3
- 7.- T3-S2-R4
- 8.- Otro

33.- DISPOSITIVOS DE APOYO

En este campo se define el tipo de dispositivo de apoyo, tal como se muestra a continuación:

33a.- Dispositivo Móvil (1 Dígito)

- 1.- Mecedora de acero
- 2.- Mecedora de concreto
- 3.- Rodillos metálicos
- 4.- Neopreno
- 5.- Neopreno con acero y teflón
- 6.- Otro

33b.- Dispositivo Fijo (1 Dígito)

- 1.- Acero
- 2.- Plomo
- 3.- Neopreno
- 4.- Articulacion
- 5.- Otro

34.- JUNTAS DE DILATACION (1 Dígito)

En este campo se define el tipo de junta de dilatación.

- 1.- Compriband
- 2.- Sikaflex
- 3.- Asfalto
- 4.- Neopreno
- 5.- Tapajunta de acero
- 6.- Lámina de cobre
- 7.- Inexistente
- 8.- Otro

4.5. Datos de operación

En este campo se registran los datos referentes a la operación de la estructura; es decir: el tráfico promedio diario; la distancia de desvío en caso de que el paso sea cerrado; si el puente está o no cerrado al tráfico y el tipo de administración.

35.- TRAFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (6 Dígitos)

En este campo se registra el tráfico promedio diario.

36.- AÑO DEL TRAFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL (4 Dígitos)

Es de importancia registrar el año en que se estimó el tráfico promedio diario.

37.- LIMITACIONES DE TRAFICO

En este campo se anota si existe o no alguna limitación de tráfico.

38.- LONGITUD DE DESVIO EN CASO DE DAÑO (3 Dígitos)

En este campo se registra la distancia en kilómetros que se tenga que recorrer para encontrar otro paso, en caso de que el puente tenga que ser cerrado por daño o reparación.

39.- TIPO DE ADMINISTRACION (1 Dígito)

En este campo se especifica el tipo de administración con el que opera el puente.

- 1.- Cuota
- 2.- Libre.
- 3.- Consecionada.

4.6. Datos de la inspección de evaluación

Se almacenan los datos relacionados sobre los deterioros más sobresalientes en los diferentes elementos del puente. Los deterioros considerados son principalmente agrietamientos importantes, socavación, corrosión, desplomes y estado de los apoyos. También se anotará la fecha en que se realizó la última inspección, así como un reporte indicando la necesidad o no, de hacer alguna inspección más detallada o algún estudio especial.

40.- HUNDIMIENTOS (1 Dígito)

En este campo se registra si existe algún tipo de hundimiento. Como se trata de una inspección visual, se manejará una escala sencilla para la evaluación del daño, por lo que se deberá escoger alguno de los siguientes:

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

41.- DESPLONES (1 Dígito)

Igual que el punto anterior.

42.- FLECHAS (1 Dígito)

Igual que el punto anterior.

43.- SOCAVACION (1 Dígito)

Se registra en este campo el nivel de socavación que tiene el puente.

- 1.- Ligera
- 2.- Moderada
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

44.- CAUCE DEL RIO (1 Dígito)

En este campo se define si existe algún tipo de obstrucción al cauce del río.
Se escogerá alguno de los siguientes valores:

- 1.- Obstruido ligeramente
- 2.- Obstruido moderadamente
- 3.- Obstrucción grave
- 4.- Sin obstrucción

45.- CORROSION (1 Dígito)

En este campo se registra cuál es la situación general del puente en cuanto a corrosión. Se escogerá alguno de los siguientes:

- 1.- Ligera
- 2.- Moderada
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

46.- SEÑALAMIENTO QUE INDIQUE GALIBOS (1 Dígito)

En este apartado se registra si existe señalamiento adecuado o no en relación a información sobre gálibos.

47.- SEÑALAMIENTO DE SEGURIDAD (1 Dígito)

En este campo se registra si existe señalamiento adecuado o no en relación a la seguridad. Este señalamiento se refiere a la velocidad de los vehículos sobre el puente, si existe o no reducción en los carriles, etc.

48.- CONDICION DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO (1 Dígito)

En este campo se registra la condición de la superficie de rodamiento. Se escoge alguno de los siguientes:

- 1.- Buena
- 2.- Regular
- 3.- Mala

49.- AGRIETAMIENTO DE LA SUPERFICIE

49a.- AGRIETAMIENTO EN ZONAS DE APOYO (1 Dígito)
(GRIETAS POR CORTANTE)

En este campo se registra si existe en algún elemento de soporte de la superestructura un agrietamiento importante. Se elegirá alguno de los siguientes:

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

49b.- AGRIETAMIENTO AL CENTRO DEL CLARO (1 Dígito)
(GRIETAS POR FLEXION)

Se registra en este campo el agrietamiento en la zona central de los elementos de soporte de la superestructura. Se elegirá alguno de los siguientes:

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

50.- JUNTAS DE EXPANSION (1 Dígito)

En este campo se registra el estado de las juntas de expansión. Se elige alguno de los siguientes:

- 1.- Buen estado
- 2.- Mal estado
- 3.- No existen

51.- DISPOSITIVOS DE APOYO (1 Dígito)

En esta parte se registra el estado de los dispositivos de apoyo de acuerdo a lo siguiente:

- 1.- Buen estado
- 2.- Mal estado
- 3.- No existen

52.- DAÑO POR IMPACTO VEHICULAR POR DEFICIENCIA EN GALIBO (1 Dígito)

En esta parte se almacenan datos sobre el daño que en la superestructura provocan los vehículos por gálibo deficiente.

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

53.- DRENAJE (1 Dígito)

En este campo se registra el estado del drenaje de la superestructura.

- 1.- Bueno
- 2.- Regular
- 3.- Malo
- 4.- No existe

54.- DESCONCHAMIENTO EN LA SUPERESTRUCTURA (1 Dígito)

Se registra si existen desprendimientos importantes en el concreto, los cuales puedan desencadenar problemas tales como corrosión en el acero de refuerzo.

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

55.- AGRIETAMIENTO EN APOYOS INTERMEDIOS (1 Dígito)

En este campo se almacena la información sobre el agrietamiento en los apoyos intermedios. Se escoge alguno de los siguientes:

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

56.- AGRIETAMIENTO EN APOYOS EXTREMOS (1 Dígito)

En esta parte se registra el agrietamiento en la zona de apoyos extremos. Se escoge alguno de los siguientes:

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

57.- DESCONCHAMIENTO EN PILAS O ESTRIBOS (1 Dígito)

Se registra si existen desprendimientos importantes en el concreto, los cuales puedan desencadenar problemas tales como corrosión en el acero de refuerzo.

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

58.- PINTURA ANTICORROSIVA EN PUENTES DE ACERO (1 Dígito)

En este apartado se registra el estado de la pintura; es decir, el grado de protección que aún proporciona a la estructura. Se indicará mediante uno de los siguientes incisos:

- 1.- Adecuada
- 2.- Faltante
- 3.- Defectuosa

59.- CORROSION EN PUENTES DE ACERO (1 Dígito)

Se señala el grado de corrosión que presenta la estructura en general.

- 1.- Ligero
- 2.- Moderado
- 3.- Grave
- 4.- No se aprecia

A).-PERFIL DEL TABLERO DEL PUENTE
SE REALIZARÁ UNA NIVELACIÓN BASADA EN LOS PUNTOS DE CONTROL ORIGINALES TANTO DEL LADO IZQUIERDO COMO DERECHO PARA COMPARARLA CON LA NIVELACIÓN ORIGINAL Y DETERMINAR LAS DIFERENCIAS, SI LAS HAY.

B).- VERTICALIDAD DE LAS PILAS, PILONES Y ESTRIBOS.
EL OBJETO SERÁ EL DE VERIFICAR LA EXISTENCIA DE INCLINACIONES, DEFORMACIONES O TORSIONES EN EL CUERPO DE LA PILA.
DE ACUERDO AL PROCEDIMIENTO DESCRITO AL INICIO DE ESTE CAPÍTULO SE MARCARÁN CUATRO PUNTOS EN LAS ARISTAS DE LA PILA A UN METRO DE SUS EXTREMOS, CON LO CUAL SE OBTENDRÁN SECCIONES QUE SE PODRÁN SUPERPONER ENTRE SÍ, REGISTRANDO SUS POSICIONES RELATIVAS PARA DETECTAR CUALQUIER INCLINACIÓN O DEFORMACIÓN EXISTENTE.

C).- NIVELACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE LAS PILAS Y DE LOS ESTRIBOS.
EL OBJETO SERÁ EL DE VERIFICAR LA EXISTENCIA DE HUNDIMIENTOS EN LA ESTRUCTURA GENERAL DEL PUENTE.
UTILIZANDO LOS TESTIGOS, COLOCADOS EN LAS ARISTAS DE LAS PILAS, SE REGISTRARÁN LOS VALORES DE LAS COORDENADAS CARTESIANAS, PARA PODER COMPARAR LAS ELEVACIONES DE LAS DIFERENTES MEDICIONES.

D).- RESUMEN DE LAS MEDIDAS OBTENIDAS EN EL LEVANTAMIENTO Y COMPARACIÓN CON LOS PERFILES OBTENIDOS AL TÉRMINO DE LA CONSTRUCCIÓN.

V.- INSPECCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO

ESTE CAPÍTULO SE APLICA A TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO DEL PUENTE, INCLUIDOS CIMIENTOS, PILAS, ESTRIBOS, SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE (SUPERFICIE DE RODAMIENTO SOLAMENTE EN EL CASO DE ESTRUCTURAS MIXTAS), PILONES, TOPES ANTISÍSMICOS Y PARAPETOS DE CONCRETO.
DURANTE LA REVISIÓN, LOS DATOS EN LAS FORMAS DE INSPECCIÓN, ELABORADAS PARA TAL EFECTO, DEBERÁN SER RECABADOS PARA CADA ELEMENTO ESTRUCTURAL.

LA INSPECCIÓN DE CADA ELEMENTO DEBERÁ CONCENTRARSE EN FISURAS, DESCONCHAMIENTOS Y DEGRADACIÓN DEL CONCRETO.

V.1.- LOCALIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LAS FISURAS.

LA LOCALIZACIÓN DE LA FISURA DEBERÁ APUNTARSE EN LA FORMA DE INSPECCIÓN DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL RESPECTIVO. DEBERÁ ANEXARSE UN CROQUIS O FOTOGRAFÍA MARCANDO LA LOCALIZACIÓN, DIRECCIÓN, LONGITUD Y ANCHO DE LA FISURA. EL ANCHO DE LA FISURA DEBERÁ SER MEDIDO CON UN COMPARADOR ÓPTICO. LA FISURA Y SUS EXTREMOS DEBERÁN TAMBIÉN SER MARCADAS CON PINTURA EN EL CONCRETO.

LAS FISURAS EN EL CONCRETO NO SIEMPRE PONEN EN PELIGRO LA SEGURIDAD O LA CAPACIDAD DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL, LOS POSIBLES EFECTOS DE LAS FISURAS, DEBERÁN SER CONSIDERADOS EN EL CONTEXTO DE SU CAUSA, LOCALIZACIÓN, SISTEMA ESTÁTICO Y MEDIO AMBIENTE.

LAS FISURAS PUEDEN SER CLASIFICADAS SEGÚN SU ORIGEN EN:

A).- FISURAS POR TEMPERATURA : ESTAS SON A TRAVÉS DE TODA LA SECCIÓN O SUPERFICIE Y SON CAUSADAS POR CALOR DE HIDRATACIÓN O POR INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA AMBIENTE.

B).- FISURAS POR CONTRACCIÓN : SE DEBEN A LA CONTRACCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CIRCUNDANTES, MAYOR PÉRDIDA DE HUMEDAD DE UNA DE LAS SUPERFICIES CON RESPECTO A OTRA, DIFERENTE PORCENTAJE O TIEMPO DE CONTRACCIÓN, O DIFERENTE COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN TOTAL.

C).- FISURAS POR ENVEJECIMIENTO : PUEDEN SER CAUSADAS POR CORROSIÓN DEL ACERO, ATAQUE POR SULFATOS O REACCIONES DE LOS AGREGADOS (ÁLCALIS O SILICONES).

D).- FISURAS POR CARGA : ESTAS SE DEBEN A FLEXIONES, TENSIONES, ESFUERZOS CORTANTES, TORSIONES, FALLAS DE ADHERENCIA, CARGAS CONCENTRADAS, ASENTAMIENTOS O PRESFUERZO INCORRECTO.

ANTES DE SELECCIONAR Y RECOMENDAR UN MÉTODO DE REPARACIÓN DE FISURAS, DEBERÁ DETERMINARSE SU CAUSA Y SABER SI LAS FISURAS SON ACTIVAS O ESTABLES. EL COMPORTAMIENTO DE LA FISURA DEBE VERIFICARSE CON OBSERVACIONES PERIÓDICAS Y MEDIANTE TESTIGOS APLICADOS EN LAS ZONAS CRÍTICAS.

EL EFECTO DE LAS FISURAS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ELEMENTO DEBERÁ SER EVALUADO.

SE DEBERÁN TENER CONSIDERACIONES A LA POSIBLE NECESIDAD DE SELLAR LAS FISURAS MAS ANCHAS PARA PREVENIR LA CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO, DEBIDO A LA ENTRADA DE AGENTES AGRESIVOS.

V.2.- DESCONCHAMIENTOS

LOS DESCONCHAMIENTOS DEL CONCRETO, DEBERÁN APUNTARSE DE LA MISMA MANERA QUE LAS FISURAS, Y TAMBIÉN DEBERÁN MARCARSE CON PINTURA. LA RAZÓN DE LOS DESCONCHAMIENTOS DEBERÁ DETERMINARSE DE ACUERDO A LAS SIGUIENTES POSIBLES RAZONES :

CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO O DE LOS ACCESORIOS AHOGADOS.

EFFECTOS DE TEMPERATURA (CONGELAMIENTO O FUEGO).

ATAQUES QUÍMICOS O DAÑOS MECÁNICOS.

MALA CALIDAD DEL CONCRETO.

INSUFICIENCIA EN EL ACERO DE REFUERZO.

EL ÁREA DEL APOYO MUY CERCA DEL EXTREMO DEL ELEMENTO DE CONCRETO.

V.3. LOCALIZACIÓN DE LAS ZONAS DEGRADADAS Y SEÑALES DE CORROSIÓN.

LAS ZONAS DEGRADADAS PUEDEN SER EL RESULTADO DE :

A).- ATAQUES QUÍMICOS : LA PASTA DE CEMENTO ALTAMENTE ALCALINA QUE SE FORMA POR HIDRATACIÓN ESTÁ SUJETA A ATAQUES QUÍMICOS Y PUEDE REACCIONAR ÚNICAMENTE AL DISOLVERSE EN EL AGUA CONTENIDA EN LOS POROS DE LA PASTA DEL CEMENTO. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO A ATAQUES QUÍMICOS DEPENDE, POR LO TANTO, DE LA PERMEABILIDAD DEL CONCRETO, DEL TIPO Y TAMAÑO DE LOS POROS Y DEL TIPO DE CEMENTO UTILIZADO.

B).- DISOLUCIÓN : LOS COMPUESTOS FÁCILMENTE SOLUBLES, PUEDEN SER LAVADOS FUERA DEL CONCRETO O DE LA PASTA DE CEMENTO POR EL ACCESO CONTINUÓ DE AGUA.

C).- EXPANSIÓN : LOS COMPUESTOS CON SOLUBILIDAD PESADA SE RETIENEN DENTRO DE LA PASTA DE CEMENTO CONFORME SE RECRISTALIZAN EN EL SISTEMA CAPILAR DE POROS. SI OCUPAN MAS ESPACIO QUE EN SU FORMA ORIGINAL, OCURREN ESFUERZOS DE EXPANSIÓN QUE PUEDEN LLEVAR A UN ESTALLAMIENTO.

D).- EXCESIVA AFLORESCENCIA, DECOLORACIÓN Y MANCHAS , LAS RAZONES POR LAS CUALES ESTO PUEDE SUCEDER SON :

ATAQUES QUÍMICOS, EXCESO DE SALES MINERALES EN EL CONCRETO, ALTA POROSIDAD QUE PERMITE INGRESO DE AGUA.EL RECUBRIMIENTO DE CONCRETO SOBRE LOS ARMADOS ES ESCASO O LOS DUCTOS DE LOS TENDONES DE POSTENSIÓN NO FUERON LECHADEADOS CORRECTAMENTE.

LA LOCALIZACIÓN DE ZONAS DEGRADADAS Y DE CORROSIÓN DEBERÁN SER MARCADAS EN EL CONCRETO CON PINTURA Y SERÁN REGISTRADAS EN SU RESPECTIVA FORMA DE INSPECCIÓN. LA CAUSA DE LA DEGRADACIÓN DEBERÁ SER DETERMINADA Y SI SE REQUIERE, DEBERÁN ESPECIFICARSE LAS ACCIONES A TOMAR.

V.4. PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN .

AUNQUE TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO DEBERÁN SER REVISADOS, PARA ENCONTRAR DAÑOS O IRREGULARIDADES, HAY ÁREAS EN LAS CUALES LA INSPECCIÓN ES ESPECIALMENTE IMPORTANTE. ESTAS SON LAS ÁREAS CERCANAS A LOS ANCLAJES DE LOS TIRANTES EN EL TABLERO DEL PUENTE Y DE LOS PILONES, LAS ÁREAS DE POSTENSADO EN EL TABLERO DEL PUENTE Y EN LOS PILONES, AMBOS POR FUERA Y POR DENTRO Y LAS ZONAS CERCANAS A LAS JUNTAS DE DILATACIÓN, LOS APOYOS Y LOS TOPES ANTISÍSMICOS.

PARA EL PUENTE QUETZALAPA, EL ÚNICO CON TABLERO DE CONCRETO CUBIERTO EN ESTE PROGRAMA, TAMBIÉN SE DEBERÁN REVISAR LAS TRABES LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES ASÍ COMO LA PARTE SUPERIOR DE LAS PILAS QUE REQUERIRÁN ESPECIAL ATENCIÓN.

LAS ÁREAS DE CONCRETO QUE MUESTRAN IRREGULARIDADES, PODRÁN REQUERIR FUTURAS INVESTIGACIONES, EN PARTICULAR PRUEBAS NO-DESTRUCTIVAS DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO, COMO EL MÉTODO DE SCHMIDT-HAMMER.

VI.- INSPECCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

PARA CADA ELEMENTO ESTRUCTURAL O GRUPO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES, DEBERÁ SER LLENADA UNA HOJA DE INSPECCIÓN DURANTE ÉSTA. LA ATENCIÓN DEL INSPECTOR DEBERÁ CONCENTRARSE EN LAS FISURAS DE LAS VIGAS Y SUS SOLDADURAS, LAS CONEXIONES ATORNILLADAS, LA CONDICIÓN DE LA PINTURA Y CORROSIÓN, DAÑOS ACCIDENTALES Y SIGNOS DE FALLAS LOCALES.

VI.1. LOCALIZACIÓN DE LAS FISURAS.

LA LOCALIZACIÓN DE LAS FISURAS EN LAS VIGAS Y SUS SOLDADURAS, INICIALMENTE DEBERÁ DEPENDER DE UNA INSPECCIÓN VISUAL Y CON APARATOS. EN ÁREAS SOSPECHOSAS, SE DEBERÁN HACER PRUEBAS CON LÍQUIDOS PENETRANTES O ULTRASONIDO PARA DETERMINAR LA EXISTENCIA DE FISURAS EN LAS SECCIONES DE

ACERO O SOLDADURAS.

LA BÚSQUEDA DE FISURAS SE CONCENTRARÁ PRINCIPALMENTE EN LAS ZONAS CERCA Y ALREDEDOR DE LAS SOLDADURAS Y A SITIOS QUE SON SUSCEPTIBLES A CONCENTRACIONES DE ESFUERZOS PRIMARIOS Y SECUNDARIOS, INCLUYENDO LOS ANCLAJES DE LOS CABLES.

LA LOCALIZACIÓN DE LA FISURA, SE APUNTARÁ EN LA FORMA DE INSPECCIÓN PARA LOS ELEMENTOS RESPECTIVOS DE ACERO Y SE DEBERÁ HACER UN CROQUIS O TOMAR UNA FOTOGRAFÍA ESPECIFICANDO LA LOCALIZACIÓN, DIRECCIÓN, LONGITUD Y ANCHO DE LA FISURA. LA FISURA Y SUS EXTREMOS TAMBIÉN SE MARCARÁN CON PINTURA SOBRE EL ACERO.

TODAS LAS FISURAS SE NECESITAN EVALUAR PARA CUALQUIER REPARACIÓN QUE SEA NECESARIA O PARA SER VIGILADAS EN INSPECCIONES PROGRAMADAS REGULARMENTE.

VI.2. CONEXIONES ATORNILLADAS.

DEBERÁN EFECTUARSE INSPECCIONES VISUALES A LAS CONEXIONES ATORNILLADAS, Y REGISTRARSE EN LAS HOJAS DE INSPECCIÓN.

VI.3. CONDICIÓN DE LA PINTURA Y CORROSIÓN.

EN LA HOJA DE INSPECCIÓN DE CADA ELEMENTO ESTRUCTURAL DE ACERO, LA DETECCIÓN DE DECOLORACIÓN DE LA PINTURA, BURBUJAS, DESCASCARADO Y ABRASIONES ACCIDENTALES, DEBERÁN SER ANOTADAS Y LAS ÁREAS DEFECTUOSAS MARCADAS CON PINTURA SOBRE EL ACERO.

SU EVALUACIÓN DEBERÁ INCLUIRSE EN LAS RECOMENDACIONES PARA SU REPARACIÓN.

VI.4. DAÑOS ACCIDENTALES Y FALLAS LOCALES.

CUALQUIER DAÑO EN LAS VIGAS DE ACERO, COMO ABOLLADURAS, CORTES Y OTRAS INUSUALES DEBERÁN REGISTRARSE EN LAS FORMAS DE INSPECCIÓN Y EVALUARSE.

VII.- TIRANTES

LOS PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN PARA LOS ANCLAJES DE LOS TIRANTES, PUEDEN DIFERIR, DEPENDIENDO DEL SISTEMA QUE SE UTILIZÓ.

LOS SIGUIENTES PROCEDIMIENTOS GENERALES SE APLICARÁN PARA TODOS LOS DIFERENTES TIPOS DE TIRANTES. DURANTE LA INSPECCIÓN, LA FORMA DEBERÁ SER LLENADA PARA CADA TIRANTE.

VII.1. INSPECCIÓN VISUAL

EN CADA TIRANTE DEBERÁ REALIZARSE UNA INSPECCIÓN VISUAL. EL TUBO EXTERIOR DE PEHD DEBERÁ SER INSPECCIONADO CON LA AYUDA DE BINOCULARES POTENTES PARA ENCONTRAR DAÑOS, FISURAS Y DETERIOROS, ASÍ COMO DAÑOS EN LAS UNIONES TERMOFUSIONADAS.

EL ANCLAJE EN EL TABLERO DEL PUENTE, ASÍ COMO EL DEL PILÓN, DEBERÁ SER INSPECCIONADO POR CADA CABLE PARA DETERMINAR CUALQUIER GOTEADO DEL COMPONENTE ANTICORROSIVO, GOTEOS DE AGUA, CORROSIÓN Y CUALQUIER IRREGULARIDAD EN EL SOPORTE DEL ANCLAJE.

TODAS LAS IRREGULARIDADES O LA NO EXISTENCIA DE ELLAS, DEBERÁN REGISTRARSE EN LA CORRESPONDIENTE FORMA DE INSPECCIÓN.

VII.2. INSPECCIÓN DETALLADA DEL ANCLAJE.

SE DEBERÁ REMOVER LA CAPUCHA PROTECTORA AL 10% DE LOS ANCLAJES DEL TABLERO. LOS ANCLAJES A INSPECCIONARSE DEBEN SER SELECCIONADOS DE MANERA QUE SE INCLUYAN CABLES LARGOS Y CORTOS, ASÍ COMO LOS CABLES EN DONDE LA NIVELACIÓN DEL TABLERO DEL PUENTE, COMPARADA CON LA NIVELACIÓN ORIGINAL, MUESTRE UNA APARENTE PÉRDIDA EN LA FUERZA. DEBERÁ DETERMINARSE LA CONDICIÓN DEL COMPONENTE ANTICORROSIVO. LA PRESENCIA DE AGUA, CORROSIÓN EN TODOS LOS COMPONENTES DEL ANCLAJE Y DESLIZAMIENTO DE CUALQUIER TORÓN EN LA PLACA DE CUÑAS. UNA VEZ TERMINADA LA INSPECCIÓN DE UN ANCLAJE, ES NECESARIO RELLENAR LA CAPUCHA PROTECTORA CON EL COMPONENTE ANTICORROSIVO Y REINSTALARLA TENIENDO CUIDADO DE COLOCAR EL SELLO ADECUADAMENTE. SI SE HUBIESE ENCONTRADO PENETRACIÓN DE AGUA EN EL ANCLAJE, DEBERÁ INVESTIGARSE LA LOCALIZACIÓN DEL GOTEÓ Y SE SUGERIRÁ LA REPARACIÓN CORRESPONDIENTE.

SI EN LOS ANCLAJES SELECCIONADOS INICIALMENTE SE LLEGARA A ENCONTRAR QUE TIENEN SERIAS FALLAS DE ACUERDO A LO ENUNCIADO EN EL PÁRRAFO ANTERIOR, DEBERÁN SELECCIONARSE, DE ACUERDO AL CRITERIO DE LOS INSPECTORES, OTRO 10% DE ANCLAJES E INSPECCIONARSE DE LA MISMA MANERA. SI LA INSPECCIÓN DE ESTA SEGUNDA SELECCIÓN REVELA FALLAS, SE DEBERÁ TOMAR LA DECISIÓN DE INSPECCIONAR MAS GRUPOS DE ANCLAJES O PROCEDER A LA REVISIÓN TOTAL, DEPENDIENDO DE LA GRAVEDAD DE LOS DEFECTOS ENCONTRADOS.

TODOS LOS DEFECTOS O LA NO EXISTENCIA DE ELLOS, DEBERÁN SER REGISTRADOS EN LAS FORMAS DE INSPECCIÓN CORRESPONDIENTES. EL CONTRATANTE DEBERÁ SER NOTIFICADO DE LA NECESIDAD DE CUALQUIER REPARACIÓN.

VII.3. INSPECCIÓN DE LOS TUBOS ANTIVANDÁLICOS

SE DEBERÁ REALIZAR UNA INSPECCIÓN VISUAL DE TODOS LOS TUBOS ANTIVANDÁLICOS PARA DETERMINAR LA CONDICIÓN DE LOS SELLOS EN LA PARTE SUPERIOR E INFERIOR, EL GALVANIZADO, CUALQUIER DEFECTO O DAÑO, ASÍ COMO EL APRIETE DE LOS TORNILLOS LONGITUDINALES O LA SOLDADURA DEL TUBO. LOS RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN DEBERÁN SER REGISTRADOS EN LA FORMA CORRESPONDIENTE.

SE REMOVERÁ O DESLIZARÁ HACIA ARRIBA EL 2% DE LOS TUBOS ANTIVANDÁLICOS PARA LA INSPECCIÓN DE LOS CABLES QUE PROTEGEN.

SE TENDRÁ CUIDADO DE SELECCIONAR TUBOS ANTIVANDÁLICOS QUE CUBRAN TANTO CABLES LARGOS COMO CORTOS, ASÍ COMO CASOS EN DONDE SE ENCUENTREN DEFECTOS EN EL SELLO O EN LOS TORNILLOS. DEBERÁ INSPECCIONARSE EL CABLE QUE SE ENCUENTRA DENTRO DEL TUBO ANTIVANDÁLICO PARA DETECTAR SI EXISTE ALGÚN POSIBLE DETERIORO PROVOCADO POR CORROSIÓN, PRESENCIA DE AGUA O CUALQUIER OTRA IRREGULARIDAD. DESPUÉS DE REGISTRAR LOS RESULTADOS DE LA INSPECCIÓN EN LA FORMA CORRESPONDIENTE, LOS TUBOS ANTIVANDÁLICOS DEBERÁN SER REINSTALADOS O REPOSICIONADOS Y RESELLADOS. DEPENDIENDO DE LAS CONDICIONES ENCONTRADAS SE REVISARÁ UN SEGUNDO GRUPO DE TUBOS DE LA MISMA FORMA.

VII.4. REVISIÓN DE LA FUERZA DE LOS CABLES.

LA FUERZA EN EL TIRANTE, DEBERÁ SER COMPROBADA UTILIZANDO UN GATO ACCIONADO POR UNA CENTRAL HIDRÁULICA, QUE TENDRÁ UN MANÓMETRO DEBIDAMENTE CALIBRADO PARA TENSAR EL CONJUNTO DE TORONES CON LOS EQUIPOS PROPIOS DE CADA SISTEMA.

LA MEDICIÓN DE LA FUERZA DE LOS CABLES, SERÁ NECESARIA SOLAMENTE SI LA NIVELACIÓN COMPARADA DEL TABLERO DEL PUENTE, INDICA CAMBIOS SIGNIFICATIVOS DE FUERZA EN UN CABLE O GRUPO DE CABLES EN PARTICULAR O CUANDO DESPUÉS DE REMOVER LA CUBIERTA DEL ANCLAJE, SE ENCUENTREN CONDICIONES TALES, QUE HAGAN NECESARIA LA REVISIÓN. LOS RESULTADOS DE CUALQUIER REVISIÓN DEBERÁN SER REGISTRADOS EN LA FORMA CORRESPONDIENTE Y SERVIRÁN COMO BASE PARA CUALQUIER AJUSTE REQUERIDO EN LA FUERZA DEL CABLE EN CUESTIÓN.

METODOLOGIA PARA INSPECCIONES ESPECIALES

Cualquier trabajo de mantenimiento o reparación de un puente está basado en los resultados obtenidos de inspecciones efectuadas que permiten establecer en que condiciones se encuentra éste. En general, pueden distinguirse tres tipos:

Inspección rutinaria o preliminar.

Inspección principal.

Inspección especial.

Las dos primeras están enfocadas a conocer el estado general de un puente y detectar la presencia de daños que demanden una atención importante. Por otra parte la inspección especial se requerirá en casos particulares en que se necesite determinar el tipo, extensión y causa de los daños, a fin de evaluar las condiciones estructurales y proponer las acciones de reparación más adecuadas.

Procedimiento de una inspección especial:

Este tipo de inspección debe ser realizado por personal especializado - y apoyado con equipo que permita obtener información complementaria de investigación; por lo que en ocasiones es recomendable la participación de empresas especializadas de consultoría contratadas para tal efecto.

En términos generales una inspección especial se desarrolla de acuerdo con las actividades siguientes:

Análisis preliminar de información.

Levantamiento geométrico y de daños en la estructura.

Estudios y métodos de prueba en campo.

Evaluación de la estructura y propuestas de reparación.

El análisis preliminar de información requiere contar con el reporte - de inspección principal del puente en cuestión, los planos del proyecto original y memoria de cálculo si es posible; así como también los reportes de todos aquellos trabajos de mantenimiento, reparación o modernización que se hayan efectuado. Esto permitirá tener un panorama inicial - del deterioro de la estructura y empezar a establecer hipótesis preliminares acerca de los mecanismos de daño.

El levantamiento geométrico y de daños en la estructura está basado en una inspección visual detallada y mediciones que permitirán verificar - dimensionamiento y aspectos no incluidos en el proyecto estructural, -- así como la observación de patrones de deterioro específicos. En esta - etapa, es recomendable analizar también la definición y construcción de la estructura, comportamiento del tránsito, condiciones ambientales en los alrededores, funcionamiento hidráulico y otros aspectos que sea necesario considerar posteriormente en las propuestas de reparación. Una vez efectuada la inspección visual se determinarán las hipótesis de daño y consecuentemente se programarán los estudios y métodos de prueba -

en campo que contribuirán a encontrar las causas y mecanismos de propagación de los daños.

Los estudios y métodos de prueba deberán llevarse a cabo por personal con experiencia y conocimiento en aspectos tales como operación de equipo, selección y localización de mediciones e interpretación de resultados.

Los métodos de prueba podrán ser de tipo destructivo, no destructivo, detallado en áreas pequeñas o con análisis de muestras en laboratorio, dependiendo de la información requerida para confirmar las hipótesis establecidas previamente.

La evaluación de la estructura se efectuará con base en el análisis de las teorías sobre mecanismos de los daños y complementada con los resultados de las pruebas realizadas. Deberán llevarse a cabo los cálculos de revisión estructural que sean necesarios para corroborar el comportamiento y condiciones de los diferentes elementos, siendo conveniente también estimar la capacidad resistente de la estructura en función de sus reservas para distribución de cargas, con el fin de orientar la prioridad de atención que debe darse. Si durante el proceso de evaluación, con el análisis de la información que se tiene no es posible concluir las causas y posible desarrollo del daño, será necesario efectuar estudios o pruebas complementarias o bien revisar las hipótesis planteadas inicialmente.

Una vez definidas las condiciones estructurales y estado de deterioro del puente, podrán proponerse diferentes alternativas de reparación, las cuales se analizarán principalmente desde el punto de vista de nivel de atención y costos de reparación y mantenimiento, eligiéndose finalmente la opción más adecuada que posteriormente se desarrollará en un proyecto ejecutivo de reparación.

TIPOS DE DAÑO MAS COMUNES

Deficiencias estructurales:

Grietas estructurales en elementos de concreto.
en elementos de acero.

Deformaciones.

Deterioros no estructurales en el concreto:

Grietas.

Corrosión del acero de refuerzo.

Reactividad de agregados.

Corrosión en elementos de acero.

Deterioro en dispositivos de apoyo y juntas.

Daños en subestructuras:

Grietas.

Asentamientos y desplomes.

Socavación.

METODOS DE INVESTIGACION Y PRUEBAS USUALES

Inspección visual detallada.

Levantamiento de daños.

Pruebas en estructuras de concreto:

Calas.

Medición de recubrimiento.

Medición de potencial electroquímico.

Resistencia del concreto.

Pruebas de reacción química.

Pruebas en estructuras de acero:

Detección de grietas por FMP.

Medición ultrasónica de espesores.

Resistencia del acero.

Evaluaciones estructurales.

ASPECTOS EN LA EVALUACION ESTRUCTURAL

Factores que determinan la capacidad estructural de un puente:

Diseño original.

Evolución de las cargas.

Estado físico.

Reparaciones efectuadas.

Capacidad de redistribución en estructuras para evaluar condiciones críticas:

Trayectoria de carga.- resistencia en conjunto de elementos principales.

Interna.- redundancia interna de un elemento.

60.- ELEMENTOS ROTOS EN PUENTES DE ACERO (1 Dígito)

Mediante un dígito se indica si existen elementos rotos o no:

- 1.- Sí
- 2.- No

61.- ELEMENTOS FALTANTES EN PUENTES DE ACERO (1 Dígito)

Se denota mediante un dígito la falta de elementos en la estructura:

- 1.- Sí
- 2.- No

62.- DUCTOS O CABLES EXPUESTOS EN PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO (1 Dígito)

Este apartado expresará con un dígito el estado de exposición de ductos o cables:

- 1.- Sí
- 2.- No

63.- ANCLAJE DE PREESFUERZO EN PUENTES DE CONCRETO PREESFORZADO (1 Dígito)

Igual que en el anterior apartado, se indica si existen o no anclajes sueltos:

- 1.- Sí
- 2.- No

4.7. Datos sobre la condición del puente

En esta parte se almacena la información referente a la calificación dada en la inspección de evaluación. Las calificaciones que se dan a cada parte del puente (superficie de rodamiento, superestructura, subestructura y el estado de socavación), son las indicadas en la tabla 3.1.

64.- CALIFICACION GENERAL DEL PUENTE

64a.- SUPERFICIE DE RODAMIENTO (1 Dígito)

La calificación se indica mediante un dígito el cual puede ser uno de los siguientes:

- 5.- Condición excelente
- 4.- Condición buena
- 3.- Condición aceptable
- 2.- Condición regular
- 1.- Condición mala o defectuosa
- 0.- Condición de falla

64b.- SUPERESTRUCTURA (1 Dígito)

Igual que el apartado anterior

64c.- SUBESTRUCTURA (1 Dígito)

Igual que el apartado anterior

64d.- SOCAVACION (1 Dígito)

Igual que el apartado anterior.

65.- RECOMENDACIONES GENERALES

A juicio del jefe de brigada se darán recomendaciones generales respecto a:

65a.- INSPECCIONES (1 Dígito)

- 1.- Inspección de evaluación a corto plazo
(máximo 12 meses)
- 2.- Inspección de evaluación a mediano plazo
(máximo 2 años)
- 3.- Inspección de evaluación a largo plazo
(máximo 3 años)
- 4.- Inspección detallada
- 5.- Otro (Indicar en comentarios)

65b.- SUPERFICIE DE RODAMIENTO (1 Dígito)

- 1.- Mantenimiento menor
- 2.- Mantenimiento mayor
- 3.- Reparación
- 4.- Substitución
- 5.- Pruebas especiales
- 6.- Otro

65c.- SUPERESTRUCTURA (1 Dígito)

Igual que el apartado anterior.

65d.- SUBESTRUCTURA

(1 Dígito)

Igual que el apartado anterior.

4.8. Datos de pruebas especiales

En esta parte se almacenan los resultados obtenidos de pruebas especiales, tales como pruebas de carga, pruebas dinámicas, etc.

5. Conclusiones

Se plantea la necesidad de implantar un sistema de administración de puentes, (SIAP), para poder establecer un procedimiento sistemático de evaluación y reconocimiento de los requerimientos en los puentes, así como el de establecer una serie de actividades administrativas encaminadas a normalizar el proceso general de conservación.

El sistema de administración de puentes es la integración de un conjunto de órganos administrativos, normas y procedimientos que tienen por objeto planear, ejecutar y supervisar las acciones de atención a los puentes de una red, después de su puesta en servicio tomando en cuenta la operación integral del sistema carretero y sus efectos en la vida económica de una región o de un país.

Respecto a la implantación de un Sistema de Administración de Puentes en México, se ha observado que existen los elementos administrativos y organizacionales que permiten la pronta implantación del sistema a través de la estructura establecida en los **Centros SCT** y en las **dependencias centrales**, requiriéndose únicamente el fortalecimiento de algunos recursos específicos necesarios para la operación del sistema.

Estos recursos son los referentes a **una organización central y a una organización de campo**; las cuales se encargarán de la toma de decisiones en la conservación y a las actividades de inspección y de evaluación de la estructura, respectivamente.

También se recomienda el establecimiento de **niveles de servicio**, fijados bajo las características funcionales adecuadas para la operación del transporte dentro del sistema vial. Dichas características se definieron como medidas mínimas deseables y aceptables en gálibos, ancho de calzada y en la capacidad de carga. El nivel de servicio "deseable" es para aquellos puentes existentes que están en condiciones de prestar servicio, requiriendo únicamente la modificación en los elementos antes mencionados de acuerdo a los niveles establecidos. El nivel de servicio "aceptable" es fijado para aquellos puentes que van a ser construidos.

Aunados a estos niveles de servicio, se establece un criterio de priorización como elemento auxiliar para la asignación de los fondos y elección de las estructuras que posean un nivel de requerimientos altos respecto a otras. En este criterio se toman en cuenta aspectos funcionales y estructurales para la designación de las actividades de conservación.

Referente a la inspección se establece una metodología con el fin de tener un medio cualitativo y cuantitativo en la obtención de datos sobre la condición de los puentes, para que dicho proceso sea sistemático y gradual de acuerdo a la condición que presenten los puentes, en primer lugar se tendrá una inspección de evaluación; en caso de que se requiera la verificación de ésta o porque se demande una inspección más minuciosa, se hará entonces una inspección especial ó aún, inspecciones con pruebas especiales, según lo requiera el puente de acuerdo a la inspección y evaluación realizada por los organismos encargados.

En resumen, la implantación en México de un sistema de administración de puentes se hace necesaria, además de que dicha implantación no requiere de grandes desembolsos económicos ni de una gran infraestructura, debido principalmente a los elementos ya existentes dentro de los organismos dedicados a la administración de puentes y que la instauración deberá ser llevada en etapas, iniciando la primera de ellas, en la red federal de carreteras, extendiéndose más adelante a las demás carreteras de la red en coordinación con los gobiernos de cada estado.

Jefe de brigada _____

Fecha /__/_/___/
d m a

Número de puente(4) _____

Nombre del puente(5) _____

Estado Federativo(1) _____

Nombre de la localidad(2) _____

DATOS DE LA CARRETERA

RUTA SOBRE EL PUENTE

Origen(3a) _____

Destino(3b) _____

Origen tramo(3c) _____

Destino tramo(3d) _____

Kilometraje al centro del puente(10) _____

Número de la carretera(3e) _____

Origen del cadenamiento(11) _____

Coordenadas geográficas al centro del puente

Latitud(9a) _____

Longitud(9a) _____

Tipo de ruta(3f) _____

Nivel de servicio(3g) _____

RUTAS BAJO EL PUENTE

1.- Tipo de ruta(13a) _____

Nivel de servicio(13b) _____

2.- Tipo de ruta _____

Nivel de servicio _____

3.- Tipo de ruta _____

Nivel de servicio _____

TIPO DE RUTA

- 1 - Carretera Federal
- 2 - Autopista
- 3 - Carretera Estatal
- 4 - Camino Rural
- 5 - Calle Urbana
- 6 - Ferrocarril
- 7 - Vía Pluvial, río
- 8 - Barranca
- 9 - Otro

NIVEL DE SERVICIO

- 1.- Troncal
- 2.- Alimentador
- 3.- Rural
- 4 - Otro

DATOS GENERALES DEL PUENTE

Año de construcción(6) _____

Significado histórico(12) Sí _____

No _____

Nombre del constructor(7) _____

Limitaciones de tráfico(37) Sí _____

Trafico promedio diario anual(35) _____

No _____

Año(36) _____

Longitud de desvío(38) _____ (Km)

Tipo de administración(39) _____

1.- Cuota 2.- Libre

Cualquier respuesta no conocida déjese en blanco

Los numeros entre paréntesis es el numero de dato en el manual

INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____
_____	_____	_____

Tipo de reparación:

- 1.- Mantenimiento menor
- 2.- Mantenimiento mayor
- 3.- Reparación menor
- 4.- Reparación mayor
- 5.- Reconstrucción
- 6.- Ampliación
- 7.- Reforzamiento

DATOS GEOMETRICOS

Longitud del puente(14) _____ metros

Longitud del máximo claro(15) _____ metros

Ancho total de la superestructura(16) _____ metros

Ancho de la superficie de rodamiento(17) _____ metros

Angulo de esviaje (según km creciente)(19) _____ grados

Trazo geométrico Planta(20a) _____ Elevación(20b) _____

1.- Tangente

2.- Curva

Gálibo vertical sobre el puente(21) _____ metros

Gálibo vertical bajo el puente(22) _____ metros

Gálibo horizontal bajo el puente(23) _____ metros

Sección de la carretera:

Entrada	Salida
Corona(14a1) _____ (mts)	Corona(14b1) _____ (mts)
Carpeta(14a2) _____ (mts)	Carpeta(14b2) _____ (mts)
Camellón(14a3) _____ (mts)	Camellón(14b3) _____ (mts)

DATOS ESTRUCTURALES

Tipo de puente(24) _____ Número de claros(25) _____

TIPO DE PUENTE

- 1.- Losa simplemente apoyada
- 2.- Superestructura isostática
- 3.- Superestructura continua
- 4.- Pórtico o marco rígido
- 5.- Armaduras
- 6.- Arco
- 7.- Colgante
- 8.- Atrantado
- 9.- Otro

Tipo de superficie de rodamiento(28) _____

1.- Concreto hidráulico 2.- Mezcla asfáltica 3.- Otro

Cualquier respuesta no conocida déjese en blanco

Los números entre paréntesis es el número de dato en el manual
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

- 1.- Losa
- 2.- Losa nervada
- 3.- Sistema a base de trabes y losas
- 4.- Vigas preesforzadas
- 5.- Sistema de piso a base de armaduras horizontales
- 6.- Sección tipo cajón

- 1.- Concreto reforzado
- 2.- Concreto prestozado
- 3.- Acero soldado
- 4.- Acero remachado
- 5.- Mampostería
- 6.- Mtdo concreto reforzado y acero
- 7.- Mixto concreto prestozado y acero
- 8.- Otro

Tipo de sistema de piso(27)_____

- 1.- Losa de concreto
- 2.- Concreto precolado
- 3.- Concreto preesforzado transversalmente
- 4.- Placas de acero
- 5.- Rejilla
- 6.- Orotrólco
- 7.- Otro

APOYOS EXTREMOS

Tipo(29a)_____

- 1.- Estribos
- 2.- Enterrados
- 3.- Aleros
- 4.- en "U"
- 5.- Otro

Material del cuerpo(29b)_____

- 1.- Concreto
- 2.- Inexistente
- 3.- Otro

Material de la corona(29c)_____

- 1.- Mampostena
- 2.- Concreto
- 3.- Ladrillo
- 4.- Otro

APOYOS INTERMEDIOS

Tipo(30a)_____

- 1.- Tradicional
- 2.- Rectangular
- 3.- Cilindrico
- 4.- Sección constante
- 5.- Sección variable
- 6.- Otro

Remate(30b)_____

- 1.- Corona
- 2.- Cabezal en voladizo
- 3.- otro

Material del cuerpo(30c)_____

- 1.- Mampostena
- 2.- Concreto
- 3.- otro

Material de la corona(30d)_____

- 1.- Concreto
- 2.- Inexistente

Cimentación(31)_____

- 1.- Zapatas
- 2.- Pilotes
- 3.- Cilindros
- 4.- Mixta
- 5.- otro

Carga de diseño(32)_____

- 1.- H-10
- 2.- H-15
- 3.- HS-15
- 4.- H-20
- 5.- HS-20
- 6.- T3-S3
- 7.- T3-S2-R4
- 8.- Otro

DISPOSITIVOS DE APOYO

Tipo de apoyo móvil(33a)_____

- 1.- Mecedora de acero
- 2.- Mecedora de concreto
- 3.- Rodillos metálicos
- 4.- Neopreno
- 5.- Neopreno con acero y tellón
- 6.- Otro

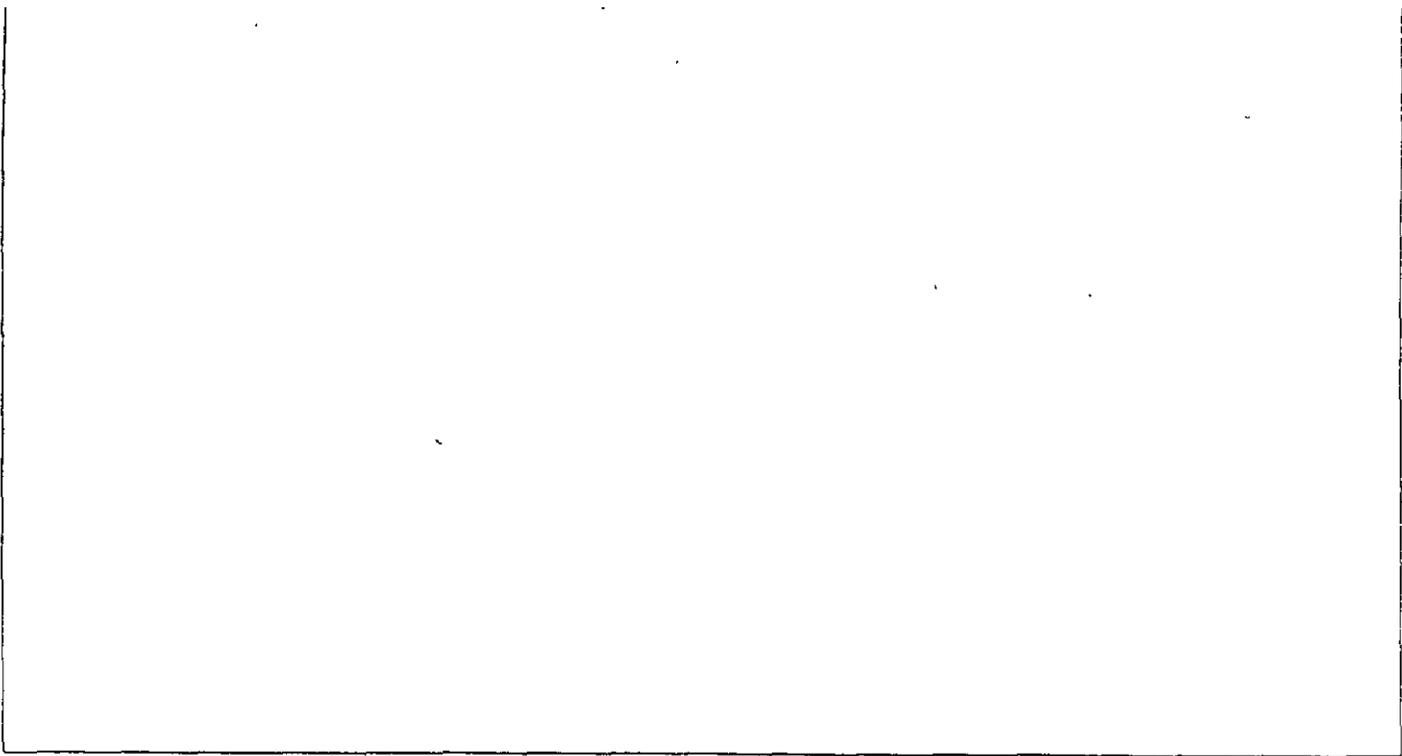
Tipo de apoyo fijo(33b)_____

- 1.- Acero
- 2.- Plomo
- 3.- Neopreno
- 4.- Articulación
- 5.- Otro

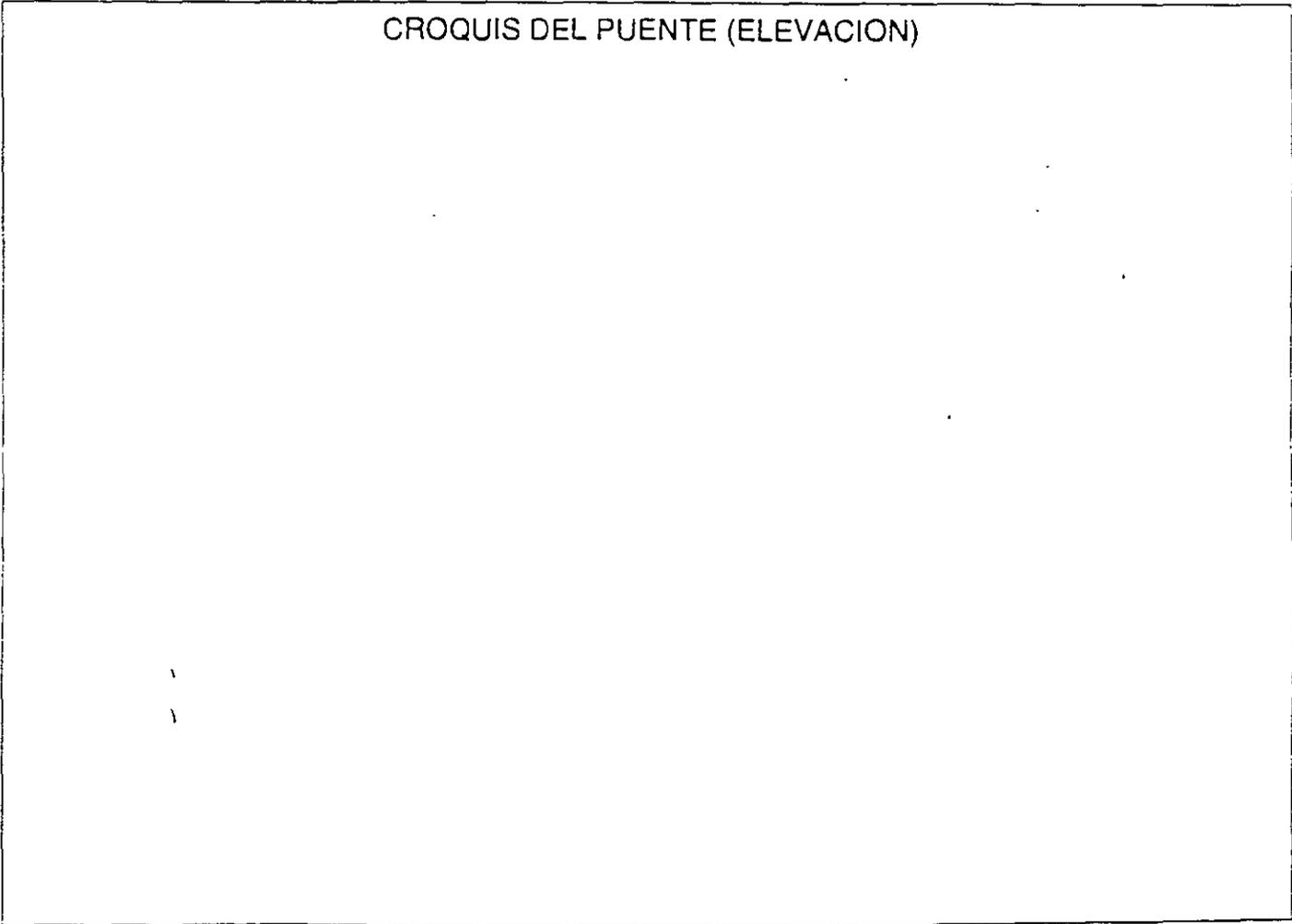
Junta de dilatación(34)_____

- 1.- Compband
- 2.- Sika flex
- 3.- Asfalto
- 4.- Neopreno
- 5.- Tapajunta de acero
- 6.- Lámina de cobre
- 7.- Inexistente
- 8.- Otro

Cualquier respuesta no conocida déjese en blanco



CROQUIS DEL PUENTE (ELEVACION)



FOTOGRAFIAS DEL PUENTE

Número de puente(4) _____

Nombre del puente(5) _____

Estado Federativo(1) _____

Nombre de la localidad(2) _____

CONDICION GENERAL DEL PUENTE

Hundimientos(40) _____ Desplomes(41) _____ Flechas(42) _____
1 - Ligeros 2 - Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Socavación(43) _____ Corrosión(45) _____
1 - Ligeros 2 - Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Cauce del río(44) _____
1 - Obstrucción leve 2 - Obstrucción
2 - Obstrucción moderada 3 - Obstrucción
3 - Obstrucción grave

Señalamiento que indique garbos(46) _____ Señalamiento de seguridad(47) _____
1 - Buena 2 - Regular

Comentarios _____

SUPERFICIE DE RODAMIENTO

Condición(48) _____
1 - Buena 2 - Regular 3 - Mala

Comentarios _____

Cualquier respuesta no conocida délese en blanco

Los números entre parentesis es el número de dato en el manual

Agrietamiento en zona de apoyos (grietas de cortante)(49a) _____

- 1.- Ligeros 2.- Moderados

Agrietamiento al centro del claro (grietas de flexión)(49b) _____

- 3 - Graves 4 - No se aprecian

Juntas de expansión(50) _____

- 1 - Buen estado 2.- Mal estado 3 - No existen

Dispositivos de apoyo(51) _____

- 1.- Buen estado 2.- Mal estado 3 - No existen

Daño por impacto vehicular por deficiencia en gálibo(52) _____

- 1.- Ligeros 2.- Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Drenaje(53) _____

- 1.- Buen funcionamiento 2 - Regular 3 - Mal 4 - No existe

Desconchamientos en la superestructura(54) _____

- 1 - Ligeros 2 - Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Comentarios _____

SUBESTRUCTURA

Agrietamiento en pilas(55) _____

- 1 - Ligeros 2.- Moderados

Agrietamiento en estribos(56) _____

- 3 Graves 4 - No se aprecian

Desconchamientos en pilas o estribos(57) _____

- 1 - Ligeros 2.- Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Comentarios _____

Cualquier respuesta no conocida dejese en blanco

Los numeros entre parentesis es el numero de dato en el

Pintura anticorrosiva(58) _____

1.- Adecuada

2.- Faltante

3.- Defectuosa

Corrosión(59) _____

1.- Ligero

2.- Moderado

3.- Grave

Elementos rotos(60) Sí _____
 No _____

Elementos faltantes(61) Sí _____
 No _____

Comentarios _____

PUENTES DE CONCRETO PRESFORZADO

Ductos o cables expuestos(62) Sí _____
 No _____

Anclajes de presfuerzo sueltos(63) Sí _____
 No _____

Comentarios _____

Cualquier respuesta no conocida dejese en blanco

Los numeros entre paréntesis es el numero de dato en el manual

Superestructura(64b) _____

Subestructura(64c) _____

Socavación(64d) _____

CALIFICACION

- 5.- Condición excelente
- 4.- Condición buena
- 3.- Condición aceptable
- 2.- Condición regular
- 1.- Condición sena
- 0.- Condición de falla

Comentarios _____

RECOMENDACIONES GENERALES

Inspecciones(65a) _____

- | | |
|--|---------------|
| 1.- Evaluacion a corto plazo (maximo 12 meses) | 4.- Detallada |
| 2.- Evaluacion a mediano plazo (máximo 2 años) | 5.- Otro |
| 3.- Evaluacion a largo plazo (máximo 3 años) | |

Superficie de Rodamiento(65b) _____

Superestructura(65c) _____

Subestructura(65d) _____

- | | |
|-------------------------|------------------------|
| 1.- Mantenimiento menor | 4.- Substitución |
| 2.- Mantenimiento mayor | 5.- Pruebas especiales |
| 3.- Reparación | 6.- Otro |

Comentarios _____

Cualquier respuesta no conocida dejese en blanco

Los números entre parentesis es el número de dato en ual

FOTOGRAFIAS DEL PUENTE

Jefe de brigada _____

Fecha / ___ / ___ / ___ /
d m a

Número de puente(4) _____

Nombre del puente(5) _____

Estado Federativo(1) _____

Nombre de la localidad(2) _____

CONDICION GENERAL DEL PUENTE

Hundimientos(40) _____ Desplomes(41) _____ Flechas(42) _____
1 - Ligeros 2 - Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Socavación(43) _____ Corrosión(45) _____
1 - Ligeros 2 - Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Cauce del río(44) _____
1 - Orillas totalmente... 2 - Desplomes... 3 - En construcción 4 - No existe

Señalamiento que indique gálibos(46) _____ Señalamiento de seguridad(47) _____
1 - Si existe 2 - No existe

Comentarios _____

SUPERFICIE DE RODAMIENTO

Condición(48) _____
1.- Buena 2.- Regular 3.- Mala

Comentarios _____

Qualquier respuesta no conocida delese en blanco

Los numeros entre parentesis es el numero de dato en el manual

Agrietamiento en zona de apoyos (grietas de cortante)(49a) _____
1 - Ligeros 2 - Moderados

Agrietamiento al centro del claro (grietas de flexión)(49b) _____
3 - Graves 4 - No se aprecian

Juntas de expansión(50) _____
1 - Buen estado 2 - Mal estado 3 - No existen

Dispositivos de apoyo(51) _____
1 - Buen estado 2 - Mal estado 3 - No existen

Daño por impacto vehicular por deficiencia en gálibo(52) _____
1 - Ligeros 2 - Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Drenaje(53) _____
1 - Buen funcionamiento 2 - Regular 3 - Mal 4 - No existe

Desconchamientos en la superestructura(54) _____
1 - Ligeros 2 - Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Comentarios _____

SUBESTRUCTURA

Agrietamiento en pilas(55) _____
1 - Ligeros 2 - Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Agrietamiento en estribos(56) _____
3 - Graves 4 - No se aprecian

Desconchamientos en pilas o estribos(57) _____
1 - Ligeros 2 - Moderados 3 - Graves 4 - No se aprecian

Comentarios _____

Si no hay respuesta, no conocida, dejese en blanco

Los numeros entre parentesis es el numero de dato en el manual

CALIFICACION GENERAL DEL PUENTE

Superficie de Rodamiento(64a) _____

Superestructura(64b) _____

Subestructura(64c) _____

Socavación(64d) _____

CALIFICACION

- 5- Condicion excelente
- 4- Condicion buena
- 3- Condicion aceptable
- 2- Condicion regular
- 1- Condicion sena
- 0- Condicion de falla

Comentarios _____

RECOMENDACIONES GENERALES

Inspecciones(65a) _____

- | | |
|---|--------------|
| 1- Evaluacion a corto plazo (maximo 12 meses) | 4- Detallada |
| 2- Evaluacion a mediano plazo (maximo 2 años) | 5- Otro |
| 3- Evaluacion a largo plazo (maximo 3 años) | |

Superficie de Rodamiento(65b) _____

Superestructura(65c) _____

Subestructura(65d) _____

- | | |
|-------------------------|-----------------------|
| 1.- Mantenimiento menor | 4.- Sustitución |
| 2.- Mantenimiento mayor | 5.- Frecas especiales |
| 3.- Reparación | 6.- Otro |

Comentarios _____

Cualquier respuesta no conocida dejese en blanco

Los numeros entre paréntesis es el número de dato en el manual

CROQUIS INDICANDO GRIETAS O DAÑOS



EN EL AÑO DE 1981 LAS AUTORIDADES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES TENÍAN VARIAS PREOCUPACIONES EN RELACIÓN A LA RED DE PUENTES DEL PAÍS YA QUE :

1.- NO SE SABIA SI LAS ESTRUCTURAS PODRÍAN SOPORTAR LAS CARGAS AUTORIZADAS PARA CIRCULAR POR LAS CARRETERAS FEDERALES DE ACUERDO CON EL ENTONCES NUEVO REGLAMENTO DE PESOS Y DIMENSIONES QUE HABÍA SIDO PUBLICADO EN 1980.

2.- NO SE SABIA EL NUMERO DE PUENTES QUE EXISTÍAN EN EL PAÍS.

3.- NO SE CONTABA CON UN SISTEMA QUE PERMITIESE EFECTUAR DE MANERA METÓDICA Y ORDENADA EL MANTENIMIENTO DE LOS PUENTES.

EN VIRTUD DE LO ANTERIOR SE DECIDIÓ PROCEDER A LEVANTAR UN INVENTARIO NACIONAL DE PUENTES, MISMO QUE FUE TERMINADO EN 1982 Y SE OBTUVO QUE LA RED FEDERAL DE CARRETERAS CONTABA CON 4,500 PUENTES.

EN EL AÑO DE 1995 DESPUÉS DE REALIZAR LAS PRIMERAS INSPECCIONES Y COMPLETAR EL INVENTARIO SE TENÍAN 6,346 ESTRUCTURAS.

NUESTRA EMPRESA, D.S.I. MEXICO TIENE A SU CARGO LA INSPECCIÓN Y DIAGNOSTICO DE LOS PUENTES ATIRANTADOS DE LA CARRETERA CUERNAVACA-ACAPULCO CONTRATADOS DIRECTAMENTE POR LA EMPRESA AUTOPISTA DEL SOL S.A. DE C.V., SIENDO LA PRIMERA QUE REALIZA UN TRABAJO DE ESTA NATURALEZA EN EL PAÍS. AUN CUANDO YA EXISTÍAN LOS PUENTES COATZACOALCOS II Y EL TAMPICO, QUE DE ALGUNA MANERA ESTÁN SIENDO MONITOREADOS POR LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES DIRECTAMENTE.

EN JULIO DE 1994 INICIAMOS ESTOS TRABAJOS, QUE COMO LES COMENTABA, NO HABÍA HASTA ENTONCES NINGÚN ANTECEDENTE PARECIDO, CONTAMOS CON EL APOYO DE NUESTROS SOCIOS INTERNACIONALES QUE TIENEN SUFICIENTE EXPERIENCIA EN ESTE CAMPO. COMO EJEMPLO LES PODRÍA DECIR QUE ALGUNOS DE LOS INGENIEROS DE NUESTRA EMPRESA FORMARON PARTE DE UN EQUIPO QUE CONTROLABA, TAN SOLO EN EL ESTADO DE NUEVA YORK, MAS DE 24,000 ESTRUCTURAS DE DIVERSOS TIPOS, LAS CUALES ESTÁN PERFECTAMENTE INVENTARIADAS Y CUENTAN CON INSPECCIÓN PERMANENTE.

PARA LLEVAR UN CONTROL ORDENADO, SISTEMÁTICO Y METÓDICO NUESTRA EMPRESA DISEÑO UN PROCEDIMIENTO DE INSPECCIÓN QUE CONSISTE EN DOS SISTEMAS DE CALIFICACIÓN :

EL SISTEMA DE RANGO NUMÉRICO (S.R.N.).
Y EL SISTEMA DE RANGO DE CONDICIONES (S.R.C.).

LOS REPORTES DE CONDICIONES DESCRIBEN EL ESTADO FÍSICO QUE ACTUALMENTE PRESENTA UN MIEMBRO ESTRUCTURAL O ALGÚN OTRO ELEMENTO Y SU CAPACIDAD PARA DESARROLLAR SU FUNCIÓN ESPECIFICA. SE HAN DISEÑADO UNAS FORMAS DE REPORTE QUE SE UTILIZAN PARA REGISTRAR LA INFORMACIÓN DE LAS INSPECCIONES Y QUE SE CONVIERTEN EN LA PARTE MEDULAR DE LA DOCUMENTACIÓN QUE FORMARA LA HISTORIA DE LAS CONDICIONES DEL PUENTE, INCLUYENDO LAS REPARACIONES Y EL MANTENIMIENTO DURANTE SU VIDA ÚTIL. LAS FORMAS DE REPORTE DISEÑADAS POR D.S.I. SE UTILIZAN EN TODAS LAS ETAPAS DE LA VIDA DEL PUENTE PARA REGISTRAR LOS EFECTOS DE TODAS LAS ACCIONES QUE INFLUYAN EN EL COMPORTAMIENTO DE TODOS LOS ELEMENTOS.

EXISTEN TRES DIFERENTES TIPOS DE ACCIONES QUE INFLUYEN EN LAS CONDICIONES DE LOS ELEMENTOS DE LOS PUENTES DE ACUERDO A LO SIGUIENTE :

DEFECTOS: ESTOS ESTÁN RELACIONADOS CON LA CALIDAD ADECUADA DEL DISEÑO, LA CALIDAD DE LOS MATERIALES Y LOS MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN UTILIZADOS. ESTOS DEFECTOS EN EL PUENTE, SON INHERENTES AL MOMENTO DE SU EJECUCIÓN.

DAÑOS: SON DEBIDOS A FENÓMENOS OCASIONALES COMO SOBRECARGAS, IMPACTOS VEHICULARES, DERRAMES DE AGENTES QUÍMICOS, MOVIMIENTOS TELÚRICOS DE ALTO GRADO, HURACANES E INCENDIOS. ESTOS FENÓMENOS PUEDEN OCURRIR REPENTINAMENTE DURANTE LA VIDA DE SERVICIO DEL PUENTE.

DETERIORO: ESTO ES USUALMENTE UN PROCESO LENTO QUE OCURRE DURANTE UN LARGO PERIODO Y SE DEBE A CONDICIONES CONOCIDAS O IMPREVISTAS.

ESTAS ACCIONES INCLUYEN : EXPOSICIÓN AL MEDIO AMBIENTE (CONGELAMIENTOS Y DESCONGELAMIENTOS CÍCLICOS, RADIACIONES DE RAYOS ULTRAVIOLETA, ETC.), ABRASION, CORROSIÓN, FATIGA, REACCIÓN ALCALINA DE LOS AGREGADOS E INTRODUCCIÓN DE CLORUROS ENTRE OTROS.

SE HA COMPROBADO QUE LAS INFLUENCIAS ADVERSAS DE LOS DEFECTOS Y DETERIOROS, SE PUEDEN REDUCIR Y HASTA ELIMINAR CON LA IMPLEMENTACION DE UN PROGRAMA RACIONAL DE INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO PARA LOS PUENTES.

I.- SISTEMA DE RANGO NUMÉRICO, DENOMINADO (SRN) :

PARA OBTENER UN REPORTE CONSISTENTE Y SIGNIFICATIVO SOBRE EL ADECUADO FUNCIONAMIENTO Y SEGURIDAD DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL PRINCIPAL DEL PUENTE, EL SISTEMA DE RANGO NUMÉRICO SE UTILIZA DE ACUERDO A LO QUE A CONTINUACIÓN SE DESCRIBE :

CALIFICACIÓN DE 1.- POTENCIALMENTE PELIGROSO Y QUE REQUIERE ATENCIÓN INMEDIATA.

CALIFICACIÓN DE 3.- SERIOS DETERIOROS O DEFECTOS; EL ELEMENTO EN CUESTIÓN NO FUNCIONA DE ACUERDO A LO CONTEMPLADO EN EL PROYECTO ORIGINAL SU REPARACIÓN ES NECESARIA DENTRO DE LOS SEIS MESES SIGUIENTES A LA DETECCIÓN.

CALIFICACIÓN DE 5.- DETERIOROS O DEFECTOS MENOS IMPORTANTES. EL ELEMENTO FUNCIONA COMO HA SIDO DISEÑADO, SIN EMBARGO REQUIERE REPARACIÓN Y/O MANTENIMIENTO EN UN FUTURO PRÓXIMO.

CALIFICACIÓN DE 7.- EL ELEMENTO NO PRESENTA DEFECTOS O HA SIDO REPARADO.

CALIFICACIÓN DE 8.- EL ELEMENTO A REVISAR NO ES ACCESIBLE.

LOS RANGOS NUMÉRICOS 2, 4 Y 6 SE UTILIZAN A CRITERIO DEL INSPECTOR PARA INDICAR ALGUNA CONDICIÓN INTERMEDIA ENTRE LOS RANGOS 1, 3, 5 Y 7, RESPECTIVAMENTE.

ESTE SISTEMA DE RANGO NUMÉRICO, ES PARTICULARMENTE ÚTIL PARA EFECTUAR COMPARACIONES DEL ESTADO DE LOS ELEMENTOS, ESTABLECER PRIORIDADES EN LOS PROGRAMAS DE REPARACIÓN, ASÍ COMO EN LA PLANEACION Y PRESUPUESTACION DE LOS PROGRAMAS DE MANTENIMIENTO.

II.- SISTEMA DE RANGO DE CONDICIONES , DENOMINADO (SRC) :

ESTE SISTEMA , SE UTILIZA PARA DESCRIBIR LA CONDICIÓN DE LOS COMPONENTES INDIVIDUALES (YA SEAN ESTRUCTURALES O NO) Y QUE FORMAN PARTE DE UN MIEMBRO PRINCIPAL EN EL PUENTE. LOS RANGOS ESTÁN BASADOS EN OBSERVACIONES VISUALES DE CAMPO O EN OTROS PROCEDIMIENTOS SEGÚN SEA EL CASO.

LAS CALIFICACIONES QUE SE UTILIZAN SON:

B : EN BUENAS CONDICIONES.
R : EN REGULARES CONDICIONES.
M : EN MALAS CONDICIONES.
X : NO HAY ACCESO PARA HACER OBSERVACIONES.
NA : NO SE APLICA CRITERIO.

ESTOS SISTEMAS ESTÁN FUNDAMENTADOS EN LA PREMISA DE QUE LOS PUENTES Y SUS ESTRUCTURAS DEBEN SER INSPECCIONADOS CONSUECUDINARIA Y PERIÓDICAMENTE, LA PERIODICIDAD DE LAS INSPECCIONES DEPENDERÁ DEL TIPO DE PUENTE Y DE SU COMPORTAMIENTO HISTÓRICO, ES DECIR, SI CON LAS REVISIONES PERIÓDICAS ESTABLECIDAS SE ENCUENTRAN POCOS CAMBIOS SE PODRÁN ESPACIAR LAS FRECUENCIAS Y VICEVERSA.

EN EL CASO DE LOS PUENTES ATIRANTADOS DE LA AUTOPISTA DEL SOL, LAS REVISIONES PERIÓDICAS SE EFECTÚAN DE ACUERDO A LO ESTABLECIDO EN LOS MANUALES DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES: ES DECIR, UNA REVISIÓN EXHAUSTIVA ANUAL Y TRES TRIMESTRALES.

COMO SE DIJO ANTES, ES POSIBLE QUE LA PERIODICIDAD DE LAS REVISIONES SE AMPLIE DE ACUERDO AL COMPORTAMIENTO QUE PRESENTEN LOS PUENTES DURANTE ESTOS PRIMEROS AÑOS .

NO OBSTANTE, LAS ESTRUCTURAS TAMBIÉN SON REVISADAS POR CONSECUENCIA DE MOVIMIENTOS TELÚRICOS O VIENTOS EXTRAORDINARIOS, PARA LO CUAL TAMBIÉN SE PRESENTAN REPORTES ESPECÍFICOS.

PARA PODER IMPLEMENTAR Y LLEVAR A CABO LOS TRABAJOS DESCRITOS SE CUENTA CON:

- 1.- EL PERSONAL DE CAMPO ADECUADAMENTE CAPACITADO PARA LA INSPECCIÓN DE LOS PUENTES, QUE ADEMAS DEBE OBSERVAR UNA BUENA DISCIPLINA EN CUANTO A SEGURIDAD POR LA NATURALEZA DE SU TRABAJO.
ESTE PERSONAL CONSTANTEMENTE ES INSTRUIDO Y SUPERVISADO POR ALGÚN SUPERIOR, CON LA FINALIDAD DE QUE AL REPETIR UNA INSPECCIÓN SE EVITE QUE POR LA RUTINA EN LOS TRABAJOS SE PASEN POR ALTO DETALLES QUE PUEDEN SER IMPORTANTES.
EL PERSONAL DE CAMPO CUENTA CON UNAS FORMAS ESPECIALES QUE LE AYUDAN A REALIZAR LA INSPECCIÓN Y LAS SIGUE AL PIE DE LA LETRA CON EL MISMO OBJETIVO DE NO PASAR POR ALTO ALGUN ELEMENTO. ASIMISMO TOMA FOTOGRAFÍAS DE TODOS LOS PUNTOS RELEVANTES DE LA INSPECCIÓN.
SEMANALMENTE, TODA LA INFORMACIÓN RECABADA, SE REMITE A LA OFICINA CENTRAL PARA SU PROCESO Y ORGANIZACIÓN.

- 2.- EL PERSONAL DE OFICINA QUE CLASIFICA Y CAPTURA LOS DATOS OBTENIDOS EN EL CAMPO.
LA INFORMACIÓN RECIBIDA SE FILTRA Y SE COMPARA CON REPORTES ANTERIORES, VERIFICANDO QUE LAS DIFERENCIAS EN LAS CALIFICACIONES SEAN CONSECUENTES, SI SE ENCONTRASE ALGUNA DIFERENCIA MAYOR, SERA NECESARIO VISITAR LA ESTRUCTURA Y CONSTATAR EL DATO EMITIDO PARA ENCONTRAR UNA EXPLICACIÓN.

- 3.- EL EQUIPO DE COMPUTO ADECUADO Y CON SUFICIENTE CAPACIDAD PARA EL ALMACENAMIENTO DE TODOS LOS DATOS DE LOS REPORTES ANTERIORES, DE LOS ACTUALES Y DE LOS QUE SE REALIZARAN A LO LARGO DE LA VIDA DE LA ESTRUCTURA.
ESTE EQUIPO CUENTA CON PROGRAMAS ESPECIALES DE BASES DE DATOS QUE PERMITEN, ADEMAS DE EMITIR LOS REPORTES, ESTABLECER COMPARACIONES DE CALIFICACIÓN CON REPORTES ANTERIORES PARA PODER LLEVAR LA SECUENCIA HISTÓRICA DE CADA UNO DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE Y SABER SI LOS ELEMENTOS SE DETERIORAN, FUERON REPARADOS O PERMANECEN SIN CAMBIOS. EL ARCHIVO FOTOGRAFICO, TAMBIÉN SE CONCENTRA EN DISPOSITIVOS ELECTRÓNICOS QUE FACILITAN SU EFICIENTE BÚSQUEDA Y LOCALIZACIÓN, ASÍ COMO EVITAR EL DETERIORO FÍSICO DE LOS NEGATIVOS O FOTOGRAFÍAS TRADICIONALES.

ALCANCE DE LOS TRABAJOS DE INSPECCIÓN

I.- REVISIÓN DE LA DOCUMENTACIÓN EXISTENTE

CON EL OBJETO DE DETERMINAR LA MAGNITUD DE LOS PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN, ES MUY IMPORTANTE ENTENDER LA ESTRUCTURA DE LOS PUENTES Y LAS DEMANDAS ESTRUCTURALES DE CADA UNO DE LOS ELEMENTOS QUE LA INTEGRAN Y DE ESTA MANERA ENFOCAR LA ATENCIÓN A LAS ÁREAS MAS IMPORTANTES. PARA ÉSTO, LOS PLANOS, LAS DIMENSIONES Y LOS DETALLES DE LOS COMPONENTES PRINCIPALES (PILONES, TABLERO, TIRANTES Y SUS ANCLAJES, APOYOS, TOPES ANTISÍSMICOS Y JUNTAS DE DILATACIÓN) PARA CADA UNO DE LOS PUENTES, NECESITAN SER REMITIDOS A LA EMPRESA PARA SU ESTUDIO Y EVALUACIÓN.

IGUALMENTE IMPORTANTE SON LOS DATOS TOPOGRÁFICOS DE LOS PUENTES (ELEVACIÓN DEL TABLERO Y LA POSICIÓN DE LAS PILAS Y PILONES) DESPUÉS DEL AJUSTE FINAL DE LOS CABLES AL TERMINAR LA CONSTRUCCIÓN, ASÍ COMO LAS MEDIDAS DE LAS FUERZAS FINALES APLICADAS EN CADA TIRANTE. OTROS DETALLES, COMO DIBUJOS Y/O INFORMACIÓN DEL DISEÑO ORIGINAL PUEDE SER REQUERIDA CONFORME AVANCEN LAS INSPECCIONES Y VAYAN SIENDO ENCONTRADAS FALLAS ESPECÍFICAS.

II.- DOCUMENTACIÓN

ES VITAL, PARA EL RESULTADO DE LAS INSPECCIONES (Y TRABAJOS DE MANTENIMIENTO) SER PRECISOS Y LLENAR ADECUADAMENTE LAS FORMAS CORRESPONDIENTES, INCLUYENDO LOS DATOS POCO REPRESENTATIVOS, DE MANERA QUE SE PUEDA TENER UNA HISTORIA COMPLETA DE LAS ESTRUCTURAS Y QUE ESTÉ DISPONIBLE EN CUALQUIER MOMENTO. MIENTRAS SE EFECTÚE UNA

INSPECCIÓN, DEBERÁ TENERSE EN CONSIDERACIÓN QUE CUALQUIER FALLA TIENE UNA CAUSA Y EL OBJETO DE LA EMPRESA INSPECTORA, SERÁ EL DETERMINAR DICHA CAUSA. LOS PLANOS CONSTRUCTIVOS Y CÁLCULOS DE DISEÑO, ETC. AYUDARÁN EN LA ASESORÍA DEL MANTENIMIENTO NECESARIO, EL DIAGNÓSTICO DE LAS FALLAS Y CUALQUIER REVISIÓN DE CAPACIDAD DE CARGAS.

LA DOCUMENTACIÓN DE LOS PUENTES DEBE CONSIDERARSE COMO DATOS SIGNIFICATIVOS, NECESARIOS Y RELEVANTES Y CUYA INFORMACIÓN SEGUIRÁ AUMENTANDO Y SE MANTENDRÁ LISTA PARA CONSULTARLA, EVALUARLA, DISEMINARLA Y RETROALIMENTAR A LA EMPRESA PARA UN MEJOR MANEJO DE LA AUTOPISTA.

III.- INSPECCIÓN DE LOS PUENTES

COMO PRIMER PASO EN EL PROGRAMA DE INSPECCIÓN, SE HARÁ UN RECORRIDO DE LAS ESTRUCTURAS DE CADA PUENTE CON LOS SIGUIENTES OBJETIVOS :

A).- INSPECCIÓN VISUAL CON LA AYUDA DE BINOCULARES DE LA SUPERESTRUCTURA, PILAS, ESTRIBOS, PILONES, TIRANTES, JUNTAS DE DILATACIÓN Y APOYOS, PARA DETERMINAR DAÑOS O DEFECTOS OBVIOS, TALES COMO ACCIDENTES DE TRÁFICO, MOVIMIENTOS TELÚRICOS, ETC. APUNTAR Y REPORTAR DICHOS DAÑOS, ASÍ COMO LAS ÁREAS CON DETERIOROS SERIOS, FISURAS Y OTRAS IRREGULARIDADES.

B).- INSPECCIÓN VISUAL DE LOS PUNTOS ACCESIBLES BAJO EL TABLERO DEL PUENTE POSICIONANDO LAS CANASTILLAS DE INSPECCIÓN EXISTENTES PARA OBSERVAR LAS CONDICIONES GENERALES DE LA PARTE BAJA DEL TABLERO, LOS APOYOS Y LOS TOPES ANTISÍSMICOS; APUNTAR Y REPORTAR LOS DAÑOS OBVIOS.

C).- INSPECCIÓN VISUAL DEL SUELO Y LOS TALUDES ALREDEDOR DE LOS ESTRIBOS Y LOS CIMIENTOS DE LAS PILAS PARA REVISAR EL DESLIZAMIENTO Y/O EROSIÓN DEL TERRENO. APUNTAR Y REPORTAR TODO AQUELLO QUE SE HAYA ENCONTRADO IRREGULAR.

D).- FOTOGRAFIAR Y/O FILMAR LOS PRINCIPALES COMPONENTES ESTRUCTURALES DE CADA PUENTE, APARIENCIA GENERAL Y CONDICIONES DEL TERRENO; ANOTAR POR CADA FOTOGRAFÍA, SU LOCALIZACIÓN Y LA DIRECCIÓN DE SU TOMA Y FECHA, LAS SUBSECUENTES FOTOGRAFÍAS SERÁN TOMADAS DE LA MISMA MANERA PARA QUE SEAN DIRECTAMENTE COMPARABLES.

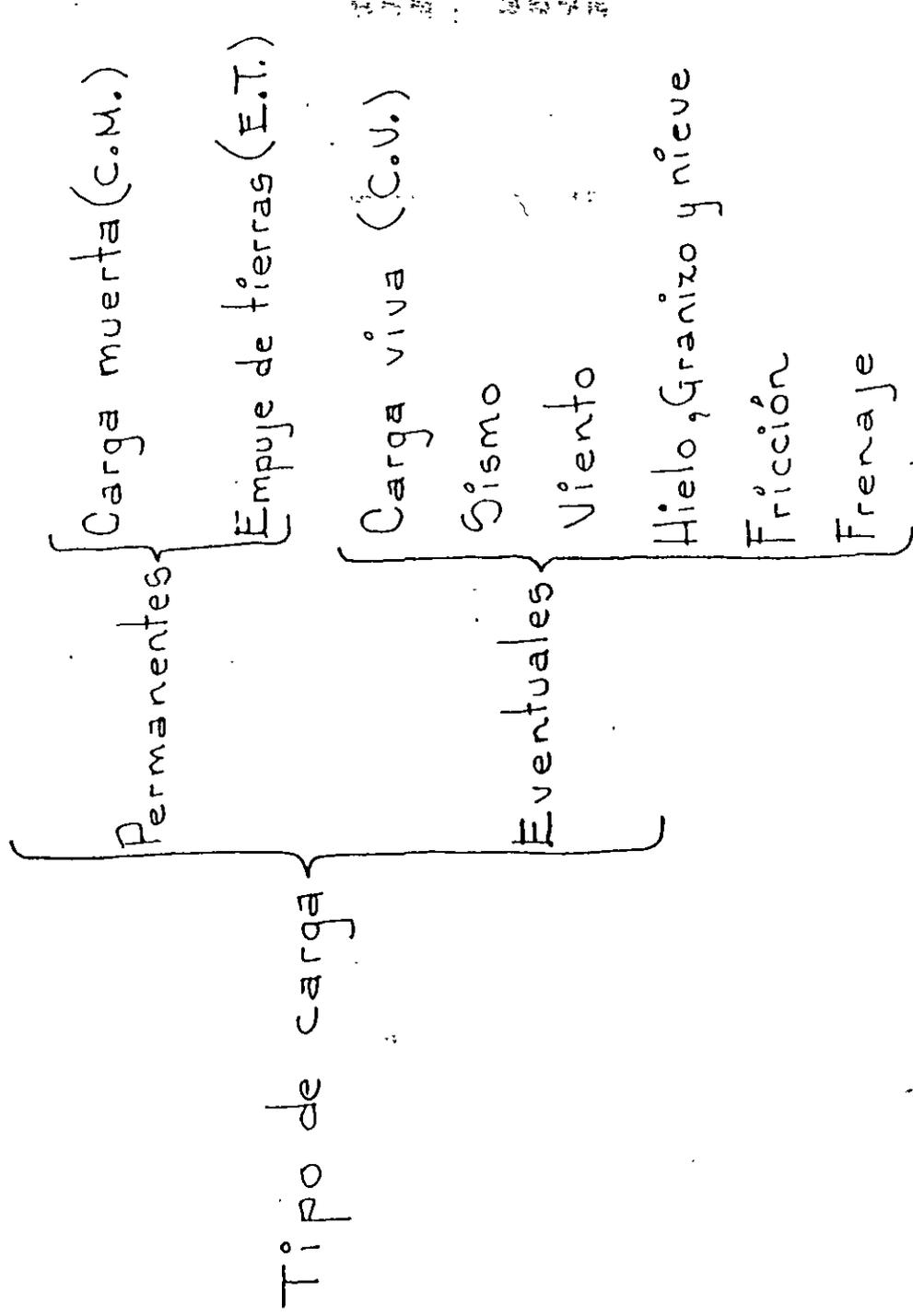
E).- REPORTE DE LAS CONDICIONES GENERALES DE LIMPIEZA DEL PUENTE, EN PARTICULAR DE LAS JUNTAS DE CALZADA, SISTEMA DE DRENAJE Y LA CONDICIÓN DE LAS SUPERFICIES PINTADAS.

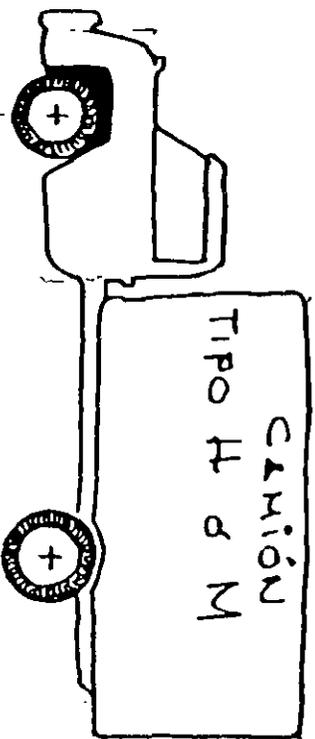
F).- REPORTAR EL FUNCIONAMIENTO DE LAS LUCES DE NAVEGACIÓN AÉREA Y SISTEMA DE PARARRAYOS.

IV.- CONTROL TOPOGRÁFICO DEL PUENTE

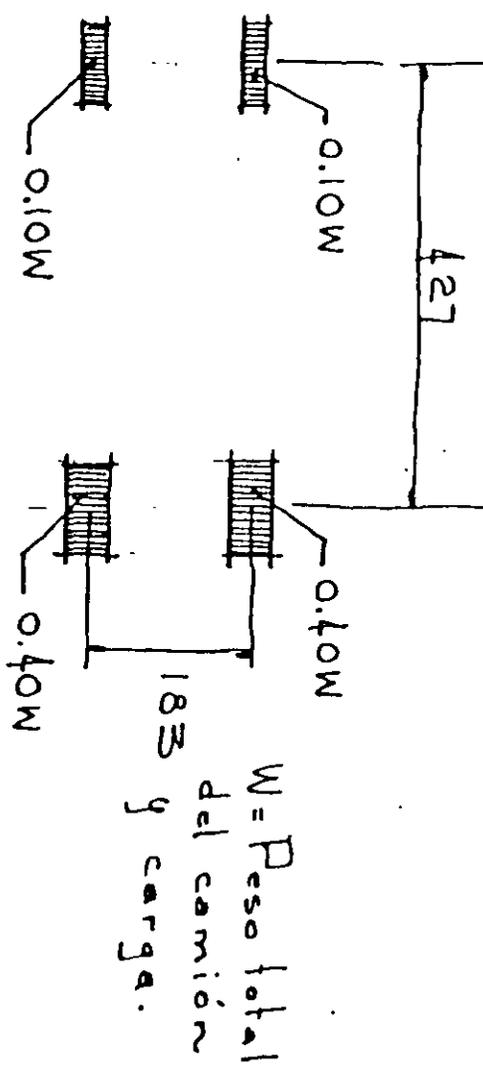
SE MARCARÁN PUNTOS DE CONTROL EN LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE MEDIANTE TESTIGOS DEBIDAMENTE NUMERADOS Y MARCADOS PARA SU CONFIABLE Y PERMANENTE IDENTIFICACIÓN, ESTOS PUNTOS SERÁN TOPOGRÁFICAMENTE UBICADOS EN LOS TRES EJES CARTESIANOS, REFERIDOS A BANCOS DE NIVEL PREESTABLECIDOS Y A PARTIR DE LOS CUALES SE REALIZARÁN TODAS LAS MEDICIONES.

CARGAS





3529 Kg	14515 Kg	H-20 (M-18)
2722 Kg	10886 Kg	H-15 (M-13.5)
1814 Kg	7257 Kg	H-10 (M-9)



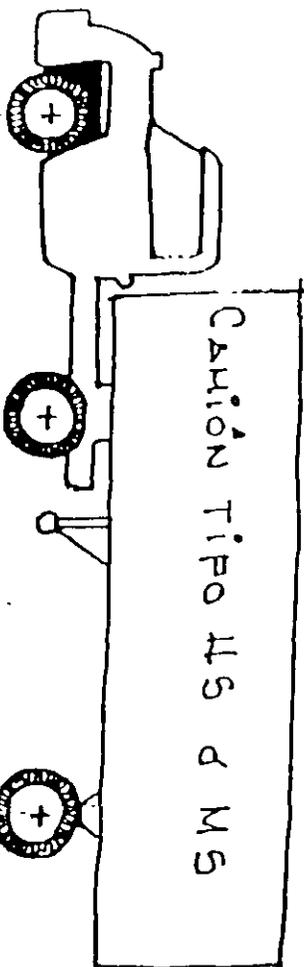
Carga concentrada } Para momento = 8165 Kg
 Carga uniforme 952 kg/m lineal de carril de carga } Para cortante = 11793 Kg

CARGA H-20 (M-18) } Para momento = 6123 Kg
 Carga concentrada } Para cortante = 8845 Kg
 Carga uniforme 714 kg/m lineal de carril de carga

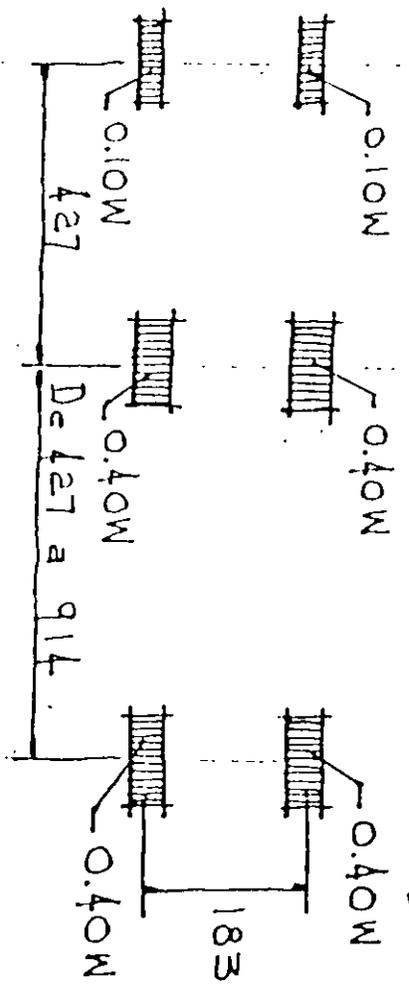
CARGA H-15 (M-13.5) } Para momento = 4082 Kg
 Carga concentrada } Para cortante = 5897 Kg
 Carga uniforme 476 kg/m lineal de carga

CARGA H-10 (M-9)

CARGA UNIFORME EQUIVALENTE



3629 kg	14515 kg	14515 kg - H5-20 (M5-13)
2722 kg	10886 kg	10886 kg - H5-15 (M5-13)

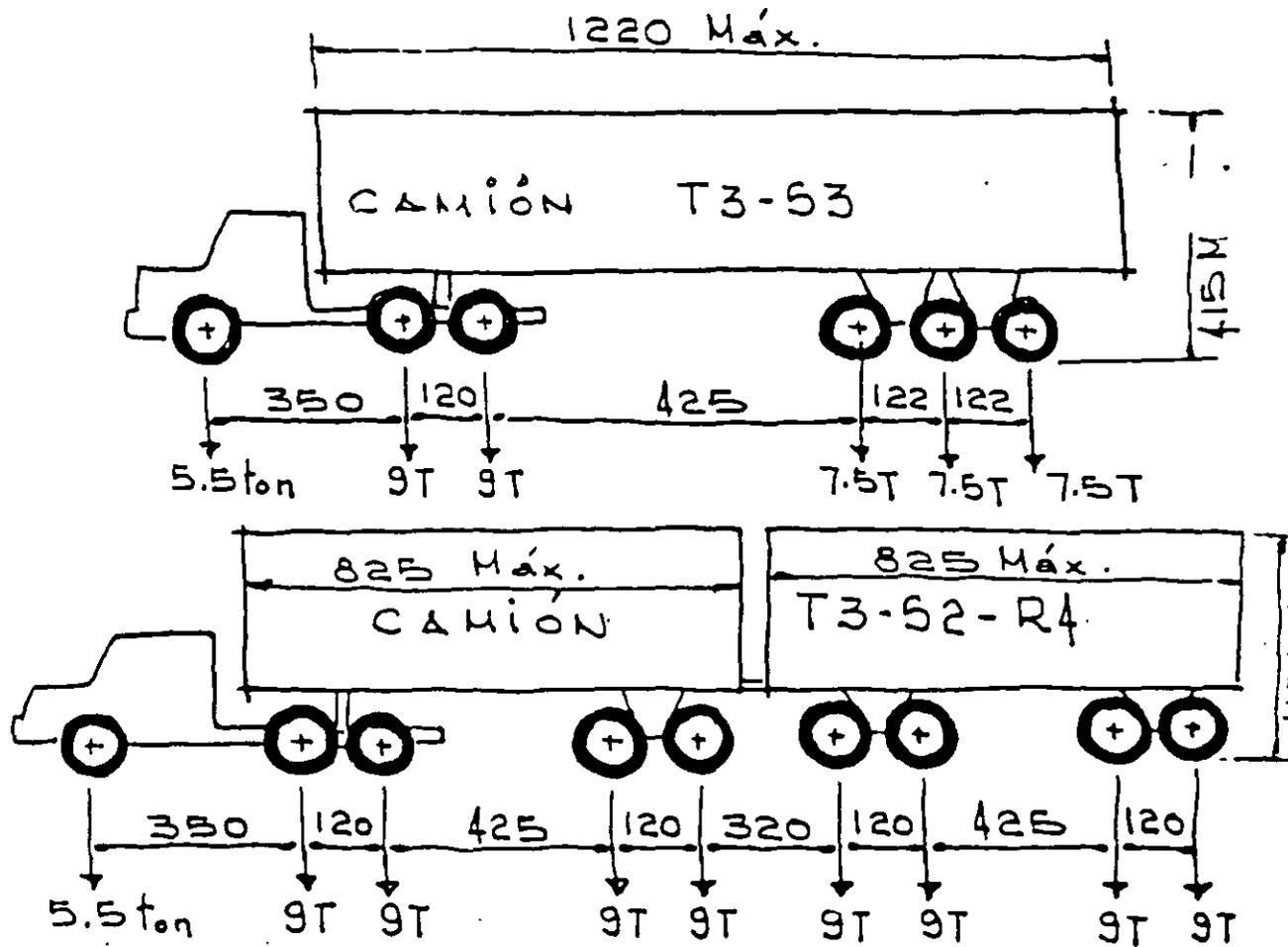


$W =$ Peso combinado de los dos primeros ejes, igual al que tiene al camión tipo M correspondiente.

Carga concentrada } Para momento = 8155 kg
 Carga uniforme 952 kg/m lineal de carril de carga } Para cortante = 11793 kg
 CARGA H5-20 (M5-18)

Carga concentrada } Para momento = 6123 kg
 Carga uniforme 714 kg/m lineal de carril de carga } Para cortante = 8845 kg
 CARGA H5-15 (M5-13.5)

CARGA UNIFORME EQUIVALENTE



RESUMEN DEL PESO DE CAMIONES

Tipo de camión	Peso total incluyendo carga.
H-10 (M-9)	9071 Kg.
H-15 (M-13.5)	13608 Kg.
H-20 (M-18)	18144 Kg.
H5-15 (M5-13.5)	24494 Kg.
H5-20 (M5-18)	32659 Kg.
T3-53	46000 Kg.
T3-52-R4	77500 Kg.

PUNTES

Clasificación...

Por la naturaleza de la carga que soportan

Carreteros
Ferroviarios
Ductos
Peatonales

De acuerdo al trazo horizontal

Normales
Esviajados
En curva (circular o espiral)

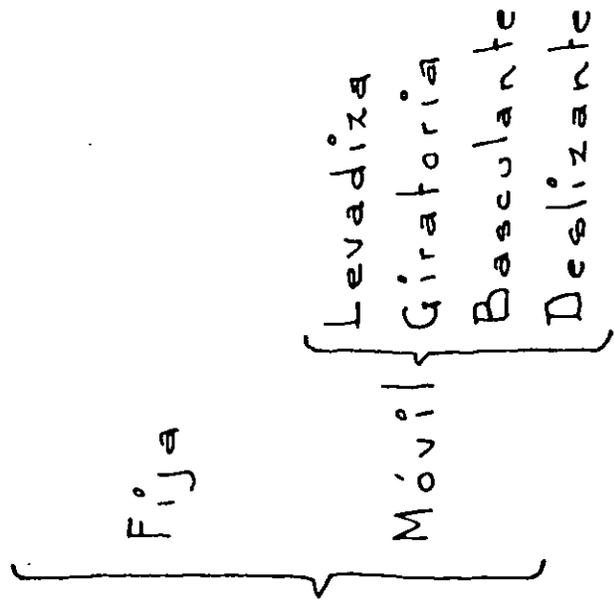
De acuerdo al trazo vertical

Tangente (horizontal)
Tangente (con pendiente)
En curva { Cresta
 o
 Columpio

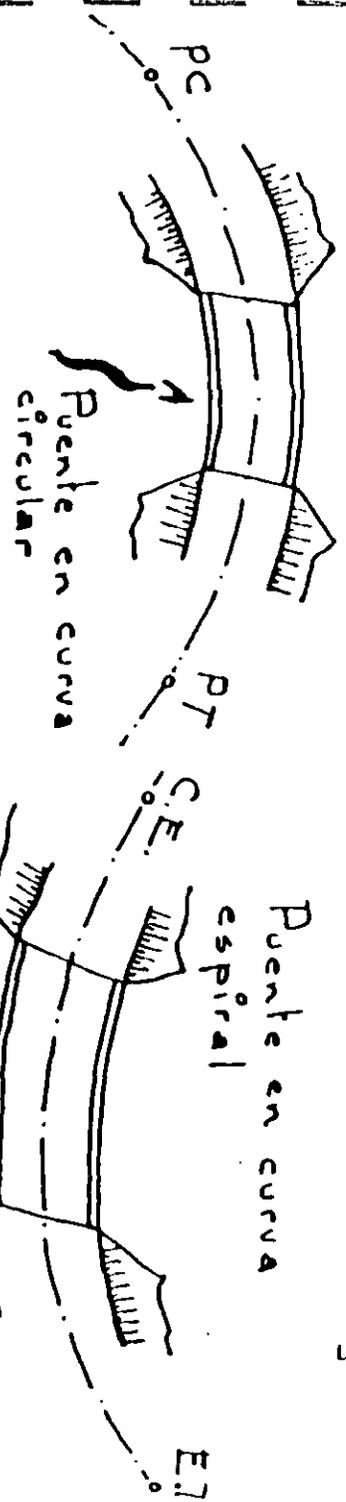
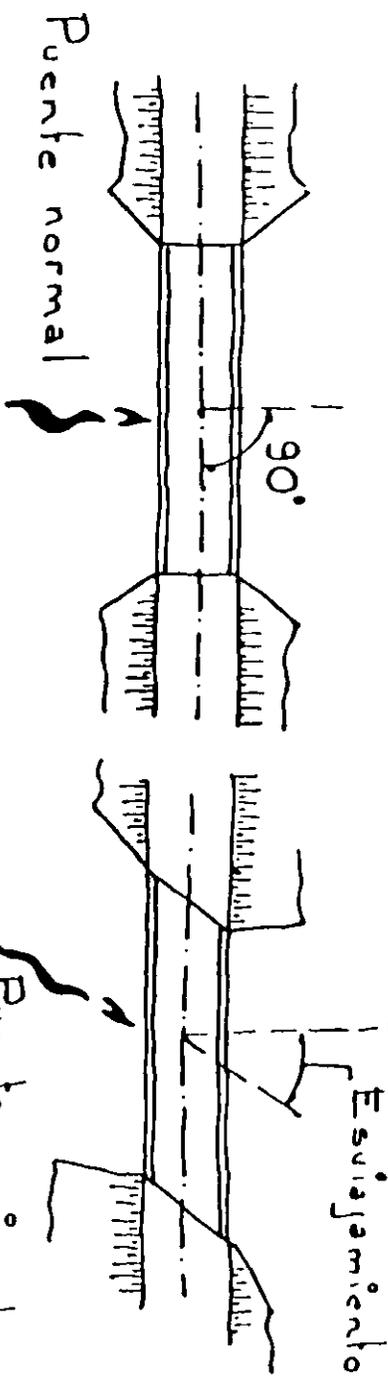
Por el material empleado

Madera
Mampostería
Concreto { Reforzado
 Presforzado
Acero { Normal
 Presforzado

Por la movilidad e
inmovilidad de la
superestructura

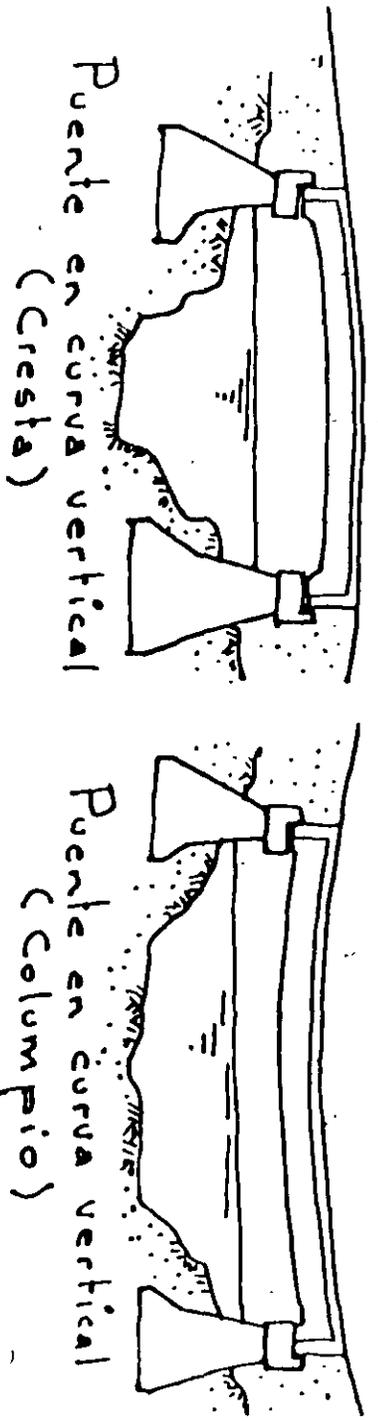
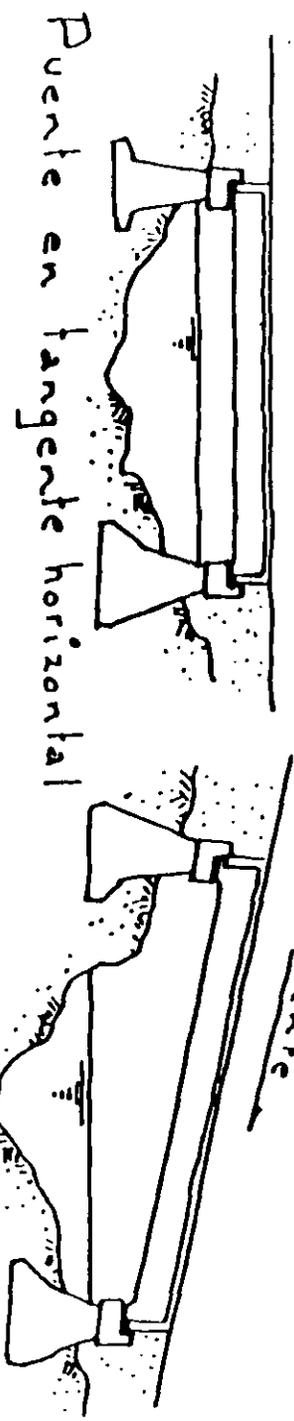


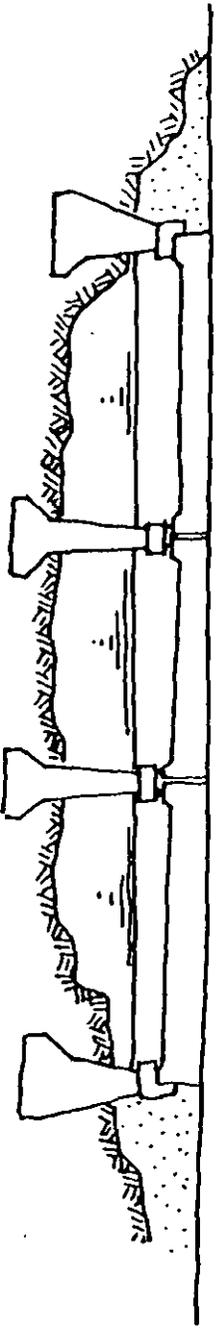
TRAZO HORIZONTAL



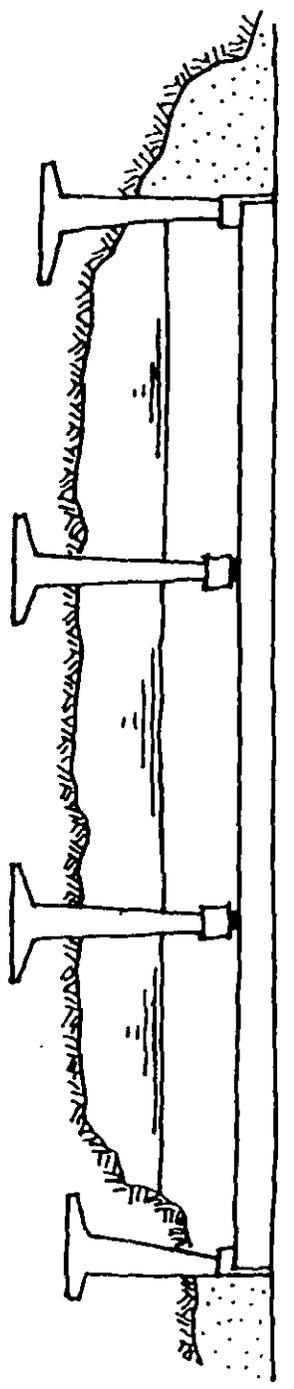
TRAZO VERTICAL

Pendiente 0%

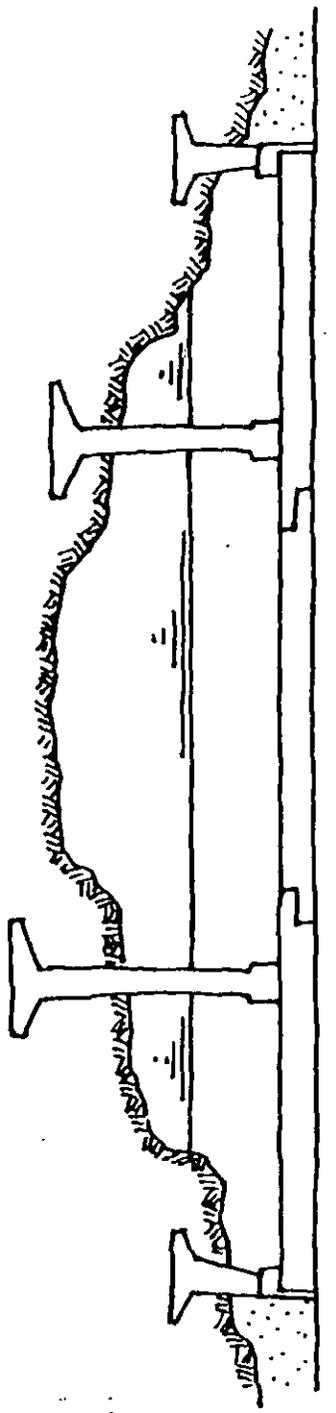




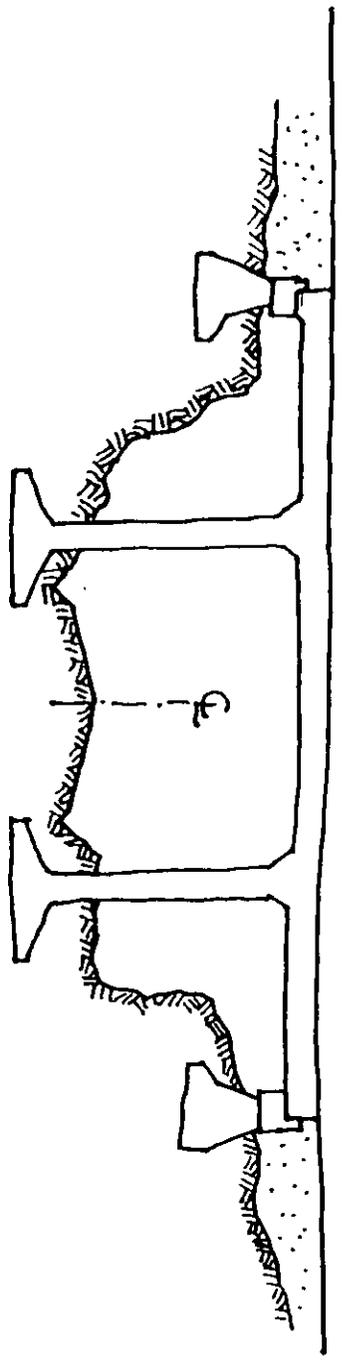
• Puente de tramos simplemente apoyados (Isostáticos)



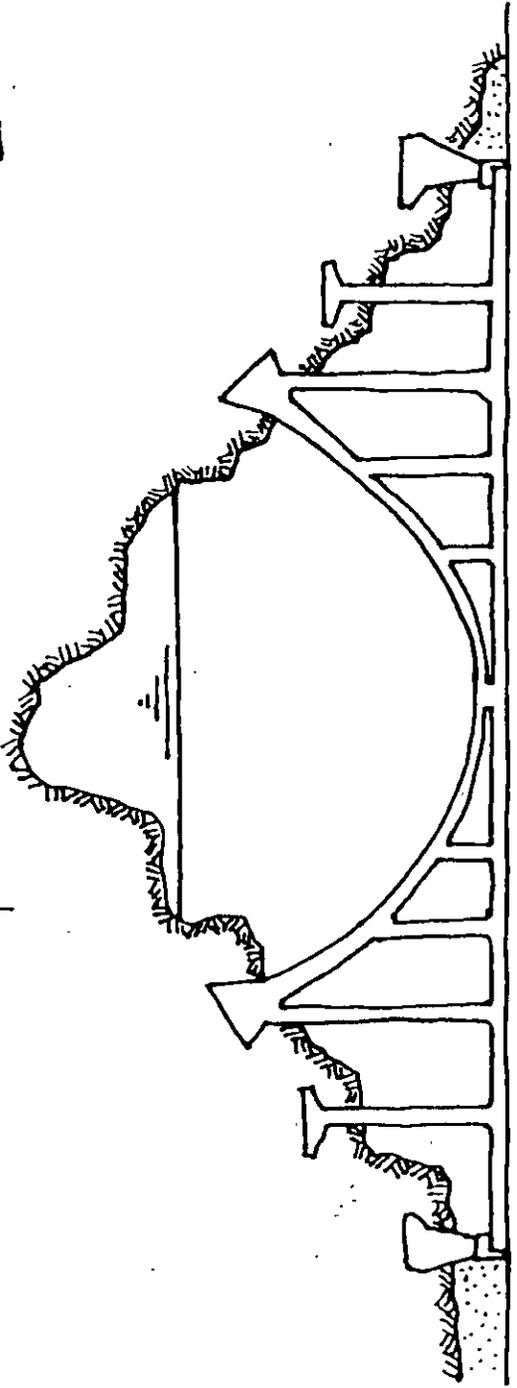
• Puente continuo (Hiperestático)



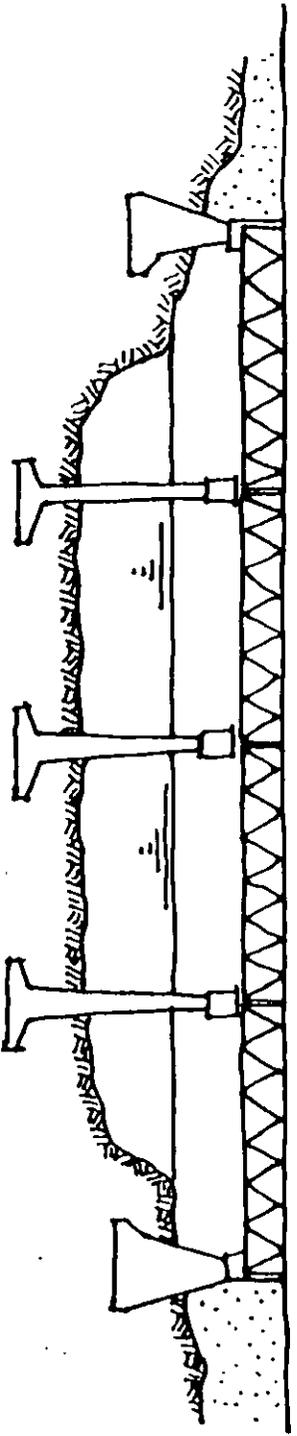
• Puente con tramo suspendido (Articulado)



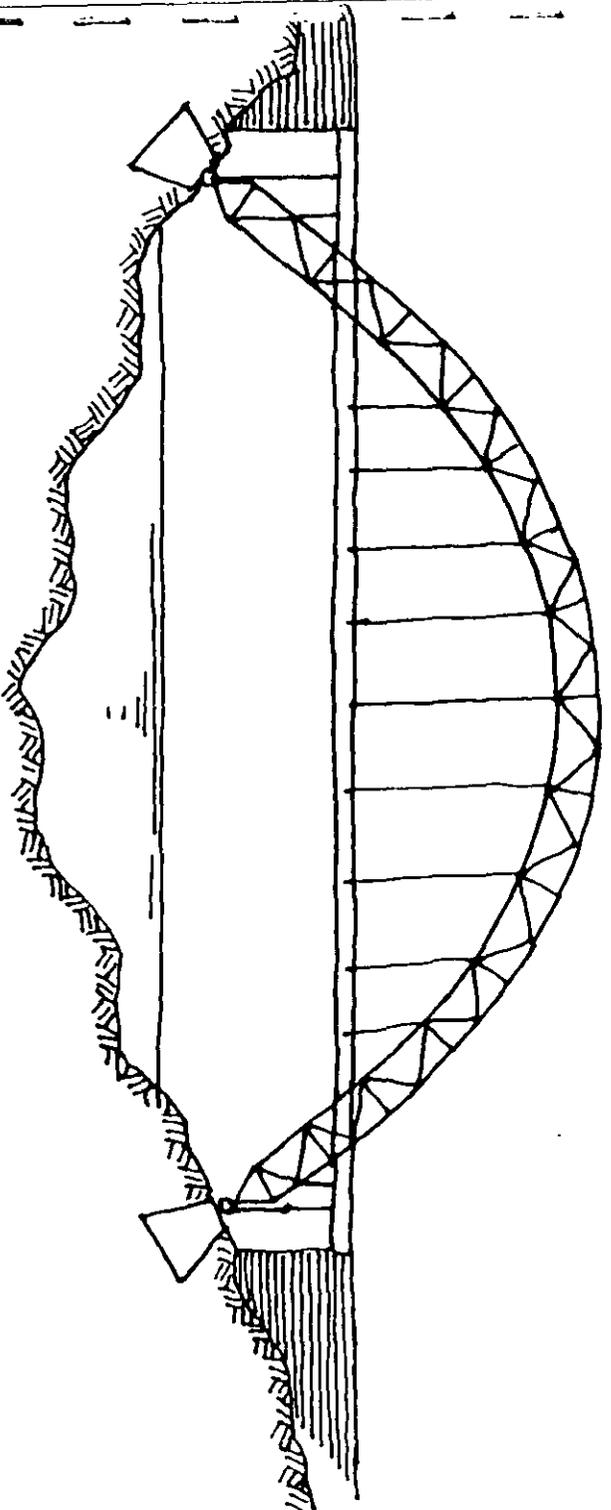
• Puente de marco



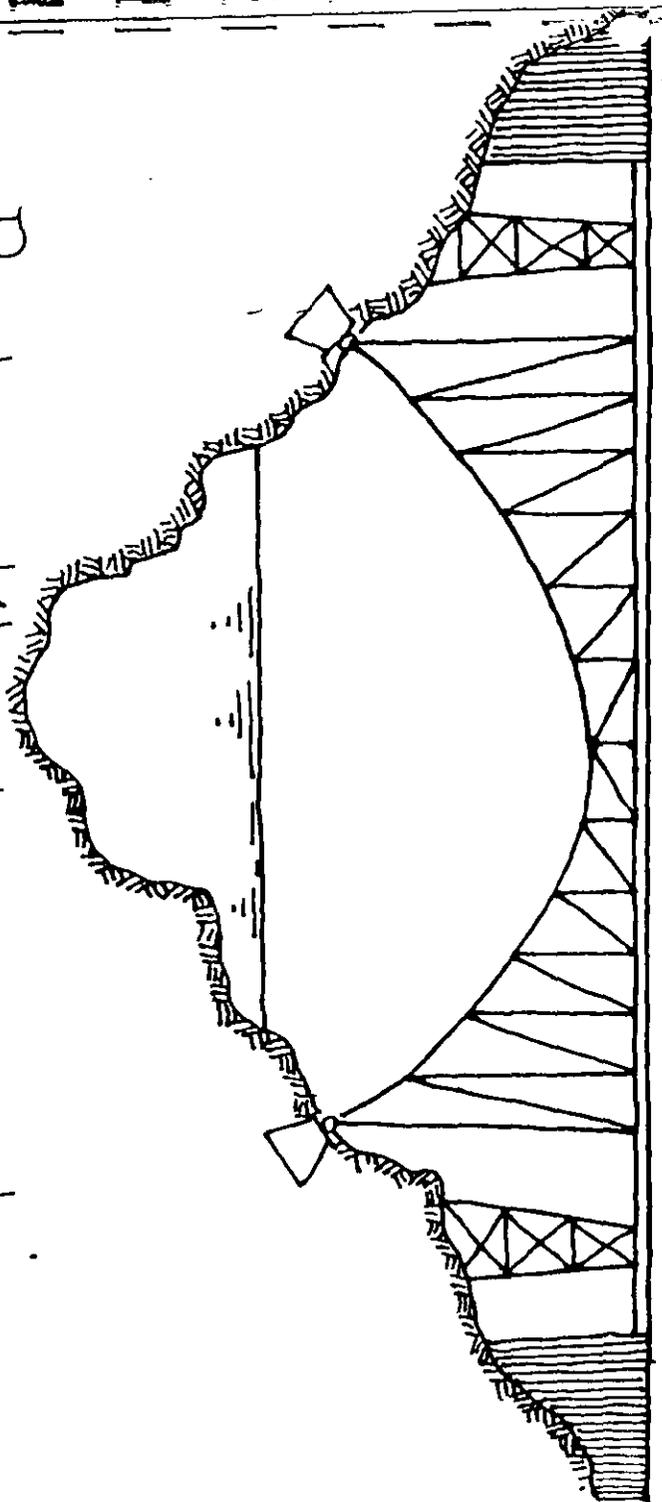
• Puente de arco con timpanos



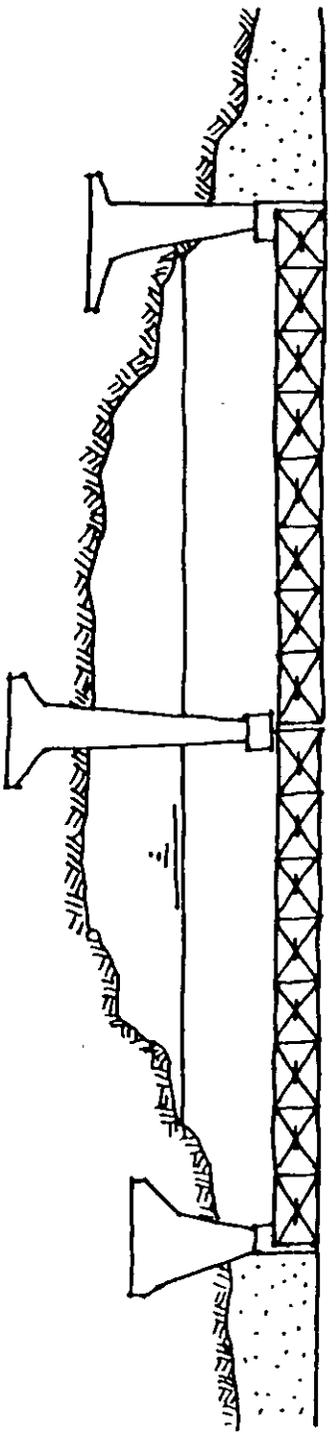
• Puente con tramos de armadura de acero simplemente apoyados



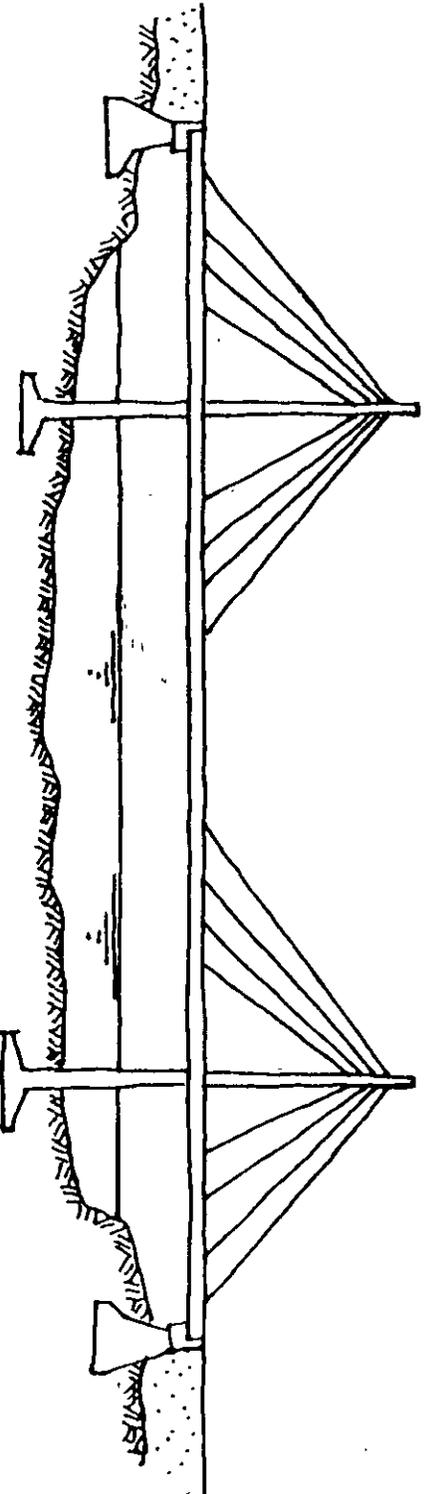
• Puente metálico de arco con 2 articulaciones. De paso a través.



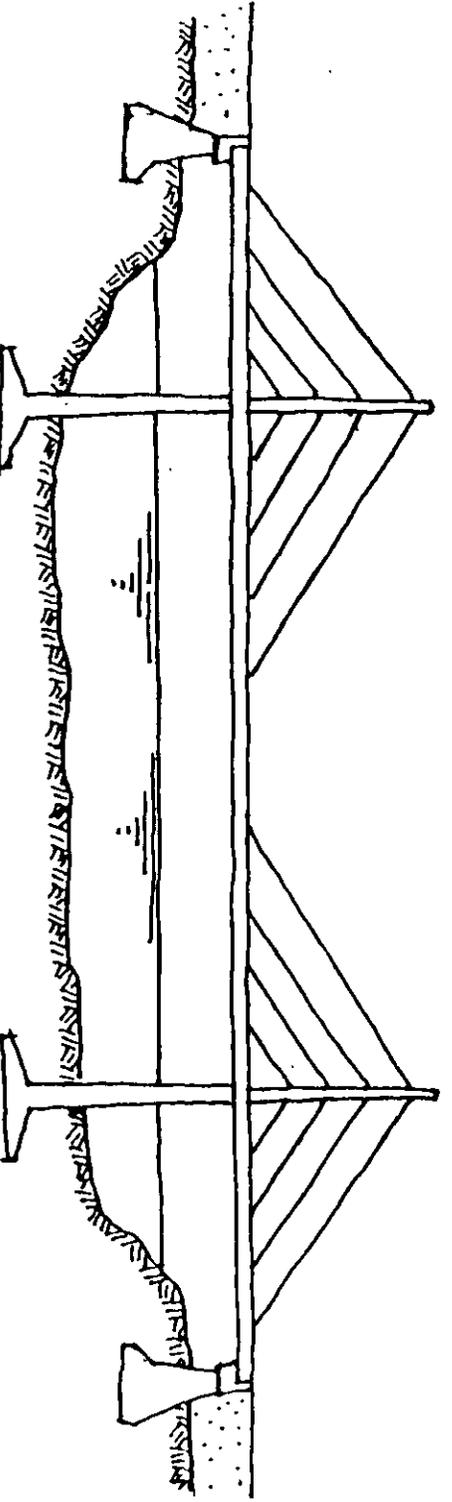
Puente metálico de arco con tres articulaciones. Paso superior.



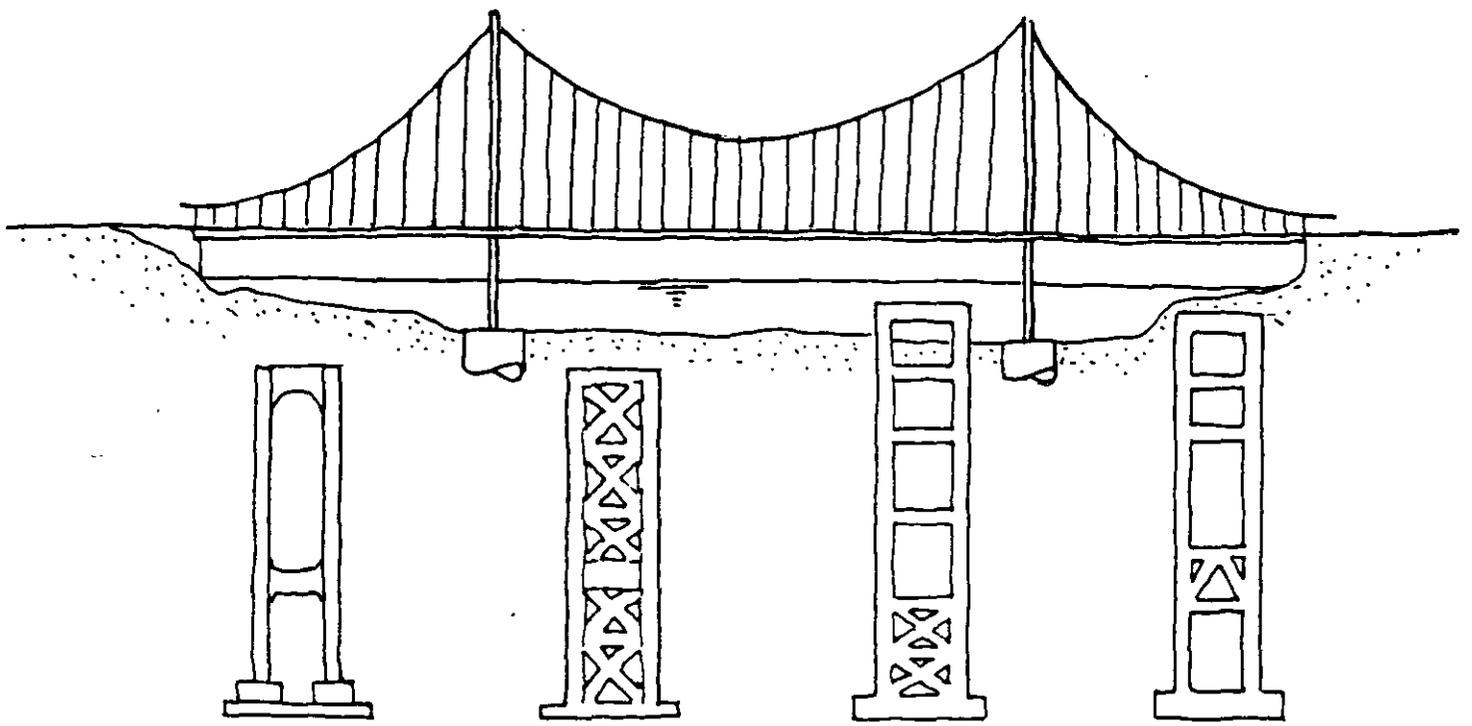
Puente de estructura espacial (tridimensional)



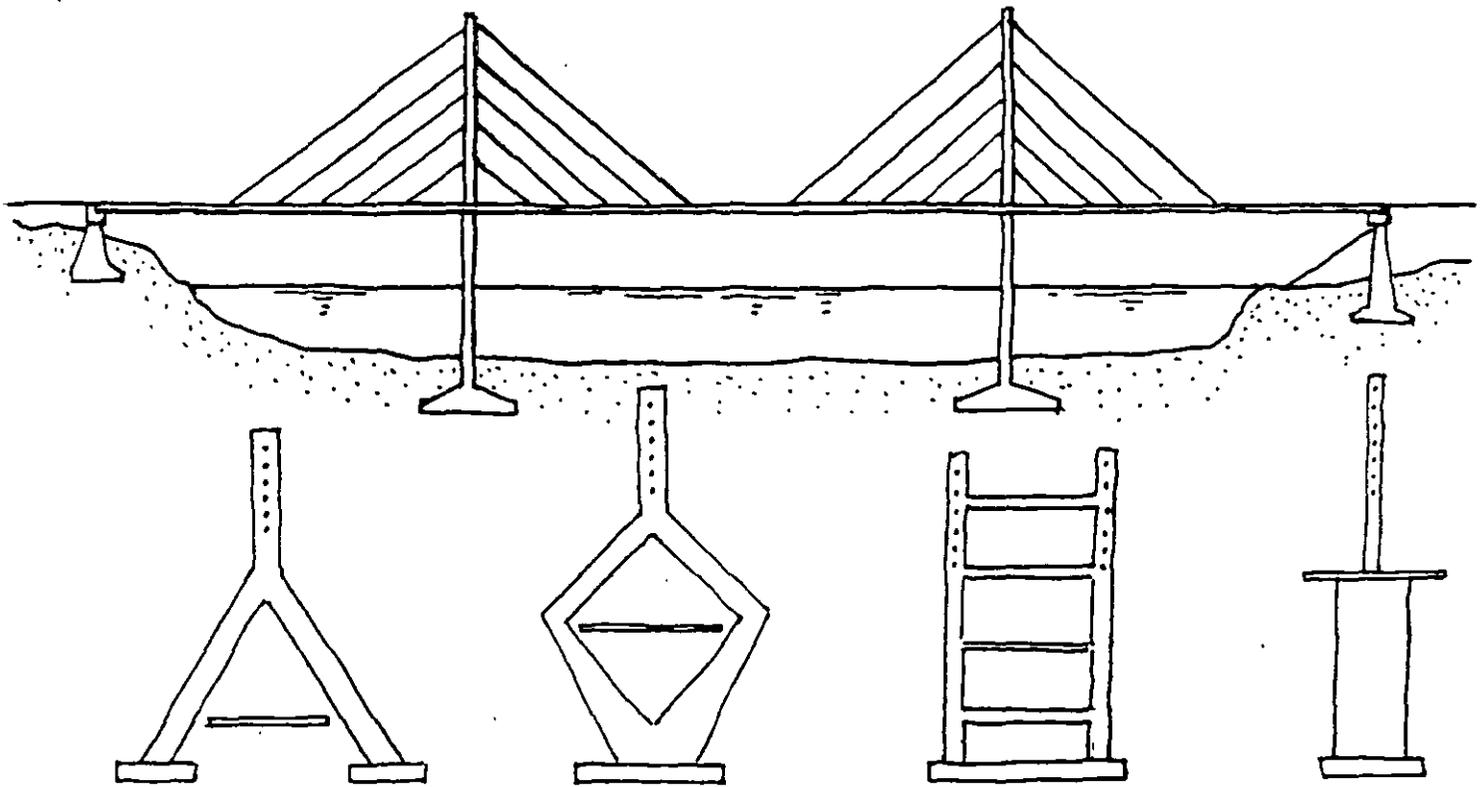
Puente atirantado con cables convergentes



Puente atirantado con cables en arpa

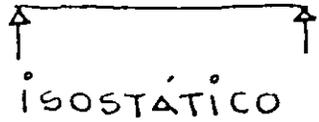


TIPO DE TORRES DE PUENTES COLGANTES



TIPO DE TORRES DE PUENTES ATIRANTADOS

ESTRUCTURACION.-



ISOSTÁTICO



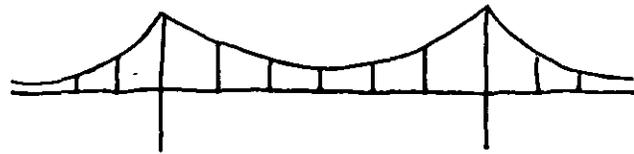
EMPOTRADO



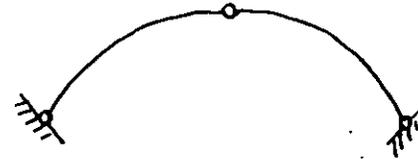
EN CANTILIVER



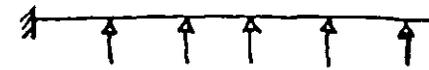
ARMADURA



COLGANTE



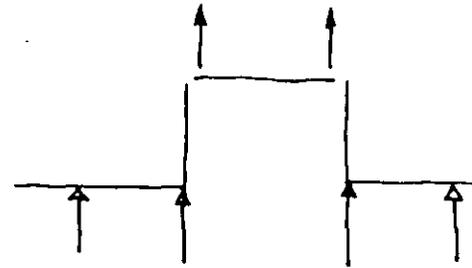
ARTICULADO



CONTINUO



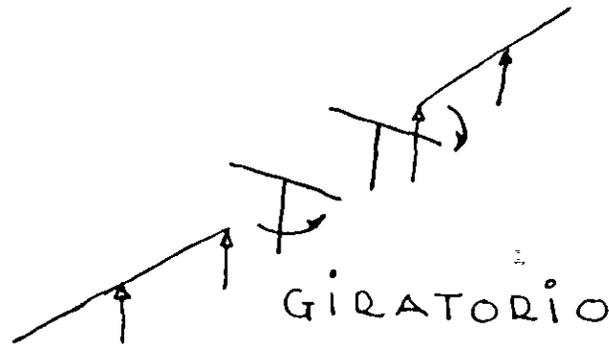
ARTICULADO



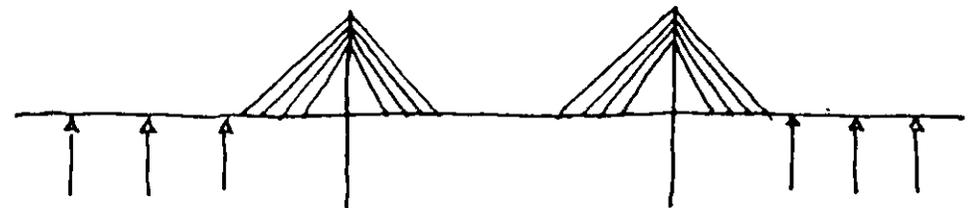
LEVADIZO



BASCULANTE

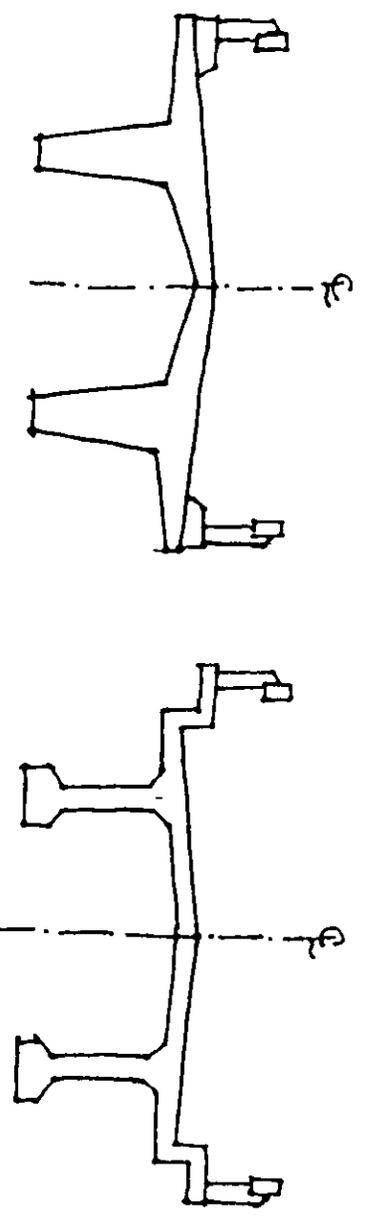


GIRATORIO

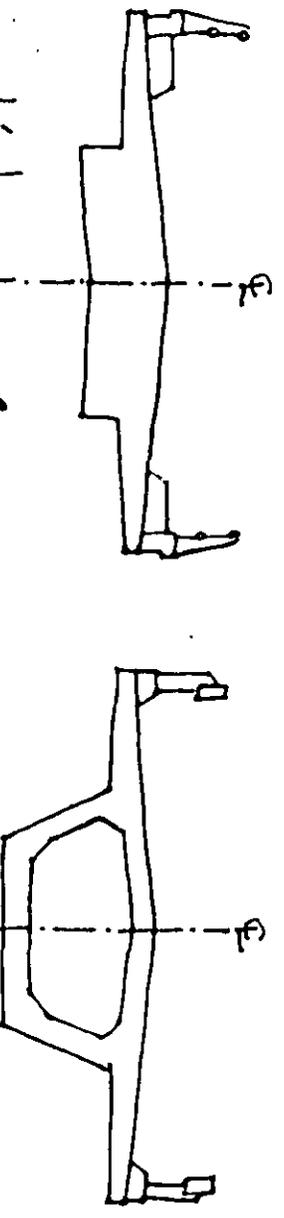


ATIRANTADO

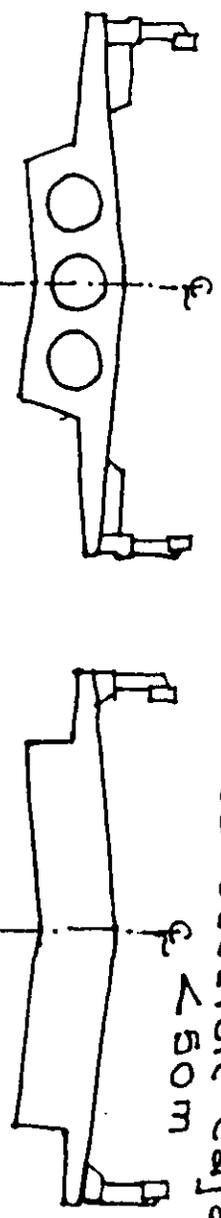
TIPOS DE SUPERESTRUCTURAS.-



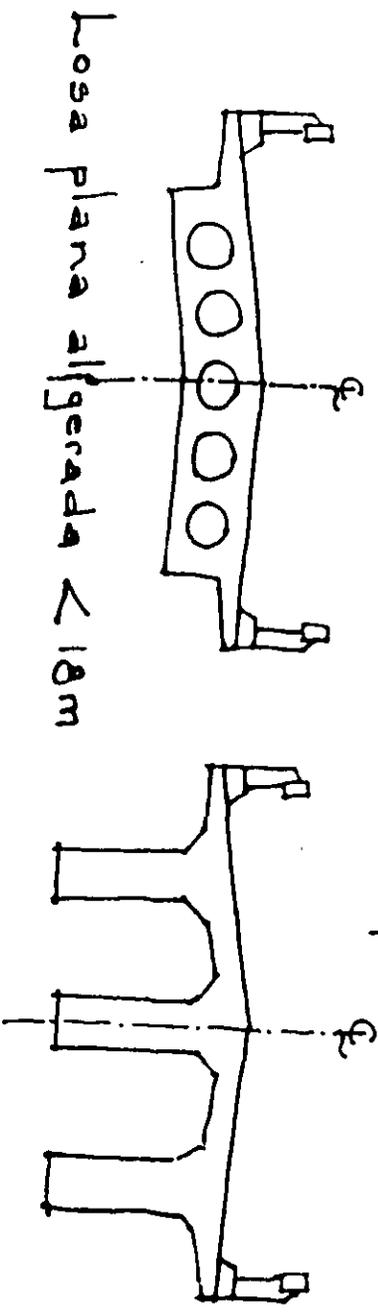
Losas nervuradas < 32m Losas nervuradas < 32m



Losas dipteras macizas < 15m Losas sección cajón



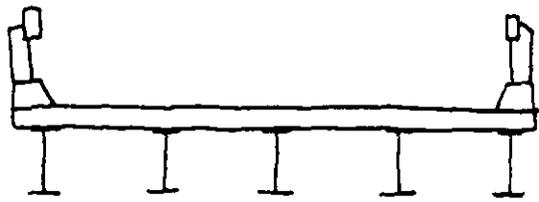
Losas dipteras aligeradas < 19m Losas planas macizas < 11m



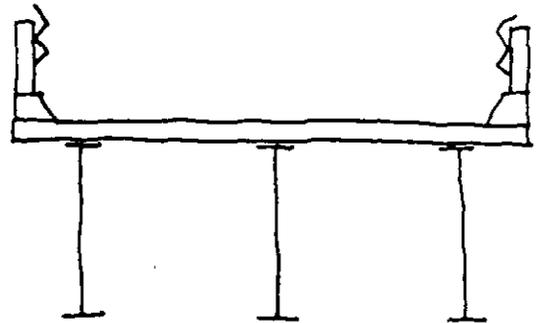
Losas con varias nervaduras < 15m

Losas planas aligeradas < 18m

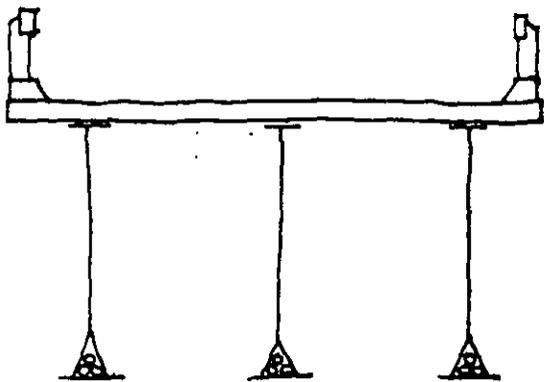
SISTEMAS PORTANTES DE LOSAS DE PISO



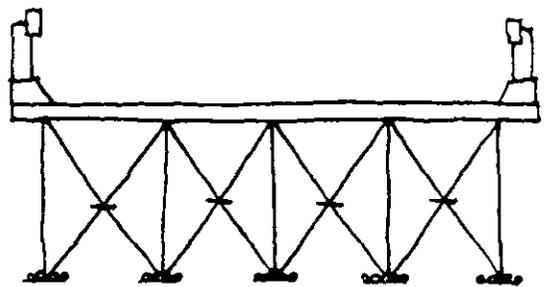
Losa sobre viguetas
< 15 m



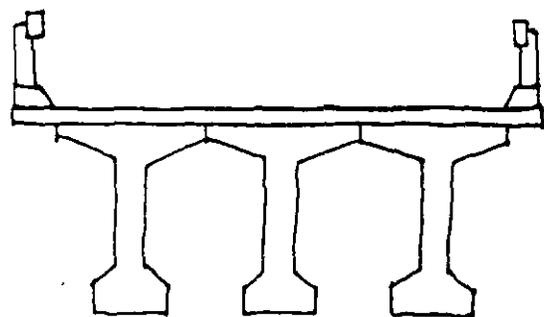
Vigas de placas de acero
soldadas < 50 m



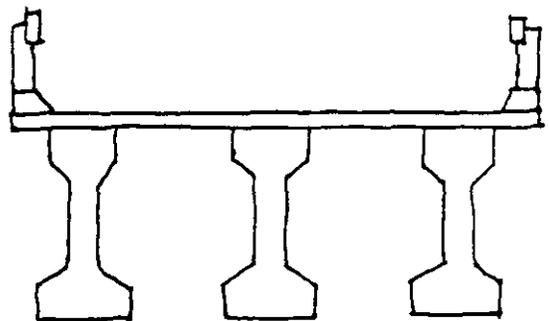
Trabes de acero
presforzadas < 70 m



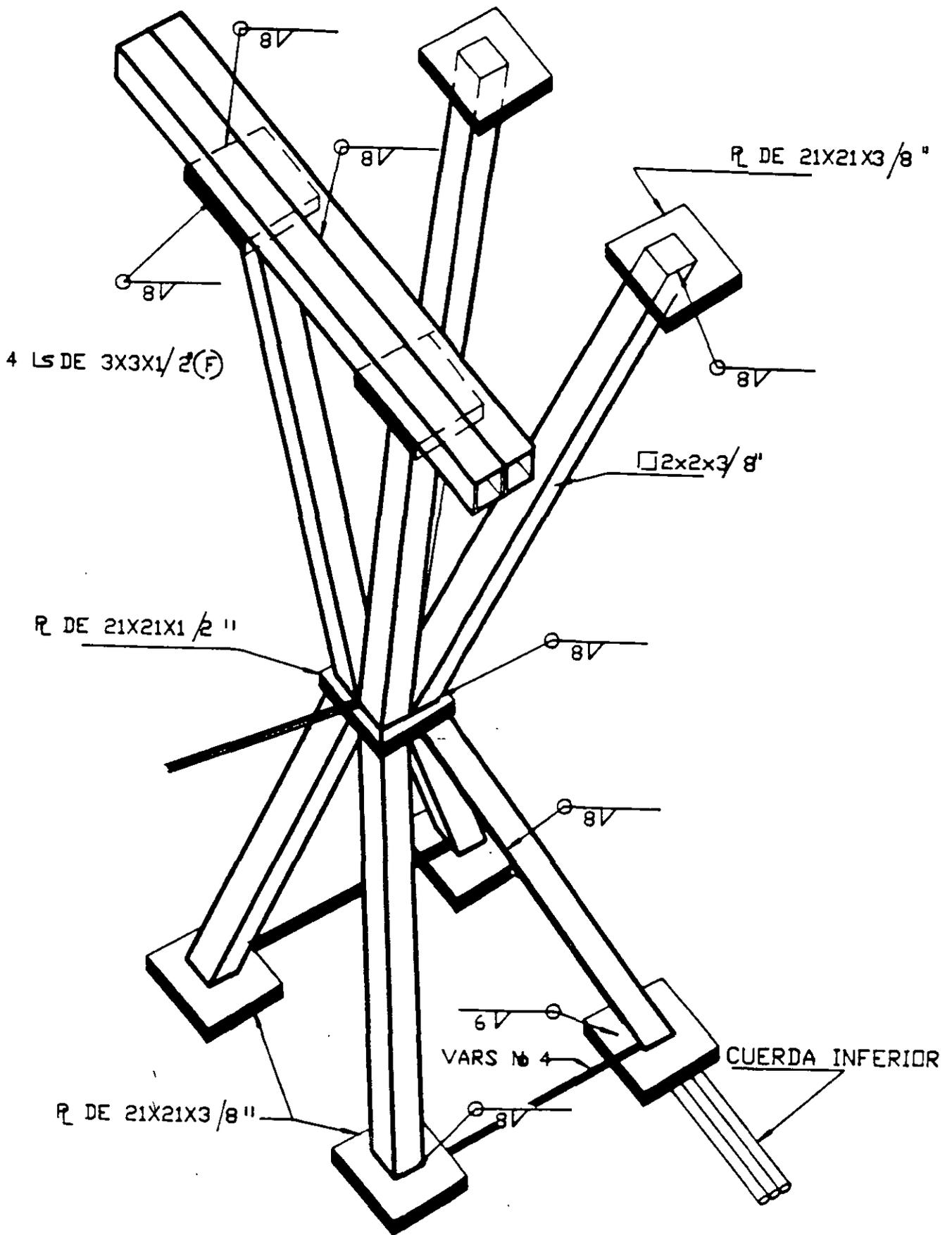
Estructura espacial
(tridilosa) < 70 m



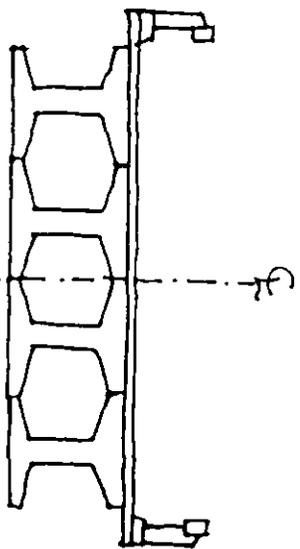
Vigas "T" presforzadas
< 45 m



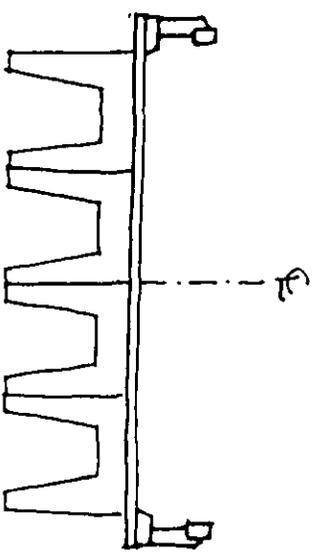
Vigas "I" presforzadas
< 30 m



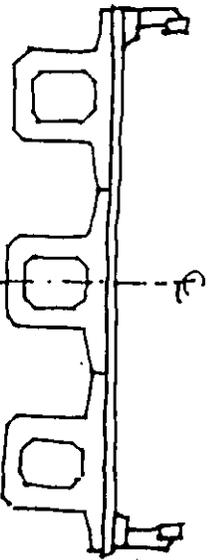
DETALLE DE ESTRUCTURA
 (ISOMETRICO)



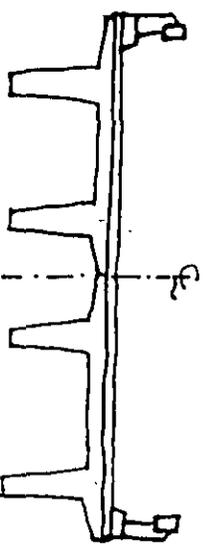
Vigas H < 20m
Presforzadas



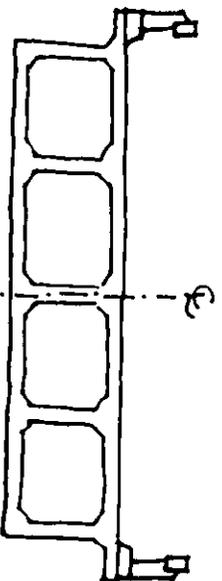
Canales < 10m
Presforzadas



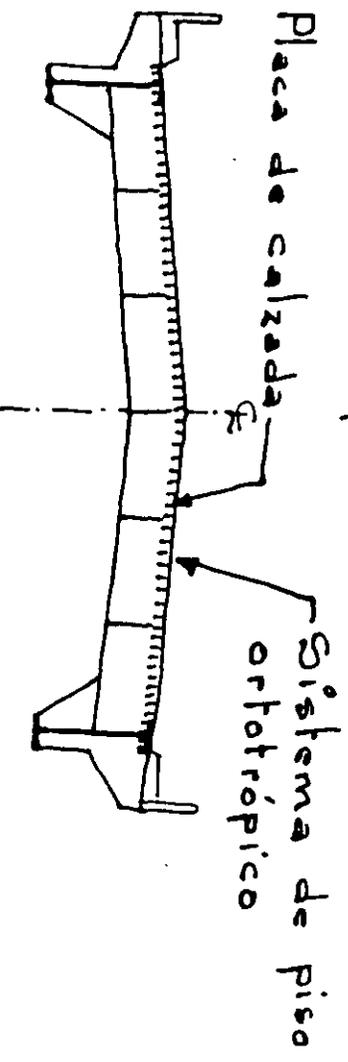
Vigas de cajón < 25m
Presforzadas



Vigas doble "T" < 12m

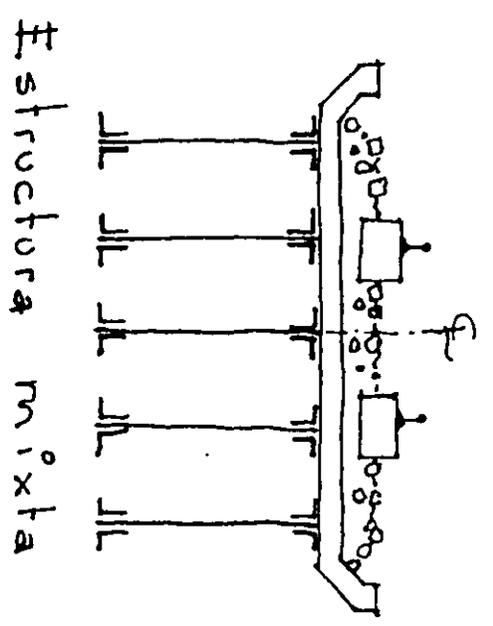
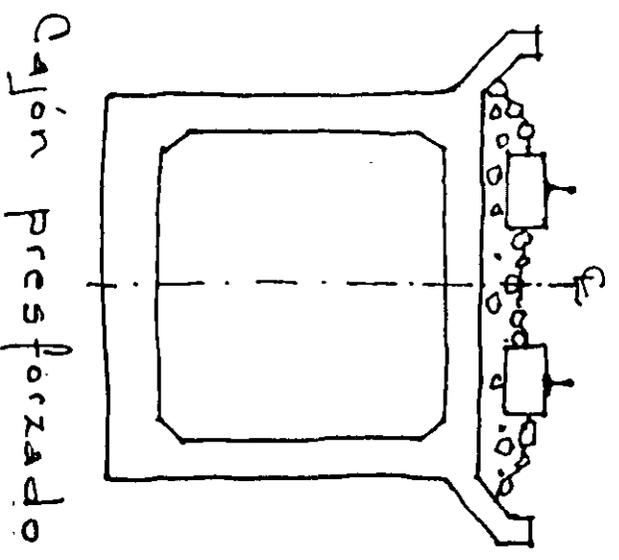
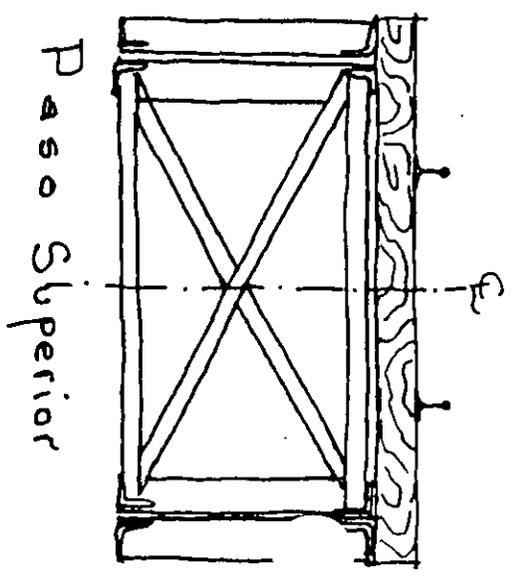
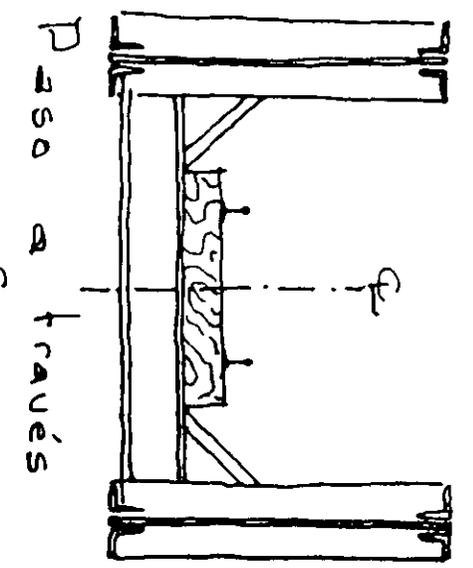
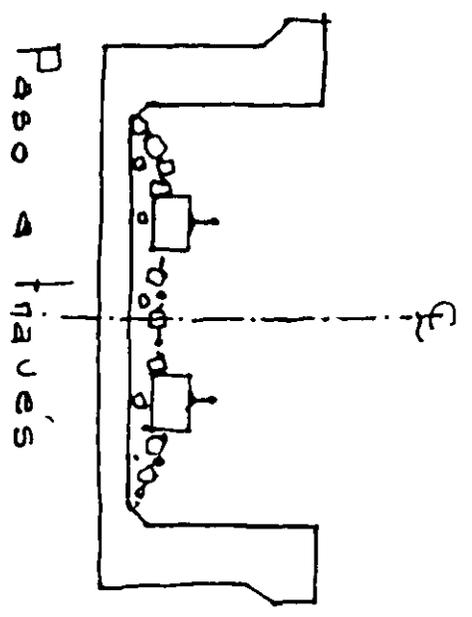
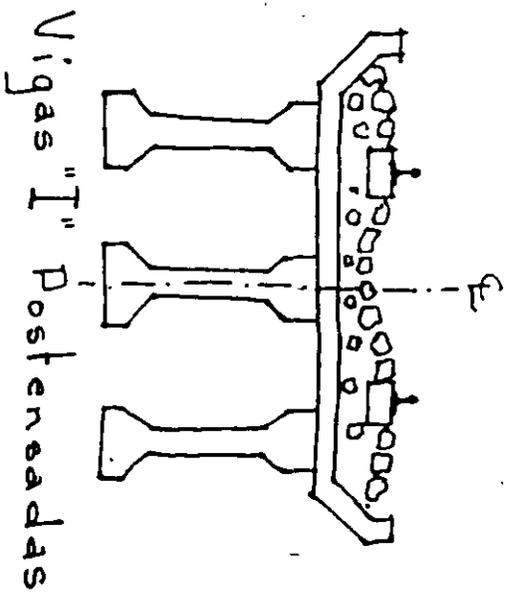


Cajón múltiple < 50m

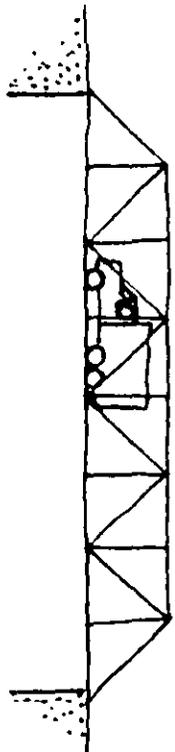


Placas de acero soldadas
< 140m

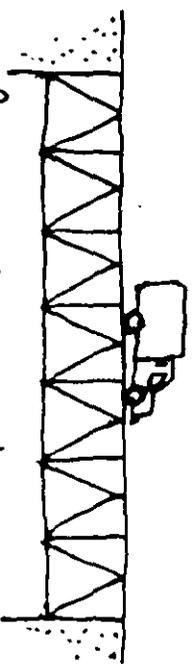
SUPERESTRUCTURAS DE FERROCARRIL.



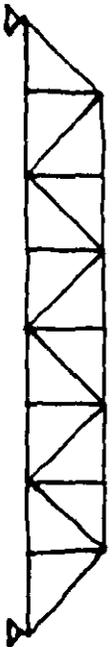
ARMADURAS.-



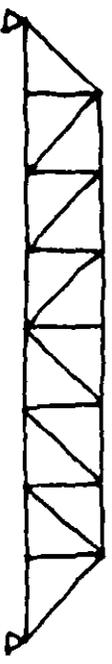
Armadura de paso a través



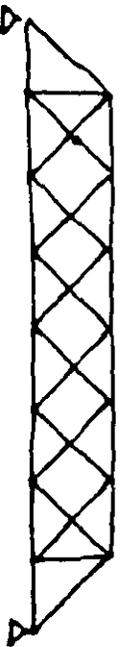
Armadura de paso Superior



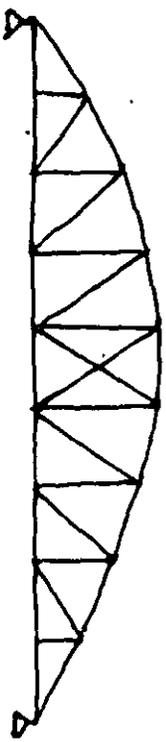
tipo Warren



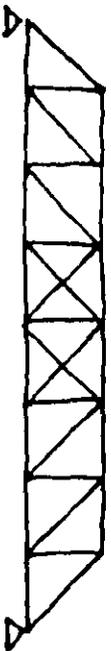
tipo Pratt



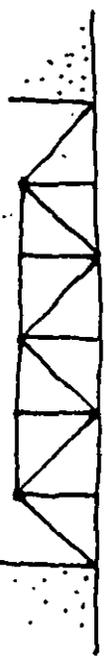
tipo Warren



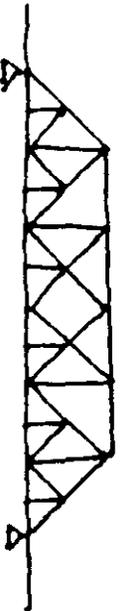
tipo Pratt



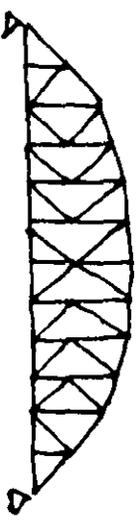
tipo Howe



tipo Warren

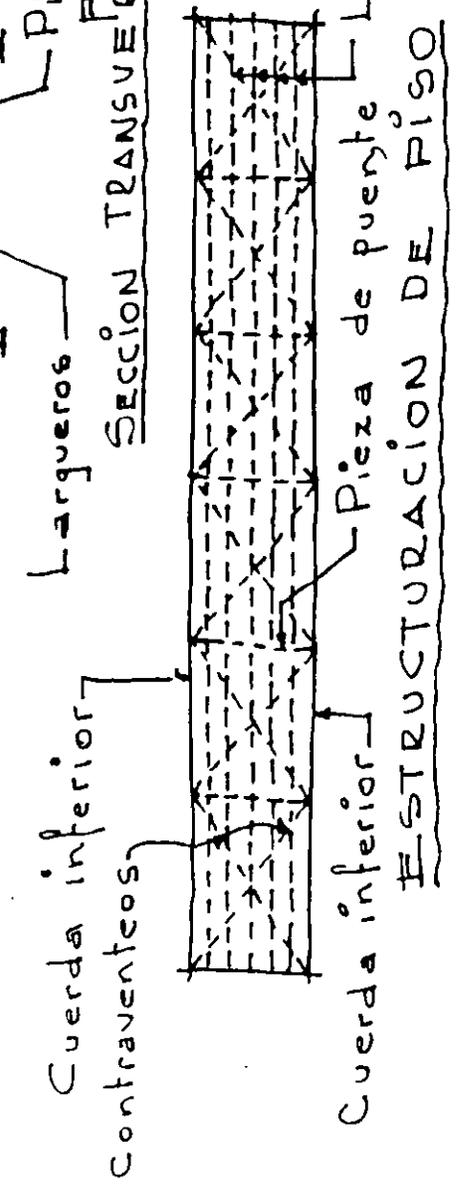
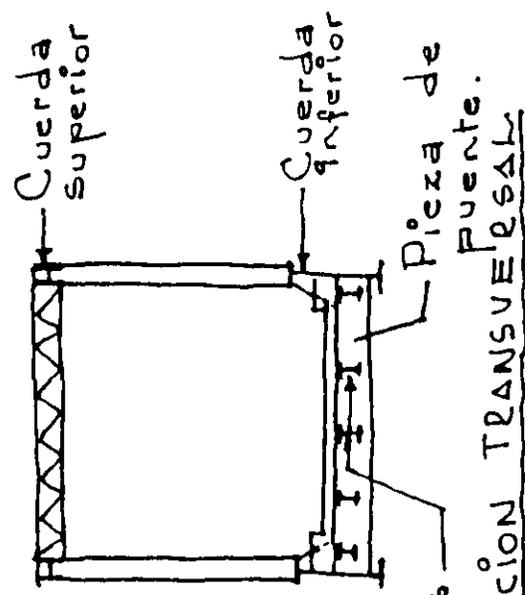
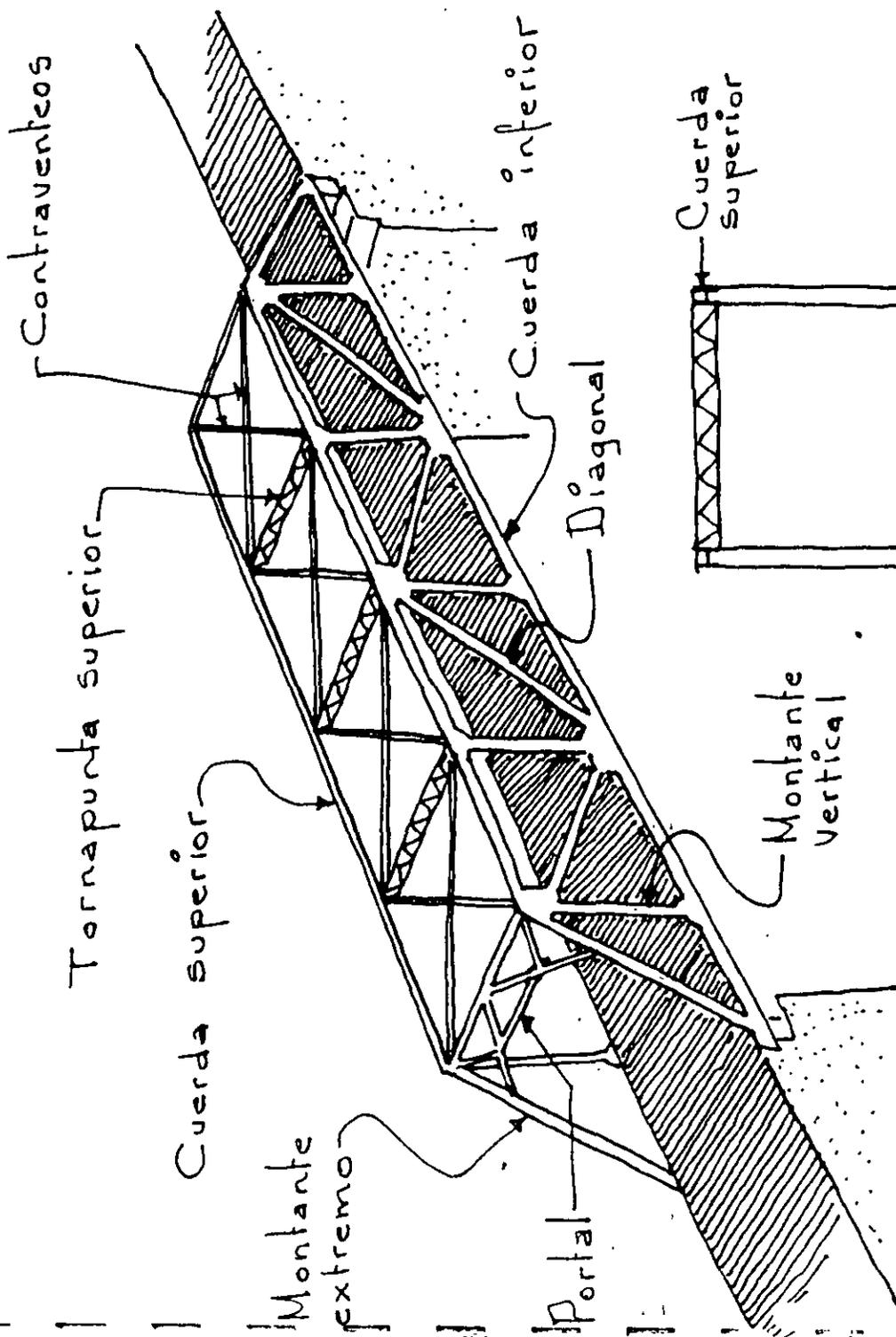


tipo Baltimore

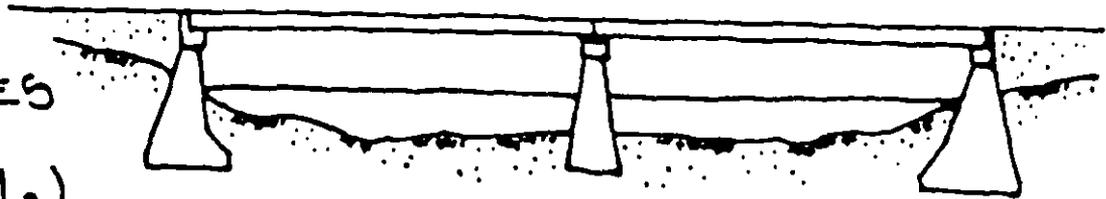


tipo "K"

PUENTE DE ARMADURA DE PAÑO A TRAVÉS



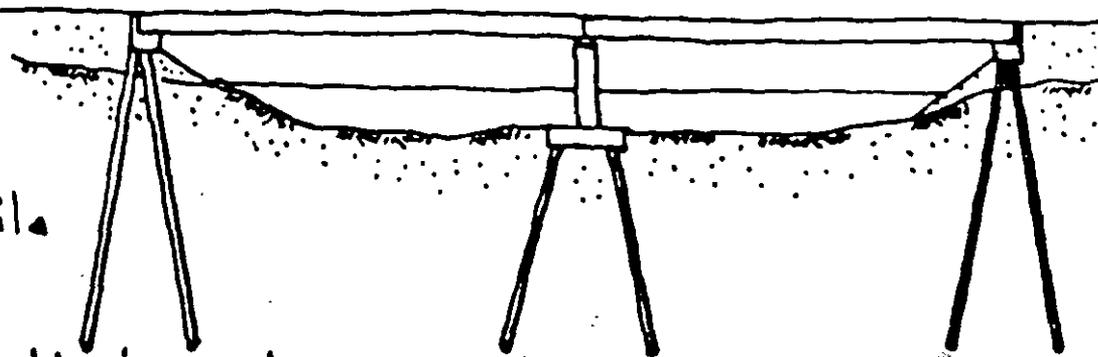
CIMIENTOS
SOMEROS O
SUPERFICIALES



(Estribos y pila)

Material: concreto armado y mamposteria

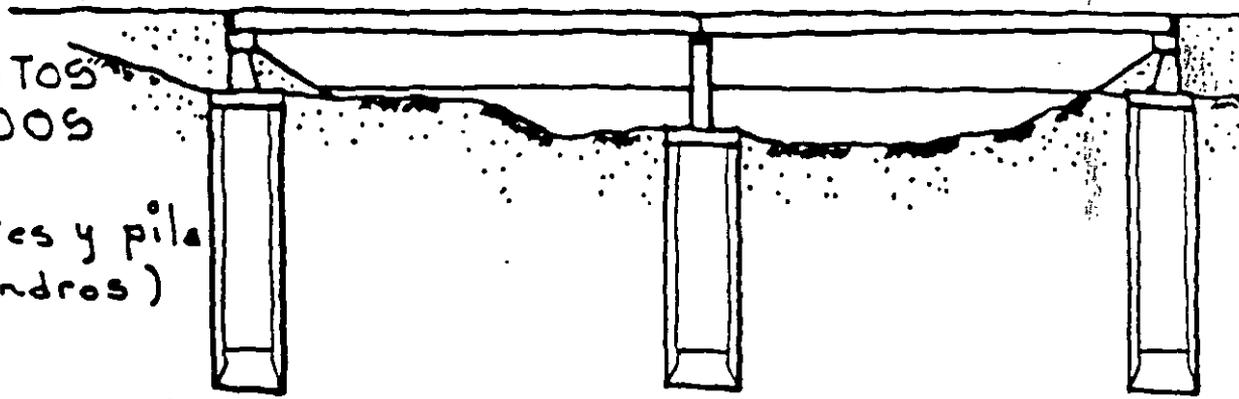
CIMIENTOS
PROFUNDOS



(Caballetes y pila
sobre pilotes)

Material: concreto armado

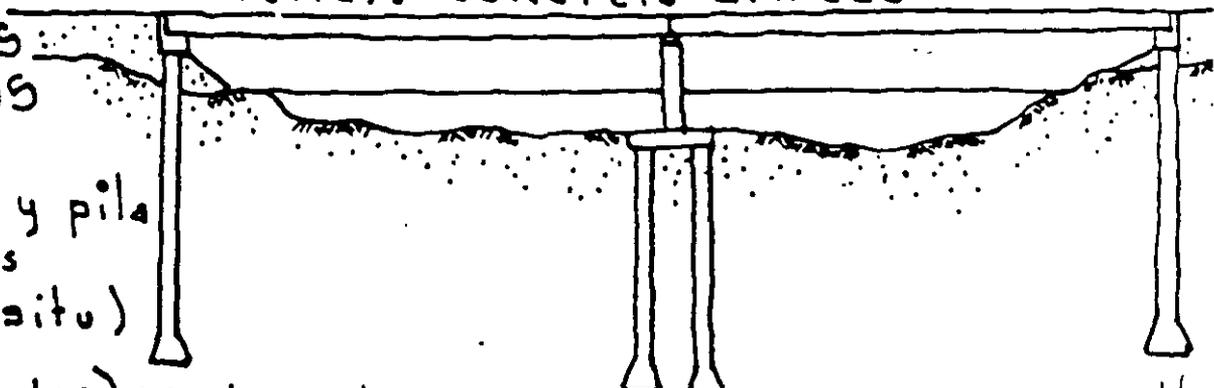
CIMIENTOS
PROFUNDOS



(Caballetes y pila
sobre cilindros)

Material: concreto armado

CIMIENTOS
PROFUNDOS



(Caballetes y pila
sobre pilotes
colados in situ)

(pilas profundas) Material: concreto armado

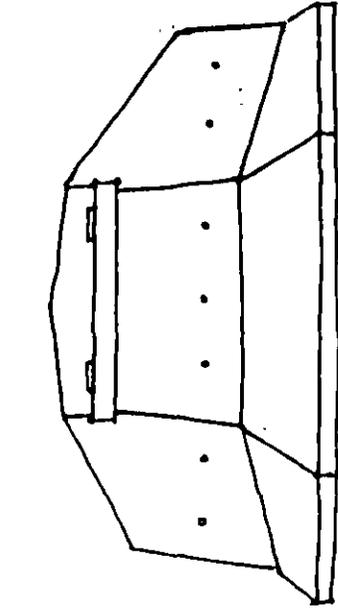
TIPOS DE CIMENTACION

Superficial

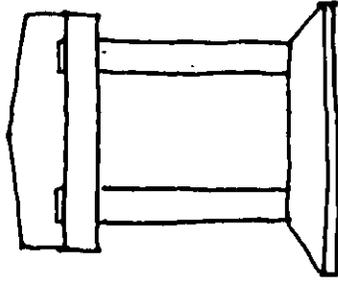
Ampliación de base

Profunda

Pilotes } Precolados
 } Colados en sitio
Cilindros

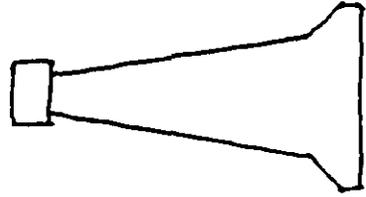


Estribo

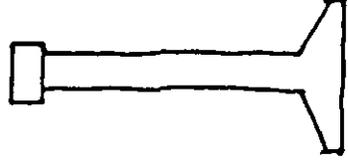


Caballote

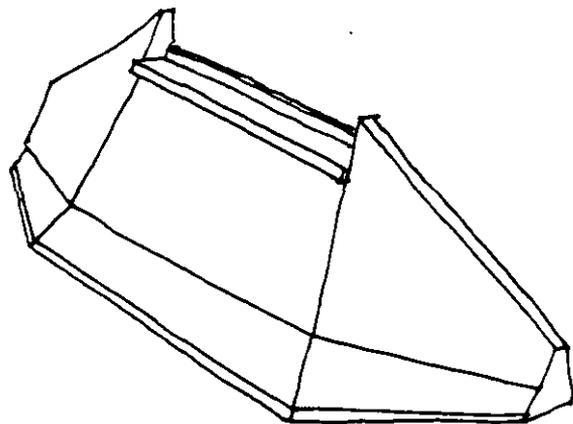
Por ampliación de base.



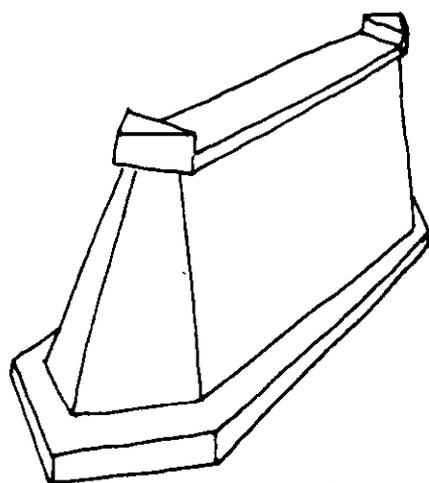
Pila



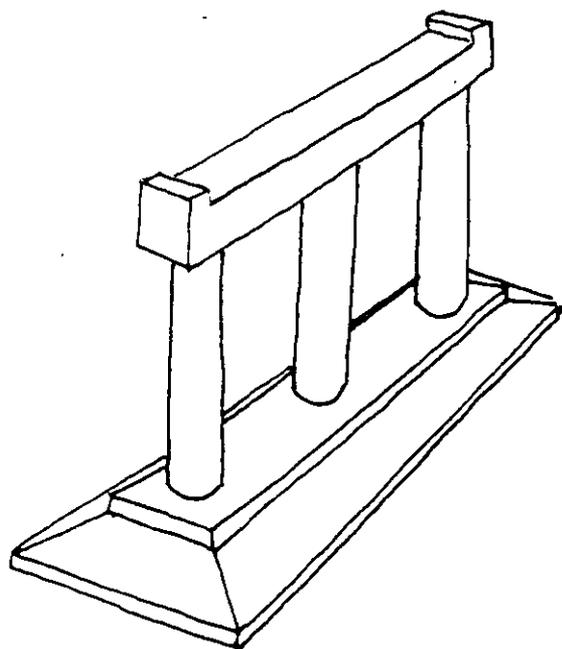
Pila



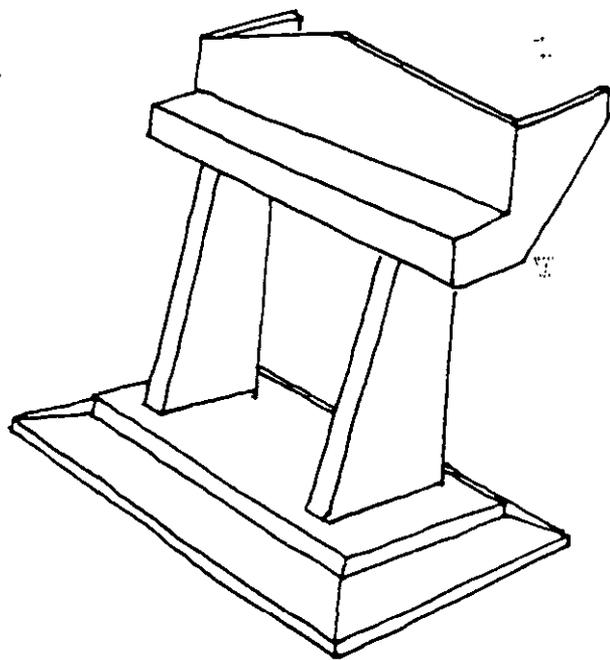
ESTRIBO



PILA

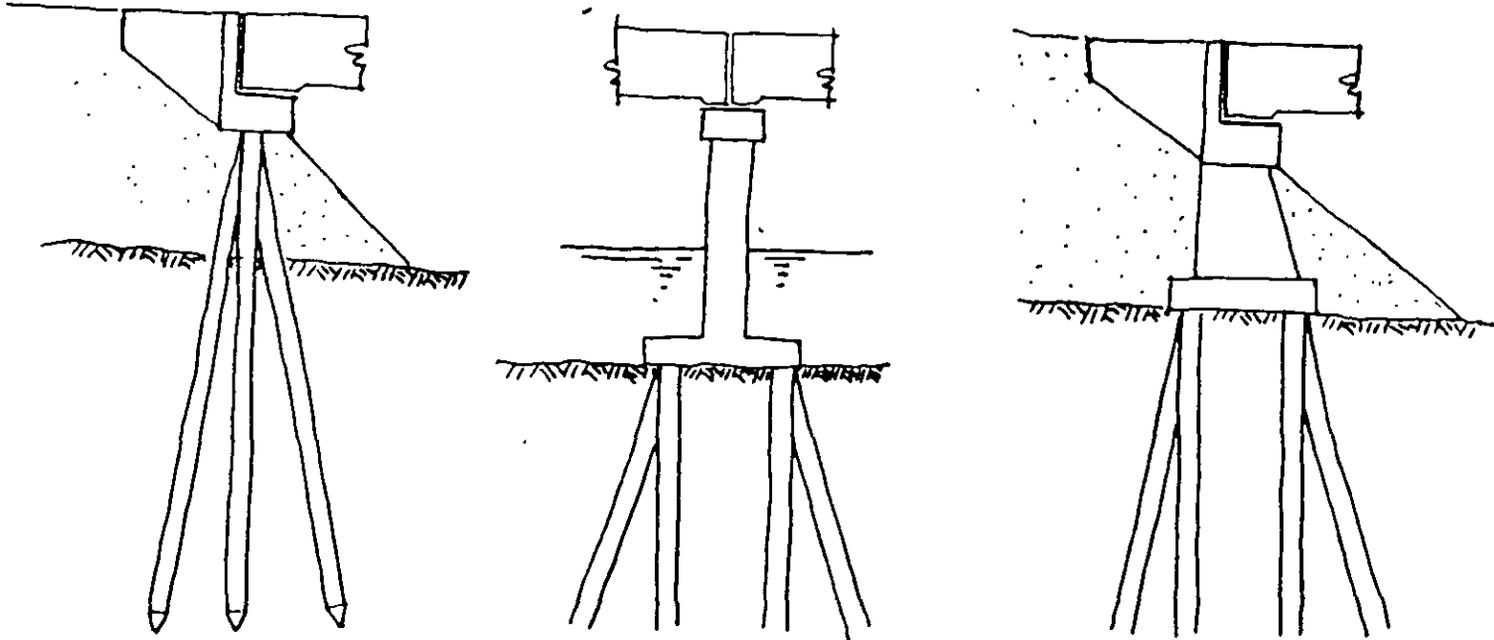


PILA

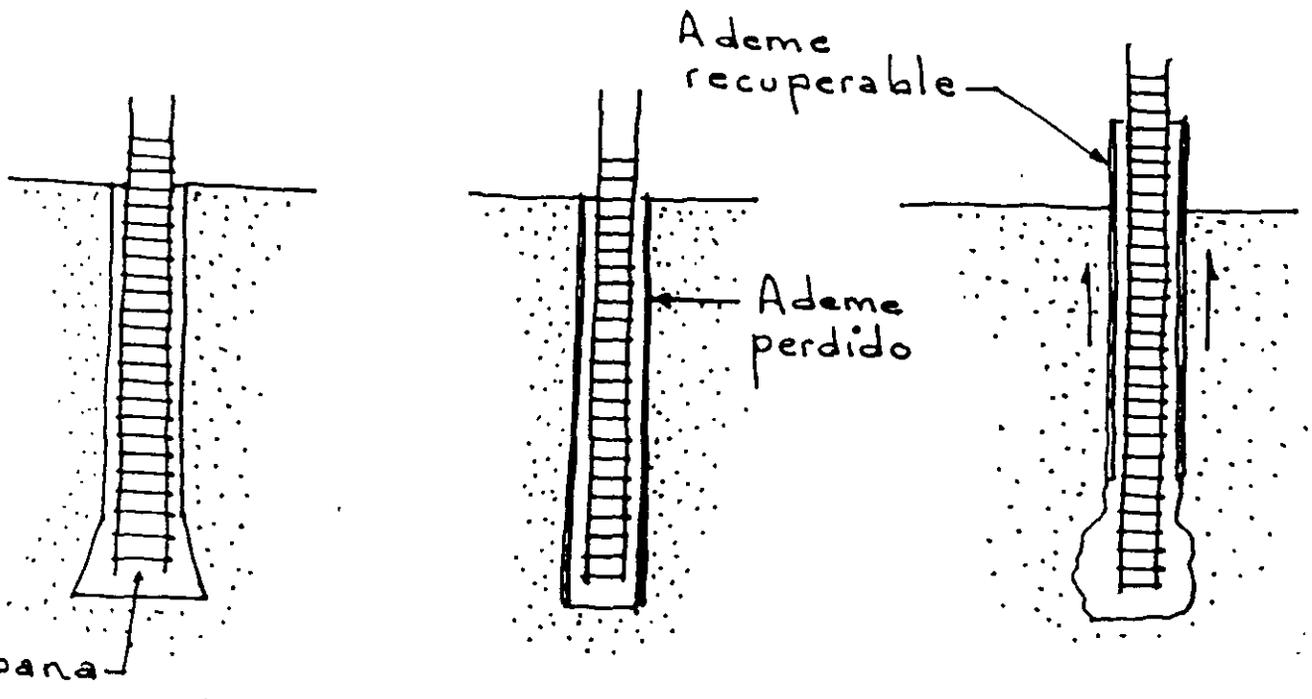


CABALLETE

PÍLOTES



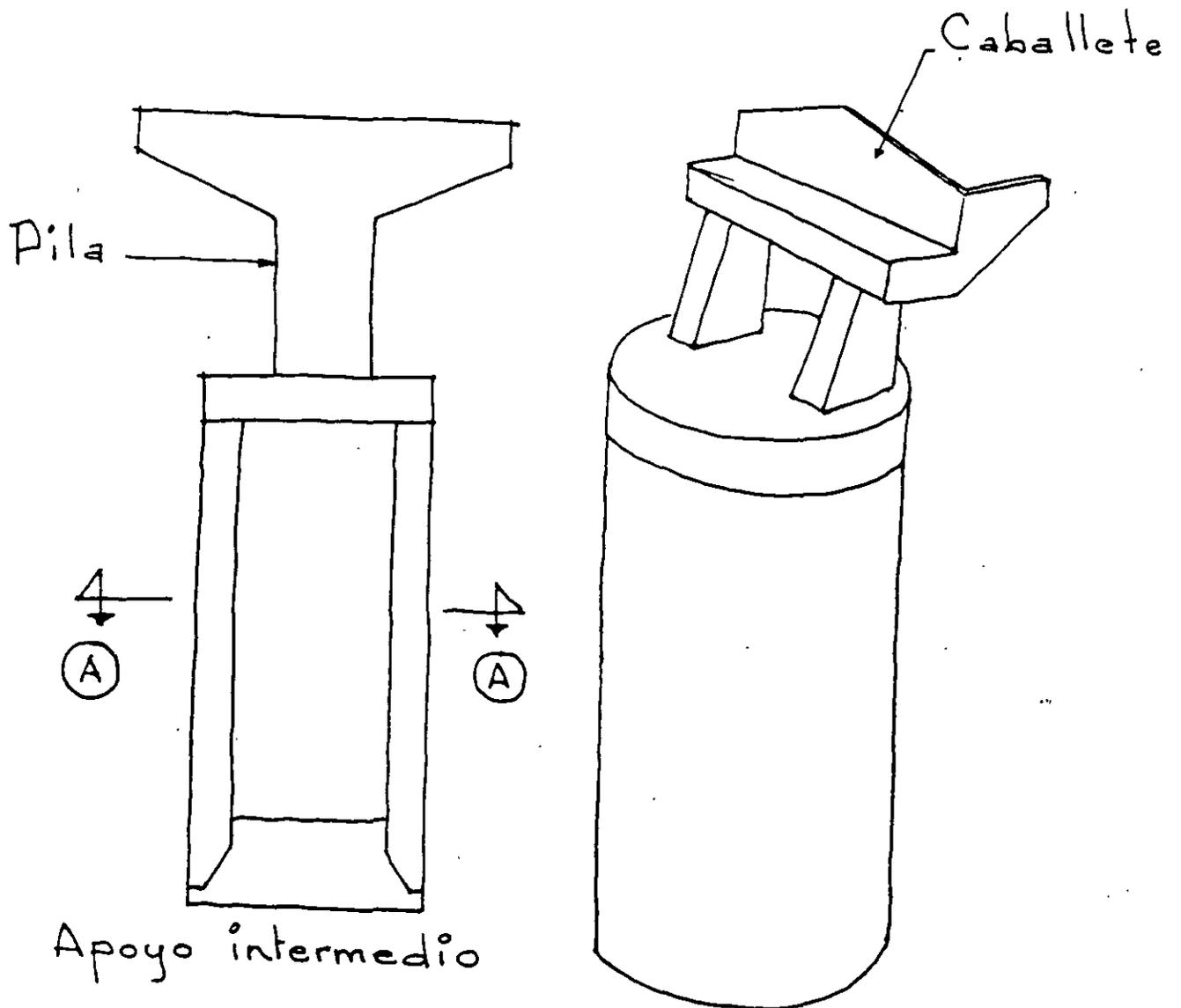
PÍLOTES PRECOLADOS..



Campana

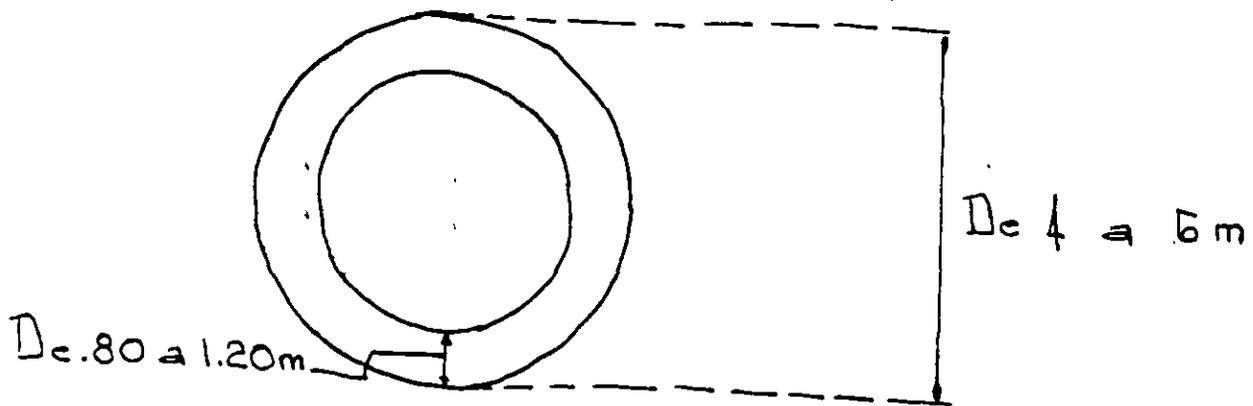
PÍLOTES COLADOS EN SITIO

CILINDROS



Apoyo intermedio

Apoyo extremo



CORTE A-A

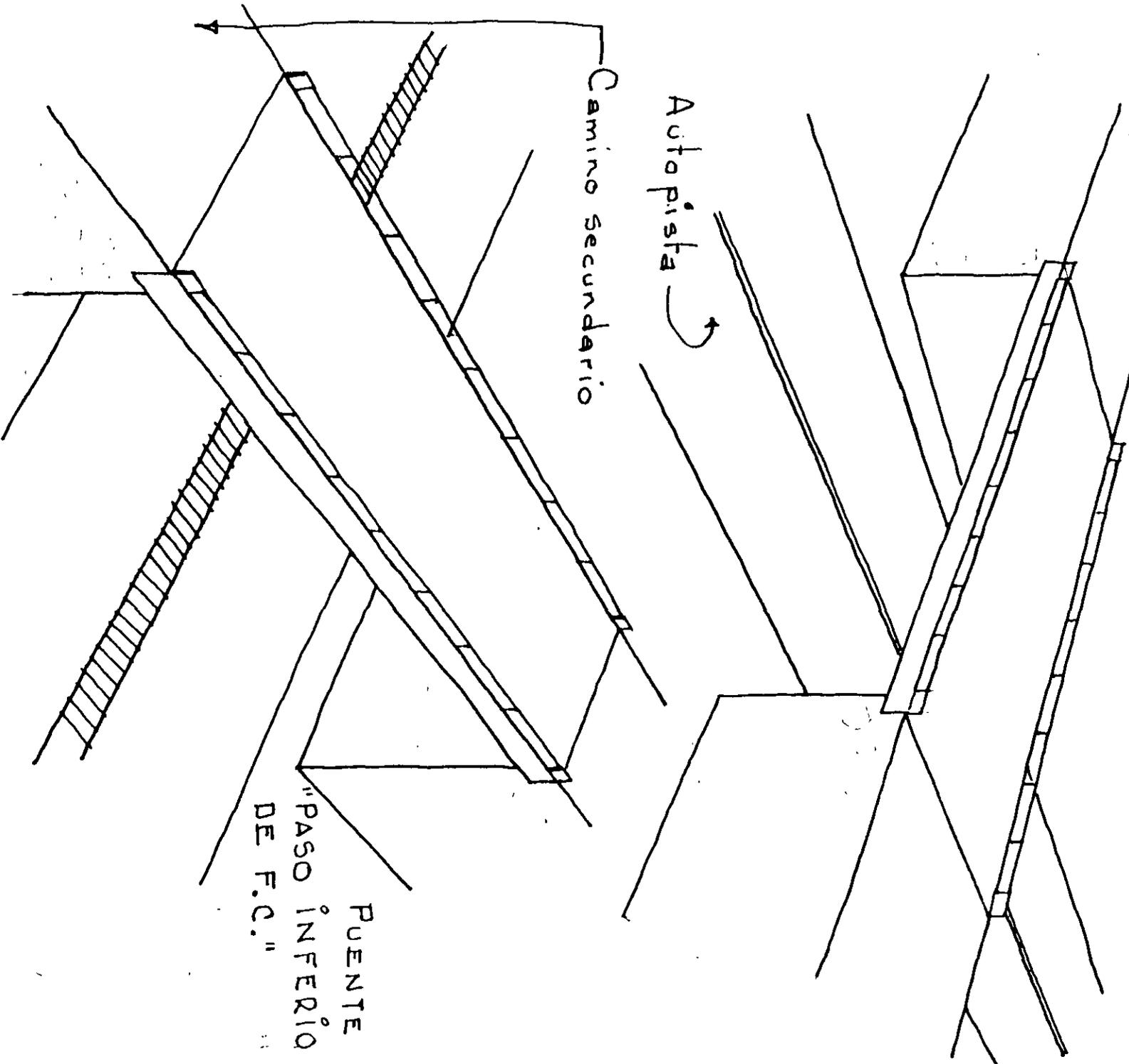
Camino secundario

PUENTE
PASO INFERIOR

Autopista

Camino secundario

PUENTE
PASO INFERIOR
"DE F.C."



Visión general de puentes { México
E.U.A.

Evaluación de { Estructuras de acero
Estructuras de concreto
Cargas sobre puentes

Sistema de { Administración de puentes (SIAP)
Puentes (SIPUMEX)

Metodología para { Inspección de puentes
Inspecciones especiales

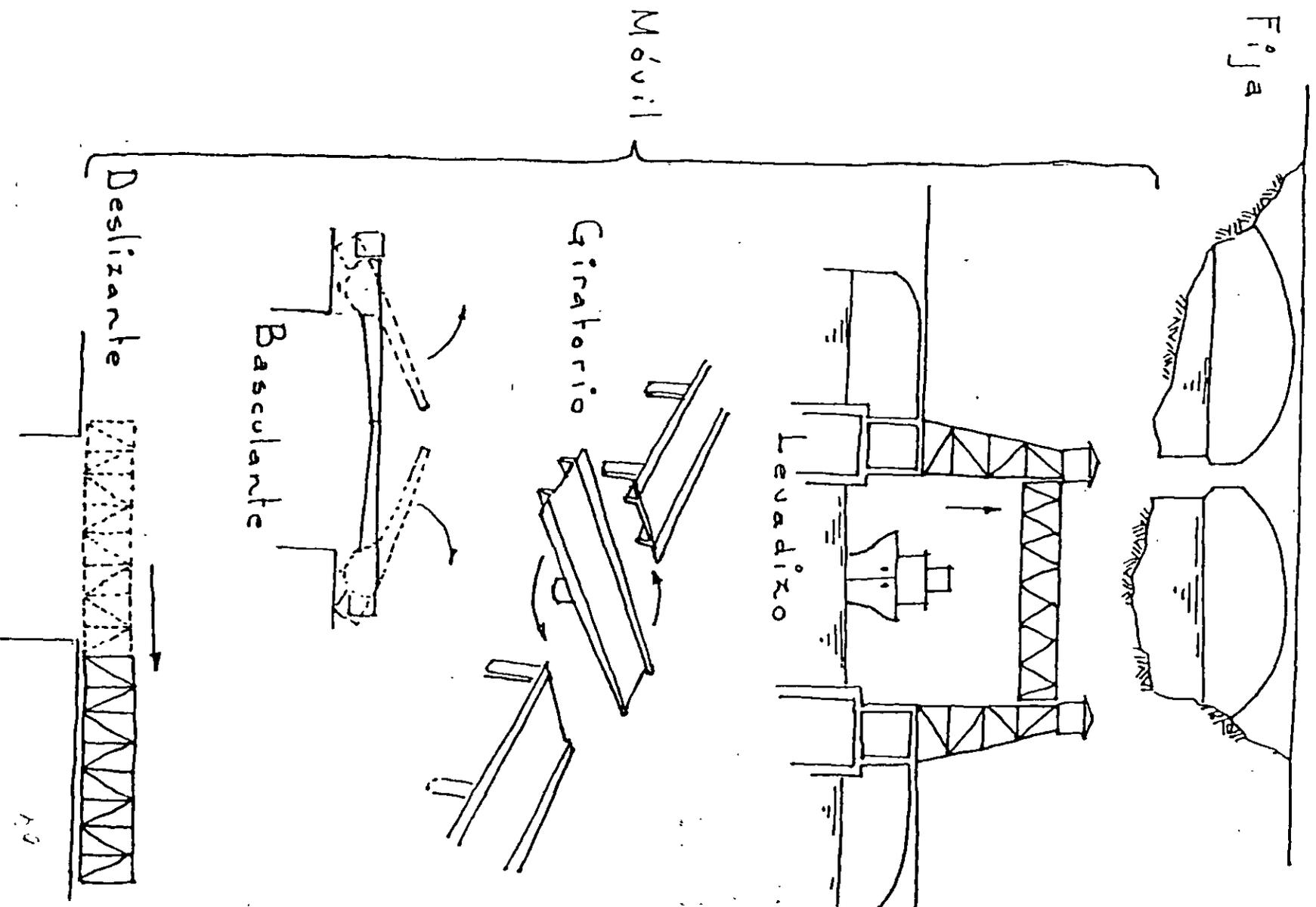
Tipología { Puentes
Daños

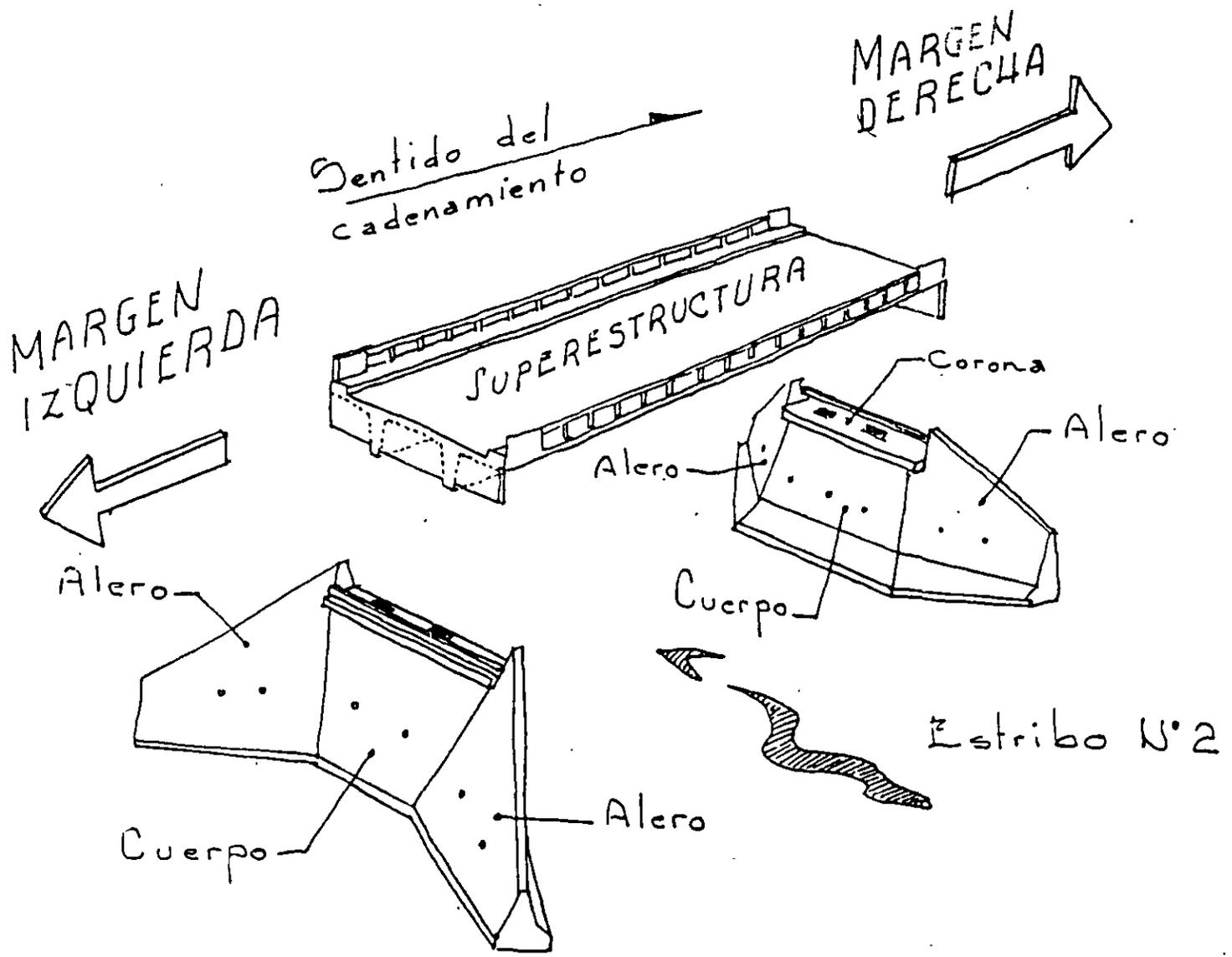
CAUSAS DE DAÑOS EN PUENTES.

- 1.- Socavación
- 2.- Erosión
- 3.- Degradación del cauce
- 4.- Asentamientos
- 5.- Impacto de cuerpos pesados
- 6.- Gálambos reducidos.
- 7.- Cuerpos flotantes
- 8.- Drenaje deficiente
- 9.- Descimbrado prematuro
- 10.- Cambios bruscos de temperatura
- 11.- Ambiente atmosférico agresivo.
- 12.- Cargas móviles excesivas
- 13.- Sismo
- 14.- Juntas de dilatación rígidas
- 15.- Corrosión
- 16.- Materiales que no se ajustan a las normas de la S.C.T.
- 17.- Errores de proyecto y construcción
- 18.- Falta de inspección y mantenimiento

SUPERESTRUCTURA.

Fig. a

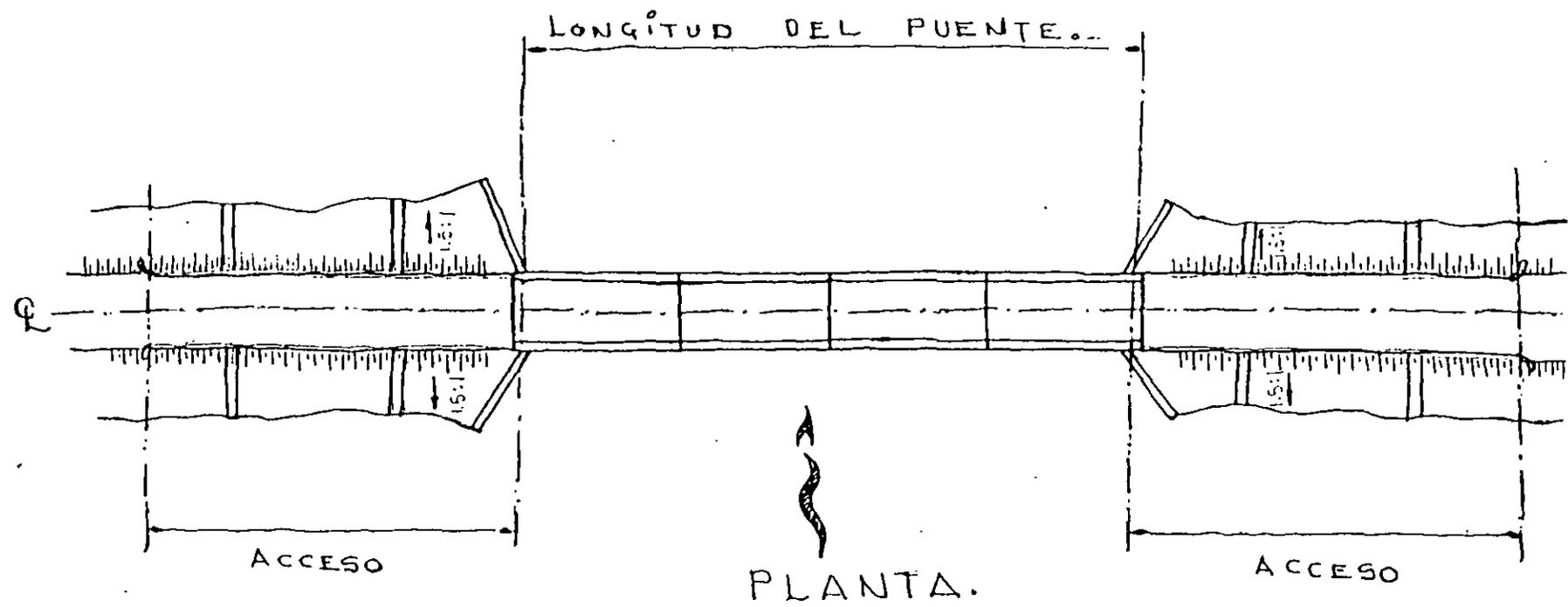
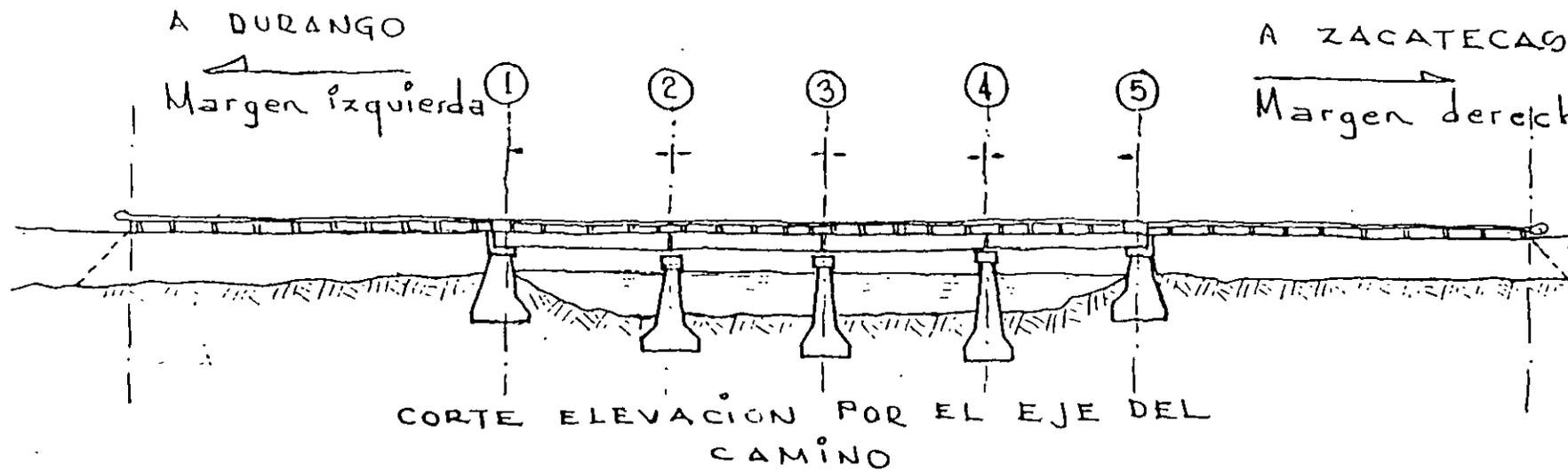




Estribo N° 1

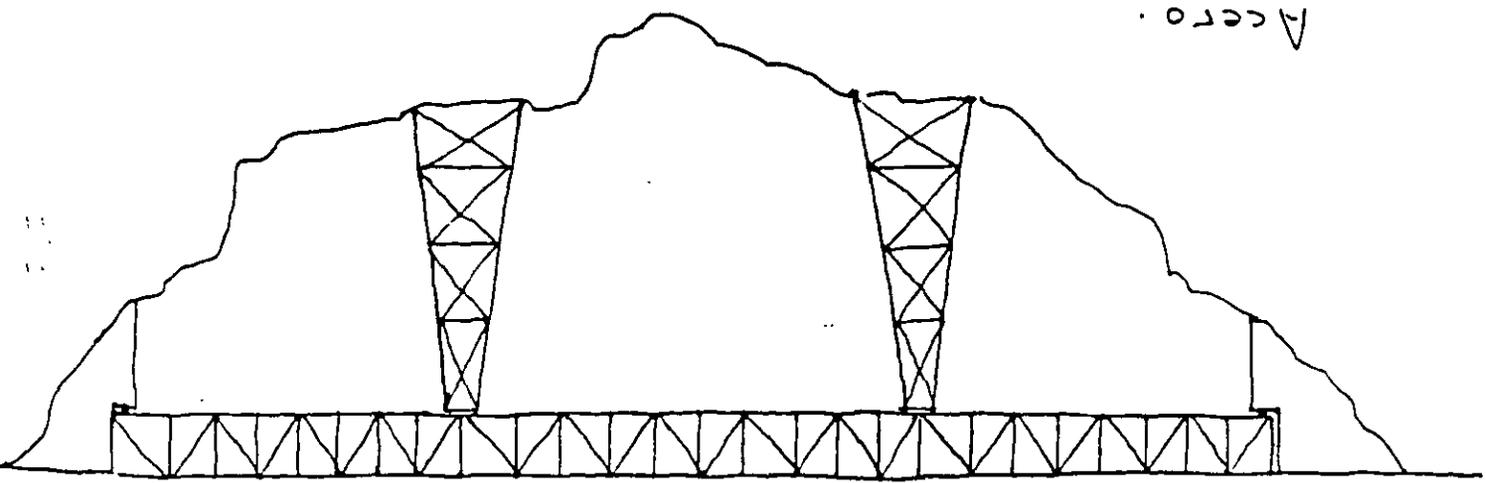
SUPERESTRUCTURA... 1 Tramo de losa nervurada

SUBESTRUCTURA... 2 Estribos de mampostería

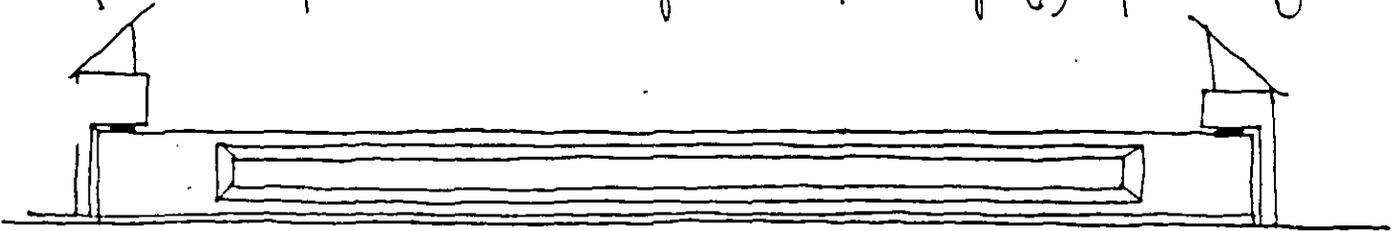


11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

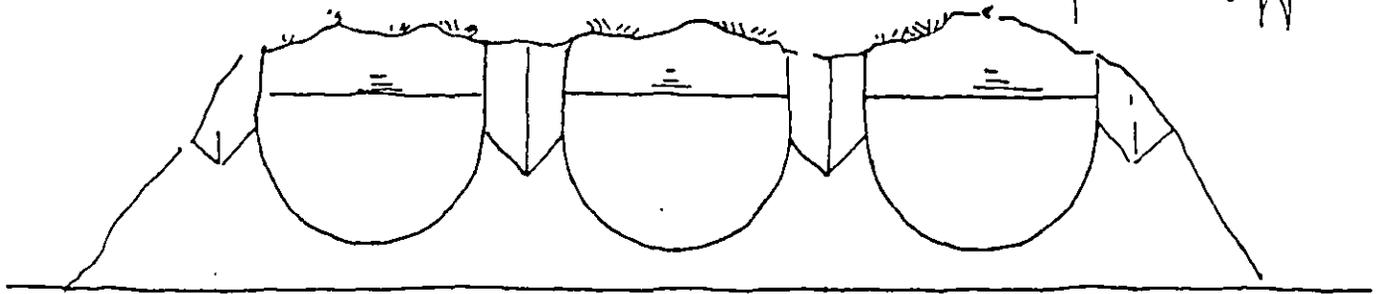
Acero.



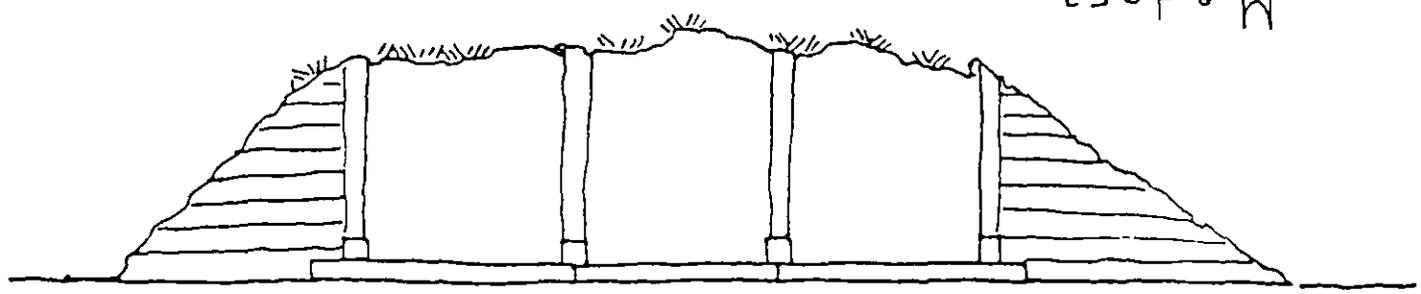
Concreto (Reforzado, presforzado o postensado).



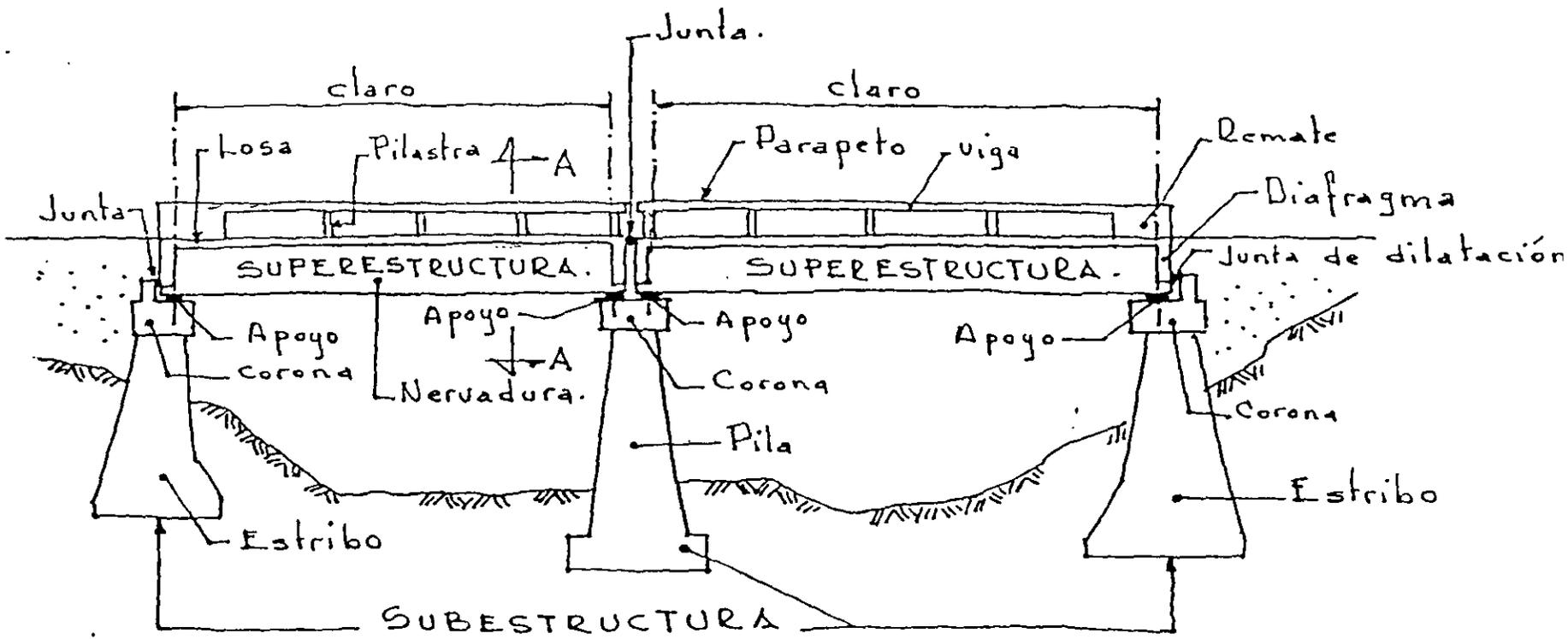
Mamposteria



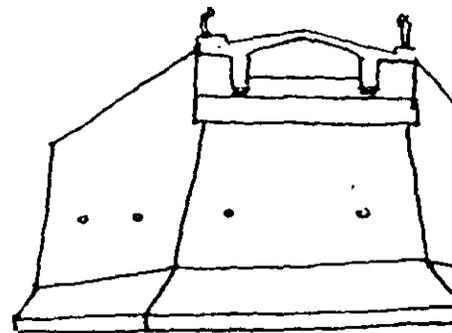
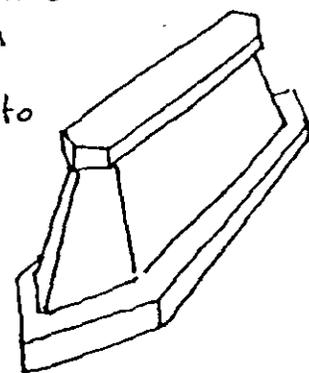
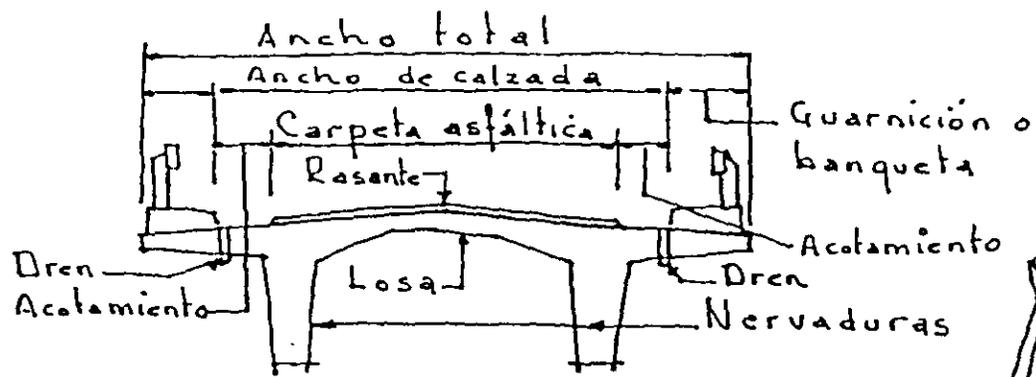
Madera.



MATERIAL EMPLEADO



CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL CAMINO



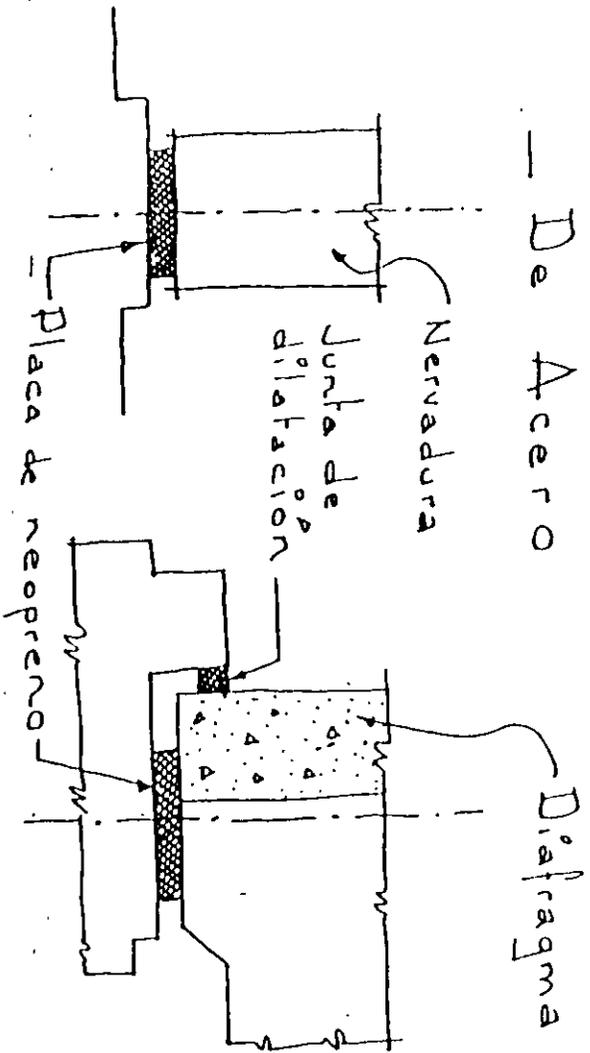
CORTE A-A TRANSVERSAL DE SUPERESTRUCTURA.

1/2

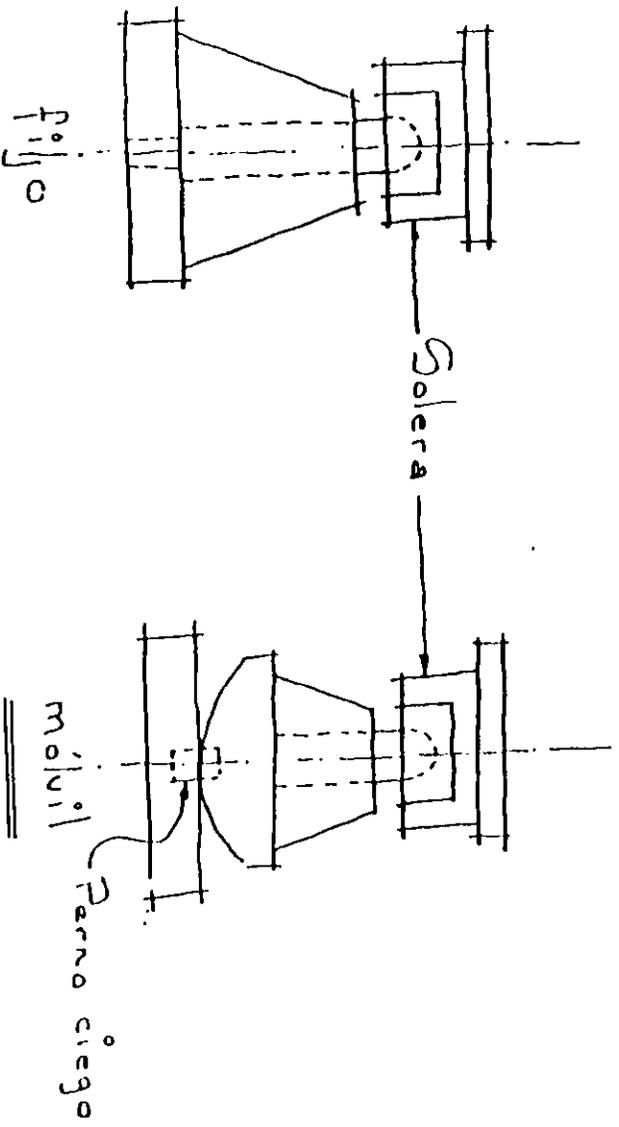
APOYOS

- De Neopreno

- De Acero



APOYOS DE NEOPRENO

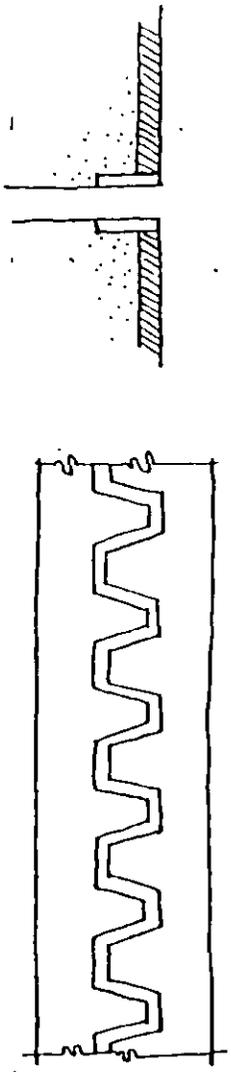


APOYOS DE ACERO

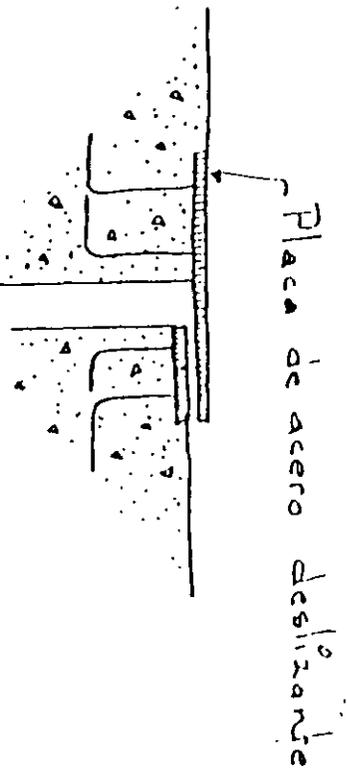
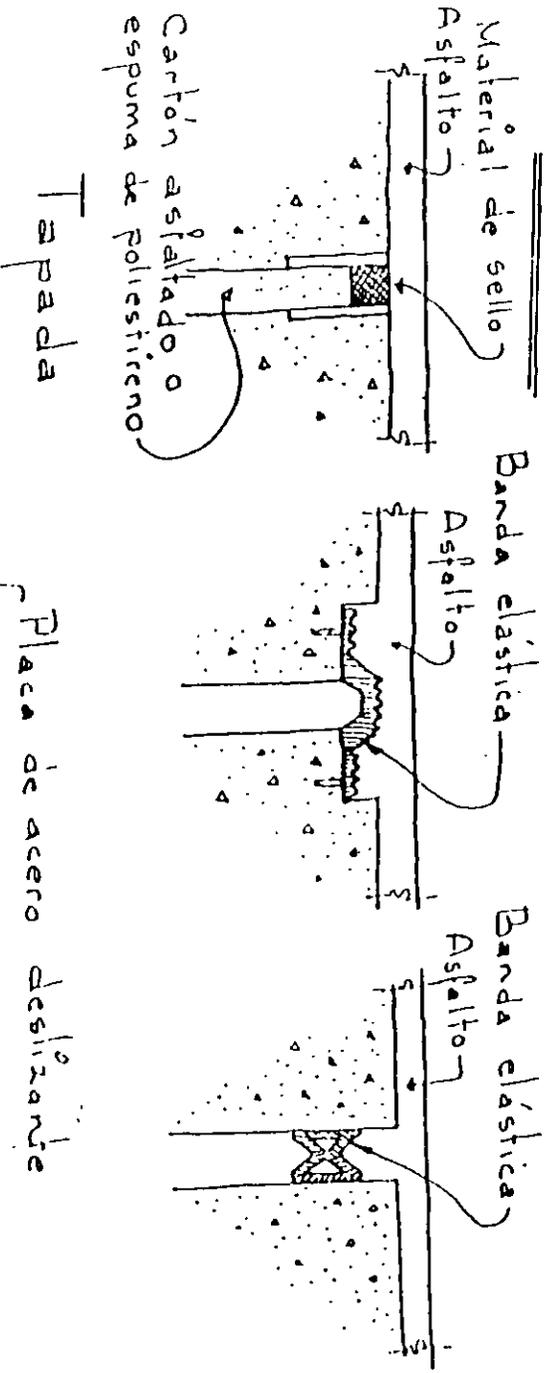
JUNTAS DE DILATACION

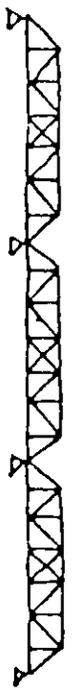
JUNTAS {
Abiertas
Selladas
Tapadas

Abierta

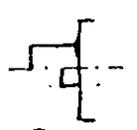
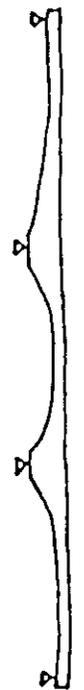


Sellada

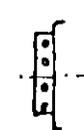




ALTERNATIVAS



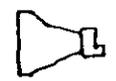
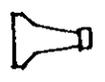
DE SUPERESTRUCTURAS



Longitud hidraulica requerida

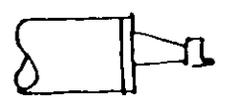
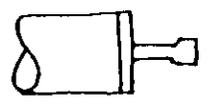
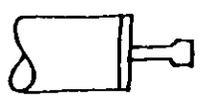
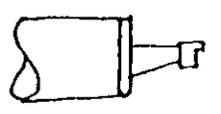
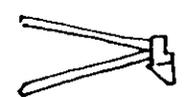
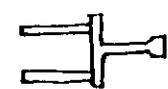
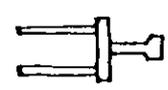
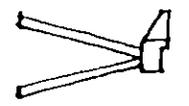


Perfil de bocanación

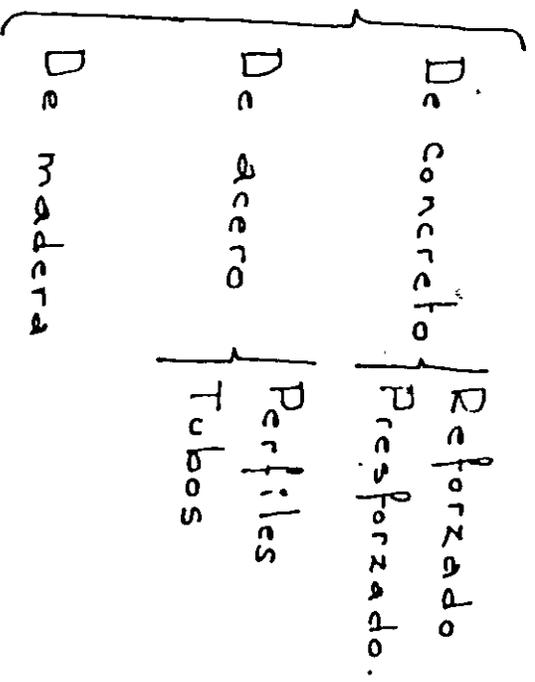


ALTERNATIVAS DE

SUBESTRUCTURAS.



Tipo de pilotes

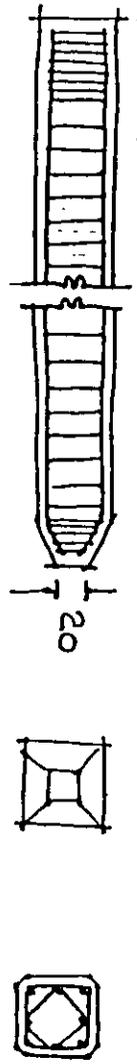
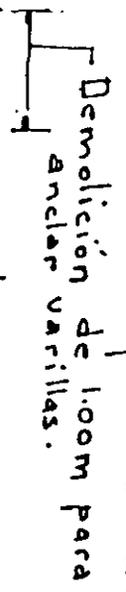


Secciones usuales.

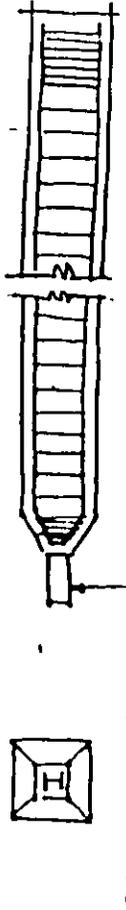


Cuadrada Circular Octogonal Triangular Perfil Tubular

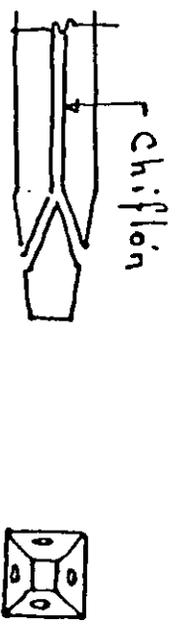
Detalles de un pilote de concreto.



Para mantos blandos

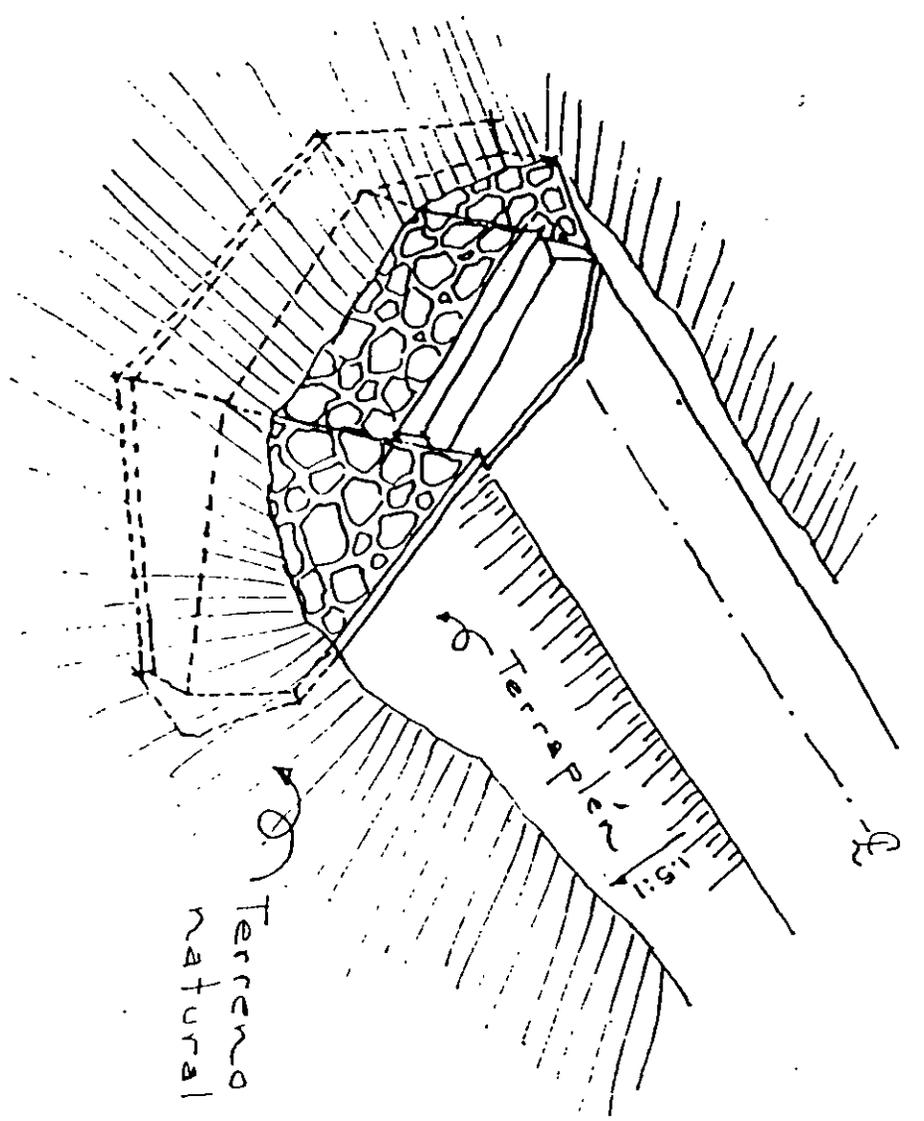
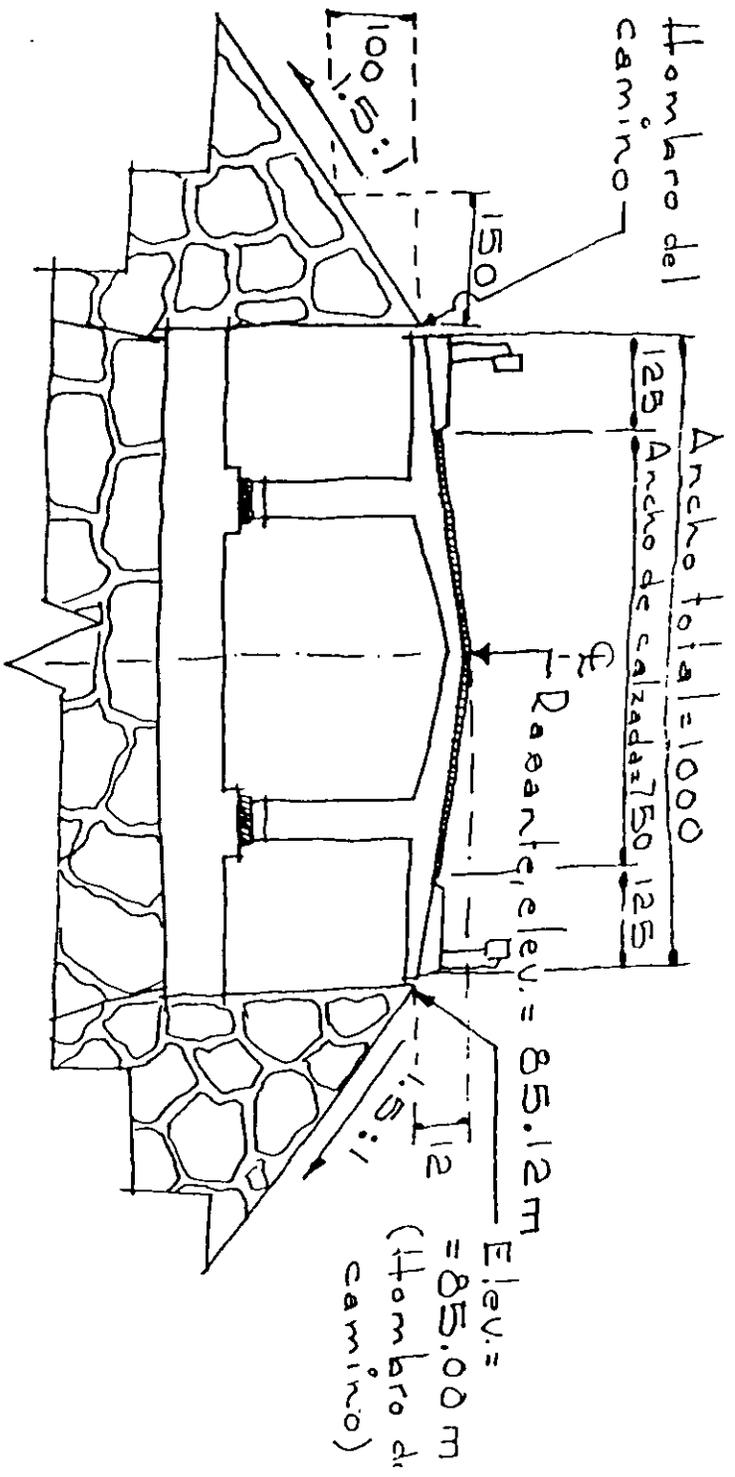


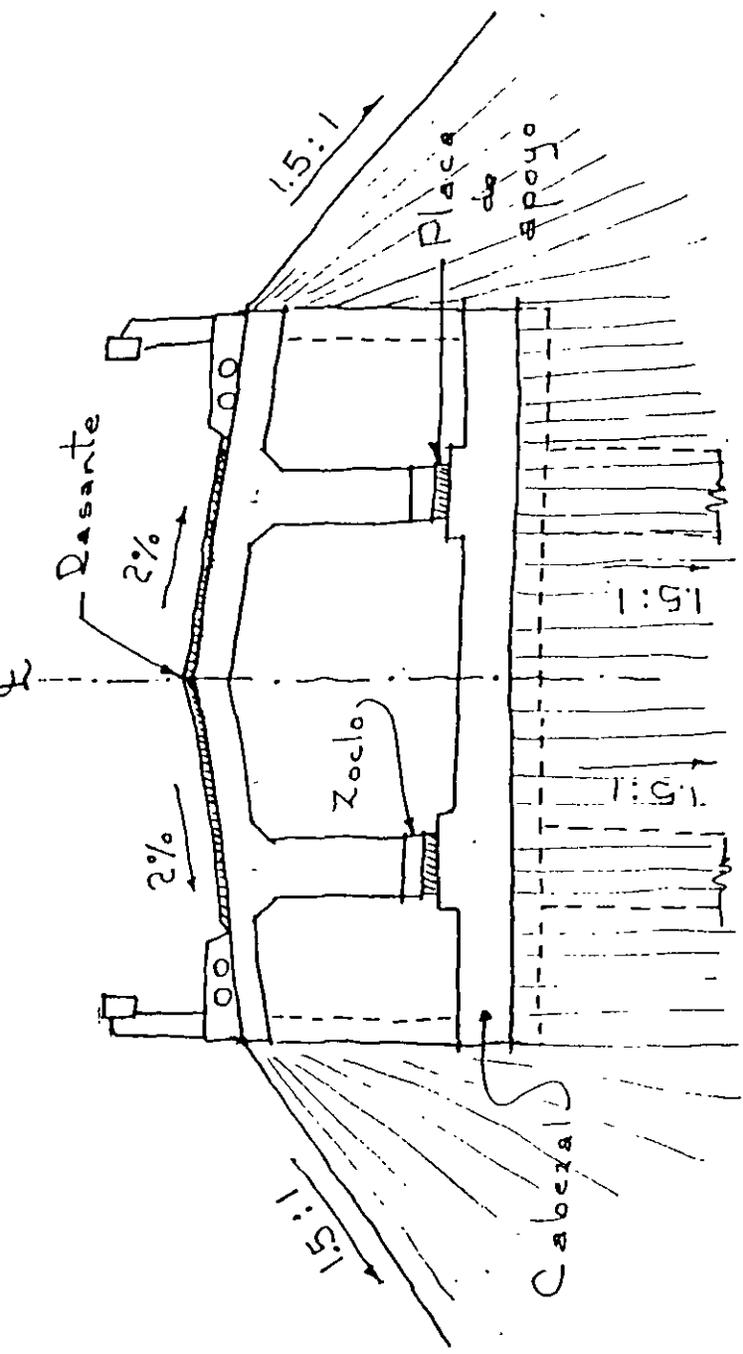
Para estratos duros



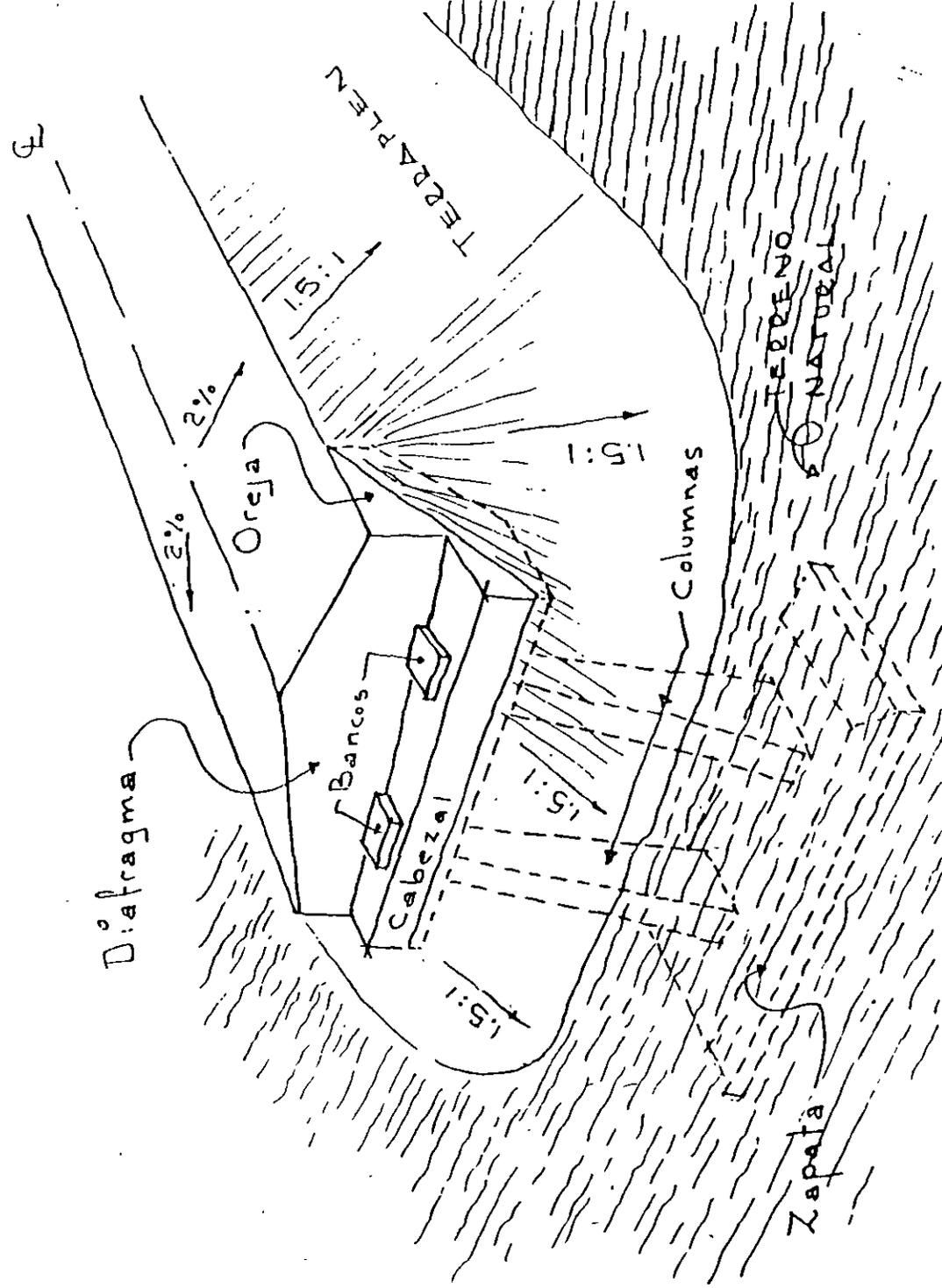
Chiflón

Punta de acero

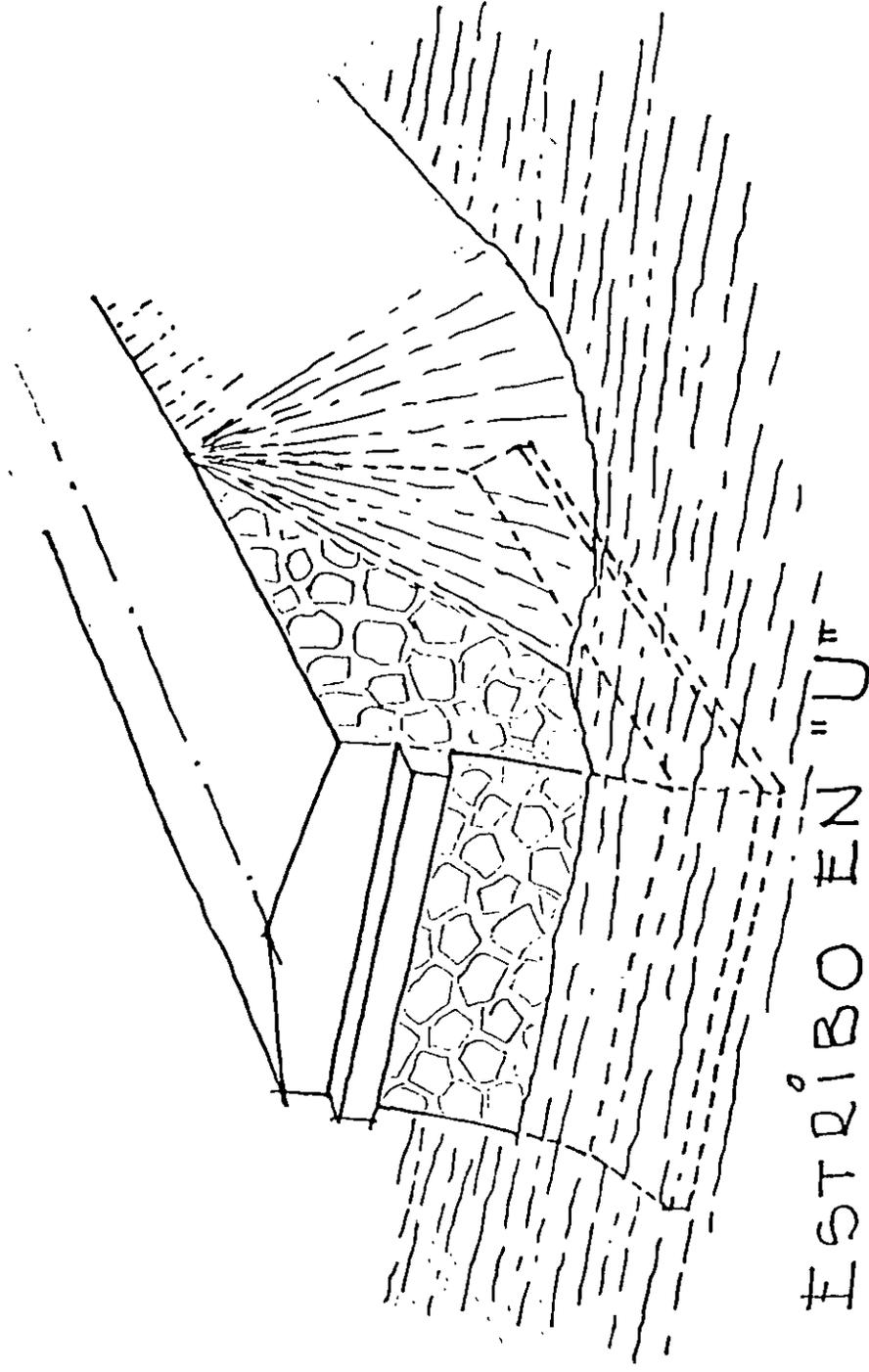




CABALLETE.

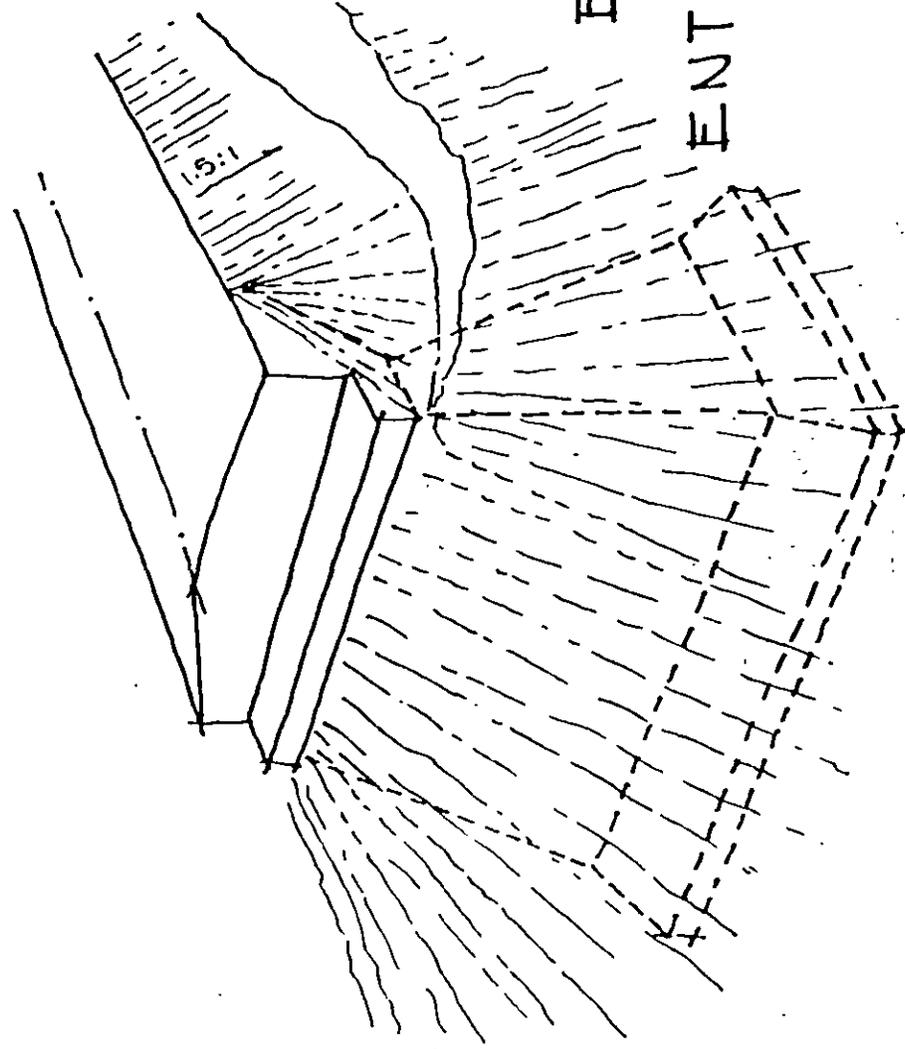


ESTRIBOS



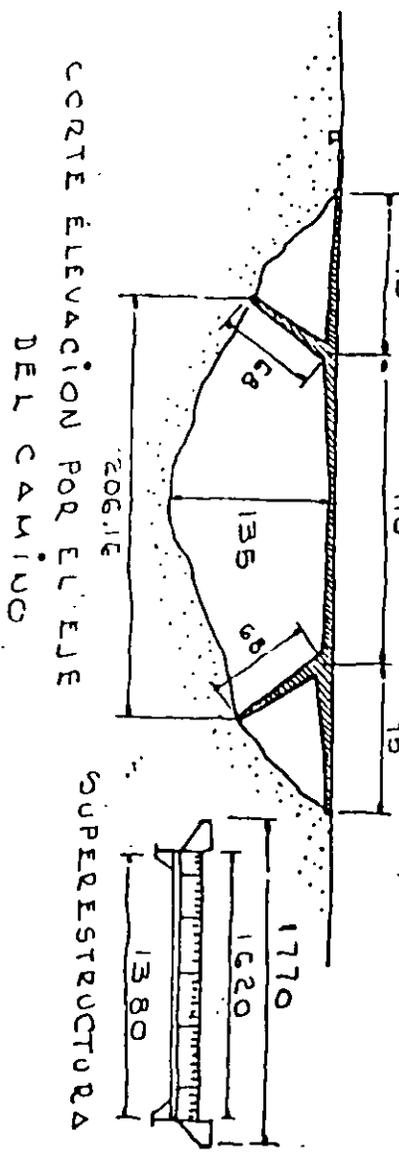
ESTRIBO EN "U"

ESTRIBO
ENTERRADO

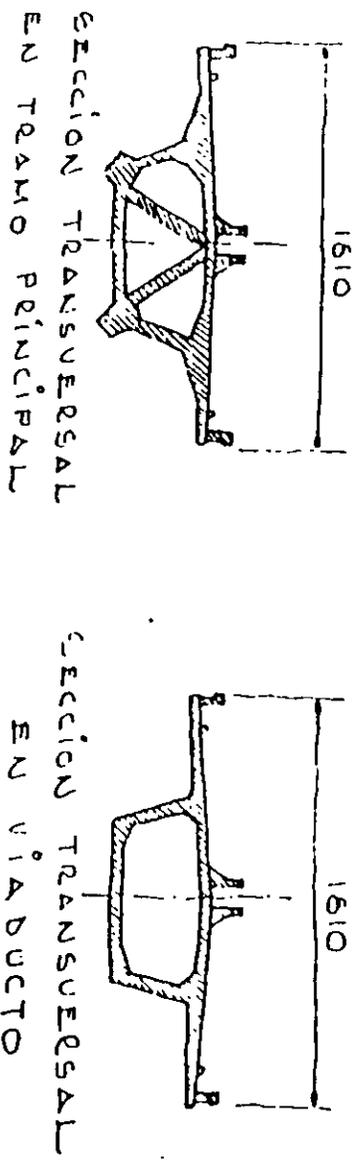
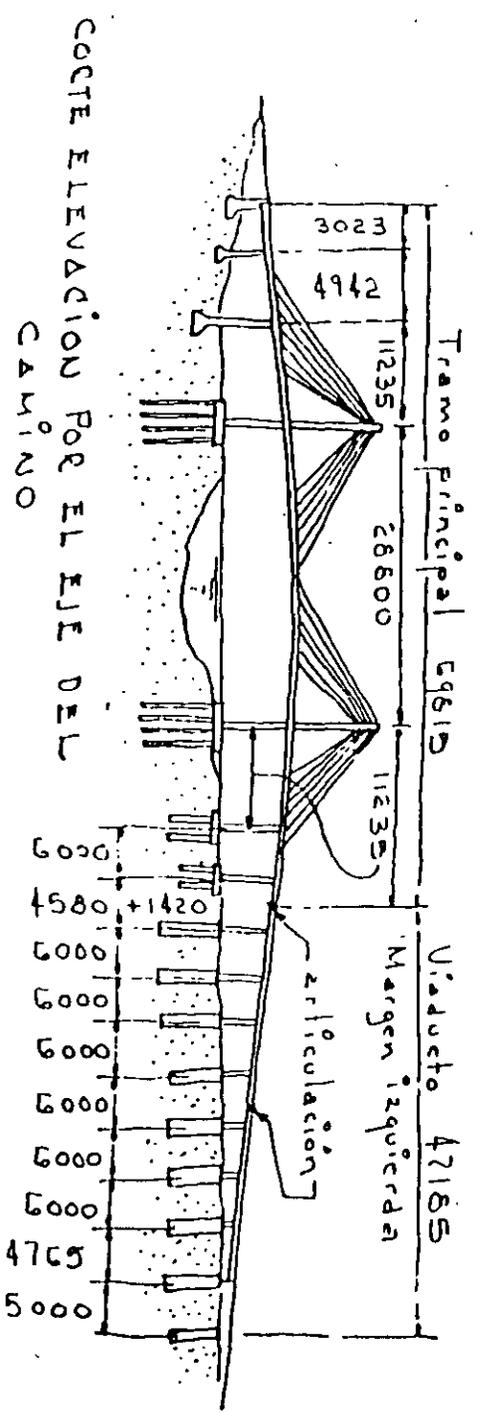


PUNTES GRANDES EN MEXICO

Puente de acero "Ing. Fernando Espinosa"
 Autopista: México - Guadalajara
 Tramo: Zapotlanejo - Guadalajara

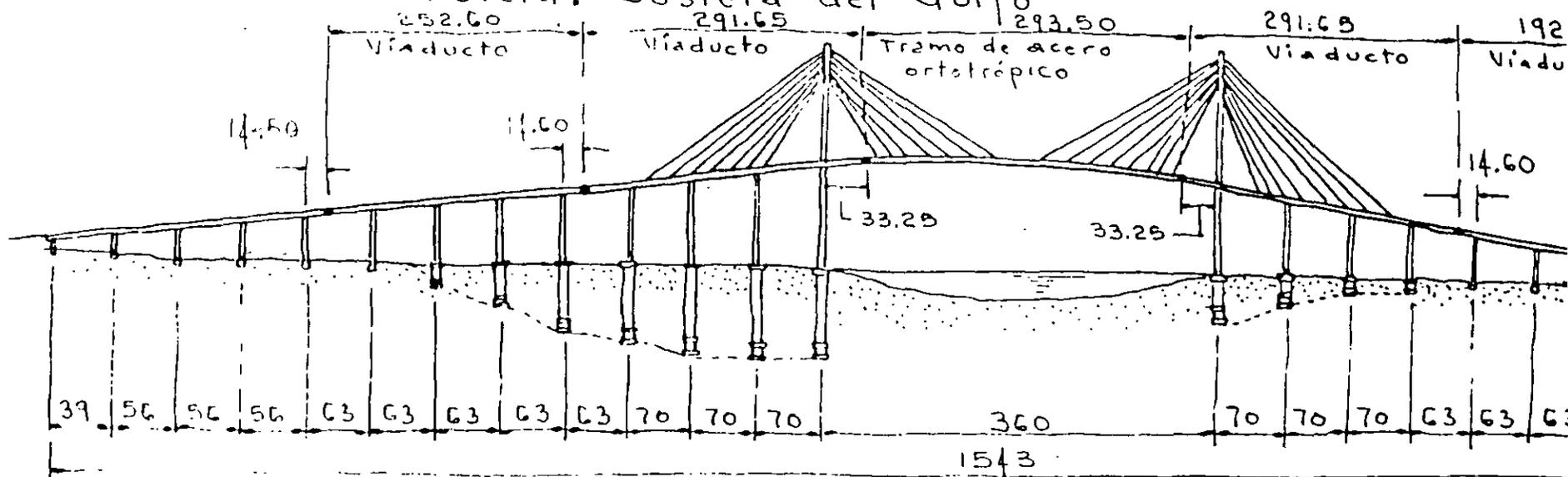


Puente tipo atirantado "Ing. Antonio Douali Jaime"
 Carretera: Costera del Golfo

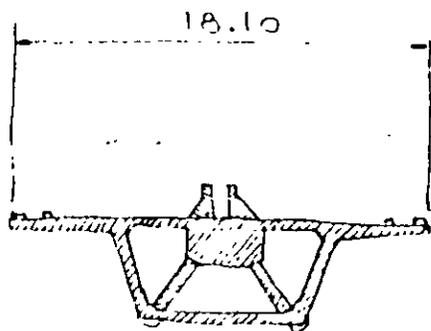


PUENTE "TAMPICO"

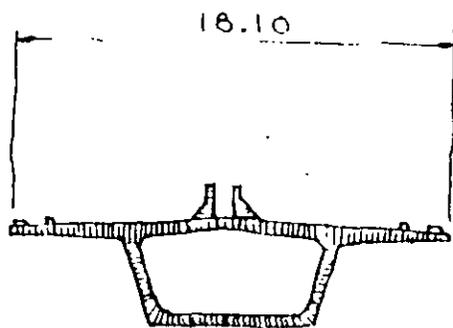
Carretera: Costera del Golfo



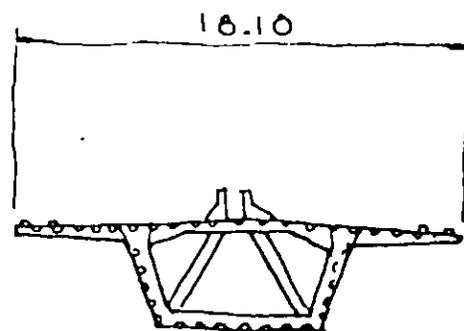
CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL CAMINO



SECCION EN ANCLAJE DE TIRANTE



SECCION TRANSVERSAL



SECCION METALICA ORTOTROPICA

REO FEDERAL DE CARRETERAS

6150 Puentes

Entidades donde existen mas puentes

- Sonora 877
- Veracruz 403
- Michoacan 385
- Guerrero 354
- Chihuahua 348
- Oaxaca 327
- Tamaulipas 310
- Jalisco 301

Puentes que requieren reparación urgente en:

- Guerrero 53
- Guanajuato 27
- Oaxaca 25
- Veracruz 24
- S.L. Potosí 18
- Sonora 15
- Sinaloa 15
- B. California 13
- Michoacan 13
- Jalisco 10
- Mexico 10

EN TOTAL 280 PUENTES
REQUIEREN REPARACION
URGENTE.

Información 6/8/95

GUIA PARA LA EVALUACION DE DAÑOS POR
CORROSION Y FATIGA EN ESTRUCTURAS METALICAS.

Generalidades.

La corrosión y la fatiga son fenómenos que afectan a todos los materiales con que se construyen las estructuras, como son la madera, el concreto, el acero, el aluminio, etc.

La corrosión consiste en la acción más o menos agresiva -- del medio ambiente que actúa sobre los materiales en forma química, electroquímica, mecánico-química y/o biológica, -- provocando su deterioro y su destrucción.

El fenómeno se manifiesta más evidentemente en los cuerpos sólidos, como son los metales, las cerámicas, los polímeros artificiales, los agregados y los minerales fibrosos -- de origen natural.

La fatiga consiste en la fractura frágil de los materiales cuando éstos se encuentran sometidos a sollicitaciones dinámicas que inducen esfuerzos repetidos en dichos materiales.

Estas sollicitaciones dinámicas no son las que causan las -- cargas extraordinarias que eventualmente se consideran en el diseño estático sino las que provocan las condiciones -- de carga típicas que actúan cotidianamente en las estructuras durante su operación de servicio, que después de muchas repeticiones ocasionan la falla de las mismas.

El aspecto desconcertante de la fatiga es que los esfuerzos inducidos por las cargas dinámicas, aún cuando éstos -- sean de magnitud inferior a los esfuerzos de trabajo permitidos por las especificaciones, se acumulan en los materia

les tanto en función de su magnitud como de su frecuencia, ocasionando la fragilización y la fractura de los mismos.

Tanto la corrosión como la fatiga tienen efectos recíprocos, es decir que el deterioro provocado por la corrosión origina zonas de concentración de esfuerzos en los materiales y por ese motivo reduce su resistencia a los esfuerzos estáticos dando lugar a la acumulación de los mismos que conducen a la fatiga; y así mismo, la fatiga al causar agrietamientos y fracturas en el material lo exponen más al ataque del medio ambiente.

De manera que actuando en conjunto los dos fenómenos consumen prematuramente la vida de servicio de las estructuras.

Es por lo tanto, muy importante que se tomen en cuenta estos efectos en la seguridad de las estructuras móviles, sobre todo en las metálicas, tales como los vehículos, los aviones, las grúas viajeras, los chasises y las partes de maquinaria, y también en las estructuras estáticas que soportan cargas móviles repetitivas como son los puentes y las grúas pórtico.

No hay que perder de vista que en la época moderna, la mecanización crece con ritmo acelerado y las atmósferas ambientales cada vez son más agresivas.

Los edificios modernos están equipados con motores potentes y con otros aparatos que son fuentes de vibración y deterioro; las fábricas y los talleres emplean maquinaria pesada que opera a muy altas velocidades.

También, los medios de transportación rápida, en constante evolución, aportan nuevas fuentes de vibración y de esfuerzos dinámicos.

La tecnología y el desarrollo requieren cada vez más de estructuras y de vehículos eficientes que puedan operar a -- grandes esfuerzos tanto estáticos como dinámicos durante -- una vida útil razonable.

Por otra parte, hay que considerar también que conforme pa sen los años muchos de los puentes en servicio, puesto que están sometidos a una creciente acumulación de ciclos de - carga y de agresiones del medio ambiente, tendrán que su - frir daños graves por la acción combinada de la corrosión - y de la fatiga que los irán poniendo gradualmente en ries - go de colapso.

Por todo lo anterior es indispensable, por lo que toca al - diseño de nuevos puentes, que en éstos se tomen en conside - ración en forma prioritaria las especificaciones de diseño para su protección contra la corrosión y la fatiga.

Para la conservación se requiere también que en las inspec - ciones se ponga especial cuidado en detectar y reportar en forma sistemática la presencia de grietas de fatiga y de - daños típicos por corrosión a fin de darles seguimiento y - recomendar su reparación o prevención oportuna, para lo -- cual es importante el conocimiento de los métodos de ins -- pección no destructiva y de su confiabilidad y adaptabili - dad práctica en la detección de las grietas, sobre todo en - las juntas soldadas de los elementos.

Se requiere además contar con los criterios de evaluación - que permitan definir si una grieta es perjudicial, ya que - al crecer puede llevar al elemento a la falla o si es ino - fensiva, es decir que no tiene posibilidades de crecimien - to o que si las tiene, éstas son tan limitadas que no ten - drán consecuencias peligrosas para el comportamiento ries - goso de la estructura.

De esta manera se evitarán reparaciones innecesarias en las grietas inofensivas y se concentrará la actividad de conservación en dar seguimiento sobre todo a los elementos rehabilitados.

Por regla general los efectos perjudiciales de la corrosión se evalúan en términos del incremento que sufren los esfuerzos estáticos y dinámicos debidos a la reducción en el área de las secciones transversales de los componentes estructurales, sin embargo, la corrosión puede también producir otros efectos severos como son el bloqueo de juntas articuladas, que pueden ser causa de momentos flexionantes no previstos en el diseño de los elementos estructurales, bloqueo de dispositivos de apoyo que pueden ocasionar la concentración de fuerzas en las pilas, en los estribos o en otros elementos. También, los productos de la corrosión al acumularse pueden dar lugar a la aparición concentrada de fuerzas locales y a distorsiones opuestas a las direcciones que en el análisis se consideró como las trayectorias de las cargas móviles actuantes, para el diseño de la estructura. Otros efectos perjudiciales pueden resultar así mismo por el desarrollo de patrones heterogéneos de corrosión.

Aunque la corrosión y la fatiga son fenómenos diferentes - puede decirse que tienen un mismo origen; la inestabilidad termodinámica de la materia y las deficiencias e irregularidades inherentes a los procesos de solidificación, manufactura, tratamiento y manejo de los materiales que son empleados en la construcción de las estructuras.

La inestabilidad termodinámica está asociada a la naturaleza física de los metales y se explica por la pérdida de cohesión de sus átomos.

La cohesión de la materia sólida se debe al equilibrio de-

dos fuerzas interatómicas opuestas: la atracción entre los electrones y los núcleos de los átomos y la repulsión de los núcleos y de los electrones entre sí debido a la igualdad de sus cargas eléctricas.

La primera de estas fuerzas tiende a disminuir el valor de la energía interna y la segunda a aumentarla.

Para un determinado valor de la distancia interatómica, ambas fuerzas se equilibran, adquiriendo la energía interna total un valor mínimo, correspondiente a la posición de equilibrio. La separación interatómica de equilibrio varía para cada elemento y su valor queda determinado por la mínima distancia a que se encuentran los átomos en el estado sólido.

Este equilibrio lo establecen los electrones de las órbitas más exteriores que forman vínculos comunes entre los diferentes núcleos atómicos formando así "enlaces" o "amarres" cohesivos que mantienen integrado al cuerpo sólido.

Existen cuatro tipos de "amarres" o "enlaces" dependiendo del origen y de la naturaleza de la organización que genera la fuerza de unión entre los átomos: iónico o heteropolar, covalente u homopolar, metálico y de Van der Waals.

El enlace iónico o heteropolar se debe a la atracción electrostática que provoca la transferencia de electrones entre átomos de diferentes elementos químicos, ejemplos de este tipo son el cloruro de sodio y el óxido de magnesio, son aislantes eléctricos transparentes y con alta energía de amarre y alta temperatura de fusión.

El enlace covalente u homopolar se establece por intercambio de electrones entre átomos vecinos, son cuerpos semiconductores semitransparentes con alta energía de amarre

y alta temperatura de fusión, ejemplos: el carburo de silicio, el carbono, el germanio, etc.

El enlace que se establece por las llamadas "fuerzas de van der Waals" corresponde a aquellas sustancias cuyos elementos tienen saturados con electrones sus órbitas más exteriores lo cual no les permite "enlazarse" o "amarrarse" cohesivamente, entre sí o con otras sustancias, intercambiando o compartiendo electrones, lo que explica su escasa afinidad química, como es el caso de los gases inertes o "nobles": helio, neón, argón, etc. En estas sustancias, cuando se les somete a elevadas presiones y a temperaturas bajas, se presentan fuerzas de atracción por una acción dipolar fluctuante entre sus moléculas y de esta manera se les puede llevar al estado líquido o al estado sólido.

Desde el punto de vista de las estructuras de acero el tipo de enlace que interesa es el "enlace metálico". En este tipo de enlace los electrones más externos de los átomos se apartan de los núcleos quedando en libertad relativa, y formando una atmósfera de electrones que contiene a la masa catiónica de los núcleos metálicos. Dentro de la atmósfera de electrones estos cationes se ubican en los vértices de una red. La atracción entre cationes y electrones compensa la repulsión entre cada una de estas partículas y evita el escape de los electrones al exterior, permitiendo su libertad de movilidad dentro del conjunto, lo que define las características de conductividad térmica y eléctrica característica de los metales.

También, la comunidad de electrones libres y desplazables, proporciona las cualidades de maleabilidad y de ductilidad de los metales, pues las condiciones internas del cuerpo pueden quedar inalteradas después de producirse desplazamientos internos de cierta importancia.

Al establecerse el equilibrio interatómico, los cationes metálicos no solamente quedan en posiciones fijas relativas sino que además estas posiciones se ordenan con regularidad, es decir adquieren una estructura cristalina.

Sin embargo, en el caso del acero, por ejemplo, para que pueda persistir este estado metálico cristalino la energía interna del sistema se alcanza después de absorber 47,000-millones de joules por cada tonelada de hierro.

Esta energía mantiene en equilibrio a los enlaces de electrones. Cualquier incremento de energía producido por causas externas, como la deformación del cuerpo por sollicitaciones mecánicas, dinámicas o estáticas o por acción del calor o del trabajo propios de los tratamientos siderúrgicos para dotar al metal de las características requeridas, para su uso, obligan a los electrones libres que envuelven a la red cristalina de cationes a apartarse de ésta para mantener el equilibrio energético. Pero esta separación de las distancias energéticas de los electrones no debe sobrepasar un cierto límite (específico para cada sustancia) ya que de lo contrario se producirá la fuga de los mismos y la pérdida local de cohesión en el metal que se traduce en agrietamientos sobre sus superficies más esforzadas.

En toda superficie de limitación interna o externa de un cuerpo existen esfuerzos superficiales que mantienen la forma de dicho cuerpo y que dan lugar a un incremento en la energía potencial del material. Al producirse una grieta o al crecer una ya antigua por acción de sollicitaciones externas o al producirse por corrosión una mengua en la sección de dicho material aumenta proporcionalmente la energía potencial en la superficie del cuerpo. Como la energía total del sistema ha de mantenerse constante, este aumento tendrá que producirse a costa de la energía de deformación debida a las fuerzas exteriores. La propagación de una grieta terminará cuando se llegue al equili

brio con la energía exterior pero si la energía potencial disminuye al ampliarse la grieta, el equilibrio no se alcanzará y la propagación de la grieta terminará hasta la rotura.

Esto explica el carácter termodinámicamente inestable de los metales a los cuales basta aplicarles un incremento de energía ya sea mecánica, eléctrica o electroquímica para provocar una pérdida parcial o general de cohesión.

Las deficiencias e irregularidades en la constitución de los materiales de construcción inherentes a los procesos de solidificación, manufactura, tratamiento y manejo de dichos materiales son causa de heterogeneidades que al mismo tiempo que les dan características de resistencia, maleabilidad, ductilidad y trabajabilidad propician los fenómenos de fatiga y de corrosión.

La fabricación del acero comienza con la reducción de óxidos metálicos (hematita roja y café y magnetita negra), en los altos hornos en los que el mineral se introduce por capas intercaladas con carbón de coque y piedra caliza y con ayuda de aire caliente inyectado a presión para vigorizar la combustión. Los productos del proceso son "escoria" e hierro fundido, gris o blanco que se vacía en moldes para formar "lingotes".

Los lingotes de fundición se someten a procesos de refinación en convertidores Bessemer, hornos de hogar abierto, u hornos eléctricos, etc. donde se eliminan impurezas y se controla estrictamente la proporción de contenido de carbono, de silicio, manganeso y otros componentes que en conjunto dan las características al acero. Nuevamente de estos contenedores se vacía el material fundido en lingoteras y se remite a la sección de laminación.

ya en esta etapa, por mucho control de calidad que se tenga, inevitablemente el material habrá adquirido defectos e irregularidades tanto a nivel micro como a nivel macro.

En efecto, el paso del metal del estado líquido al estado sólido, se efectúa por enfriamiento de la masa líquida. Si el enfriamiento es rápido se obtiene una microestructura desordenada "amorfa". Si se lleva a cabo con suficiente lentitud, la transformación se verifica simultáneamente desde diversos núcleos independientes de la masa líquida, donde se empiezan a constituir redes de átomos enlazados en forma regular y periódica con orientación propia ("cristales"), las que al llegar a limitarse mutuamente dan las texturas de "granos cristalinos" típicas de los metales.

Los primeros núcleos, dependiendo de su temperatura y de su tamaño no son permanentes, sino que se destruyen y se vuelven a formar en otros puntos. Cuanto mayor es la temperatura, mayor es la energía cinética y más corta la vida de los núcleos. Las agrupaciones pequeñas son muy inestables ya que al estar formados por un número pequeño de átomos, la pérdida de uno de ellos ocasiona su destrucción. A medida que disminuye la temperatura, los átomos pierden libertad de movimiento, lo que dá lugar a un aumento en la vida del núcleo, coexistiendo cada vez un número mayor de ellos. Cuando la temperatura del metal líquido disminuye la suficiente, por debajo del punto de solidificación, se forma espontáneamente en distintos puntos de la masa líquida, núcleos estables que actúan como gérmenes de cristalización de los granos.

A medida que disminuye la cantidad de metal líquido las formaciones en torno a los núcleos topan unas con otras en cuyo momento cesa su desarrollo lo que hace que la frontera externa que delimita los granos de cristalización sea

muy irregular. Las fronteras intergranulares presentan una microestructura amorfa (no-cristalina) con los átomos dispuestos irregularmente, pero además como la última porción del grano que se solidifica es precisamente esta frontera irregular en el contorno del grano su concentración de impurezas es superior a la media del líquido. De esta manera se ve que no es posible obtener una red cristalina perfecta pues nunca existirá una formación totalmente ordenada y es por ello que el número de cristales que en la práctica puede considerarse como perfectos es muy reducido y que forzosamente habrán de presentarse en ellos imperfecciones.

Las imperfecciones más importantes que puedan presentarse en los cristales de un metal son las "vacantes", las "inserciones", las "impurezas" y las "dislocaciones".

Las "vacantes", las "inserciones" y las "impurezas" son imperfecciones de carácter puntual; las "dislocaciones" por el contrario son de carácter lineal.

Las "vacantes" son lugares de la red que deberían estar ocupadas por átomos pero que se encuentran vacías. Este tipo de imperfecciones se puede desplazar a través de la estructura cristalina por difusión, al ser ocupada una "vacante" por un átomo que a su vez deja una "vacante" en su posición original y así sucesivamente.

En las estructuras cristalinas en las que la densidad atómica es pequeña puede ocurrir que algunos átomos se intercalen en espacios interatómicos de la red, es decir en posiciones intersticiales, a cuya irregularidad se da el nombre de "inserciones".

Las "vacantes" y las "inserciones" ocasionan importantes distorsiones locales, rompiendo la regularidad de la red

espacial.

La existencia de "vacantes" permite a los átomos que la rodean aproximarse ligeramente entre sí, por lo que la separación entre átomos es inferior a la normal, mientras que los átomos colocados en posiciones "intersticiales" empujan a los átomos vecinos separándolos.

Cuando se acumulan a lo largo de una línea de la red las imperfecciones puntuales producen una distorsión lineal que se presenta entre dos partes de un cristal que individualmente pueden considerarse como perfectas. Este tipo de imperfecciones recibe el nombre de "dislocaciones".

Si la "dislocación" dá lugar a la formación de un nuevo semiplano en la red cristalina se le denomina "dislocación de arista" pero si los planos atómicos forman una superficie espiral alrededor del "frente de dislocación" se le llama "dislocación helicoidal".

Las "dislocaciones" provocan distorsiones en la red del cristal produciendo fuerzas de tensión a un lado de ella y fuerzas de compresión en el lado opuesto.

La creación, multiplicación e interacción entre las dislocaciones permite explicar satisfactoriamente muchas de las propiedades de los metales. Los mecanismos de deformación plástica y ruptura frágil en los cristales, en particular cuando se trata de la resistencia del material a un esfuerzo cortante, se basa en el deslizamiento de planos atómicos, de los cuales algunos se muestran como preferenciales.

Estos deslizamientos siguen las rutas marcadas por las "dislocaciones" que constituyen planos atómicos extras dentro del arreglo periódico normal. Las "dislocaciones" pueden

desplazarse y propagarse a través del cuerpo.

El movimiento de las "dislocaciones" favorece el deslizamiento y la resistencia a la deformación disminuye. El mecanismo de desplazamiento de las dislocaciones ocurre -- por propagaciones sucesivas de los enlaces defectuosos de un átomo a los contiguos. Se consigue de esta manera el deslizamiento de un espacio atómico y como del mismo plano pueden propagarse simultáneamente un gran número de "dislocaciones", la magnitud del deslizamiento total puede ser importante. Las dislocaciones pueden ser del mismo sentido o de sentido opuesto; las primeras se repelen entre sí mientras que las segundas se atraen, tendiendo a restablecer la continuidad de la retícula.

A parte de los microdefectos que existen a nivel atómico -- en los metales existen otros defectos que se presentan durante la solidificación del metal fundido, que por su tamaño no son observables a simple vista y se les llama "macrodefectos". Los más comunes son las "cavidades" o "embudos de contracción" y la "porosidad".

Los metales líquidos al solidificarse, experimentan una -- contracción de volumen que puede llegar hasta un 6%. Esta contracción no ofrece serios problemas cuando los moldes -- de vaciado se diseñan correctamente de manera que permitan el acceso del metal líquido a la parte que solidifique al último. Sin embargo, si lo primero que solidifica es toda la corteza exterior, la reducción de volumen que tiene lugar durante la solidificación del líquido contenido en -- el interior origina una gran "cavidad de contracción" en -- la zona central. En los lingotes de acero estas cavidades, conocidas como "rechupes" se suelen presentar en la -- parte central superior del lingote. Esta parte se corta -- antes del proceso de laminación y se utiliza como "chatarra".

Cuando al solidificarse el metal líquido quedan atrapados gases en su interior, se originan "porosidades" o "sopladuras". Estos defectos son más numerosos y de menor tamaño que los "embudos" o "cavidades de contracción" y se distinguen de estos últimos por su forma esferoidal.

Inmediatamente después de la solidificación del metal, se pueden originar fuertes tensiones por la contracción que pueden dar lugar a las "grietas de contracción" que se producen por la falta de uniformidad en el enfriamiento.

Durante los procesos de laminación y de tratamiento metalúrgico el material aún puede adquirir otros defectos que complementan o son consecuencia de los anteriores, los que se citan a continuación :

- Defectos en la superficie: pequeñas grietas, plegamientos o costuras, daños mecánicos, etc.
- Alteraciones superficiales en la microestructura del acero: Descarburización, formación de bordes martensíticos, etc.
- Depósito en la superficie de sustancias extrañas, suciedad, escorias, partículas de otros metales, óxidos, residuos de aceite o grasa, etc.

Debido a estas heterogeneidades que siempre están presentes en la superficie de todo cuerpo metálico, es posible la formación sobre dicha superficie de múltiples electrodos anódicos y catódicos. Los cuales establecen continuidad a través de la humedad que se condensa sobre dicha superficie y de la masa metálica del cuerpo activando el desplazamiento de iones y de electrones igual que en una pila galvánica.

En estas celdas galvánicas el metal libera electrones que son absorbidos por el agente corrosivo usualmente el oxígeno.

Así, se requieren tres elementos básicos para que se constituya la celda galvánica el "ánodo", el "cátodo" y el "electrolito".

Para que ocurra la corrosión el "ánodo" y el "cátodo" deben estar conectados por el electrolito, de tal manera que permitan el flujo de la corriente eléctrica.

El término "ánodo" se aplica al sitio en que el metal se corroe. En este sitio, el átomo del metal libera electrones al reaccionar con el electrolito y se transforma en un ión.

Los electrones liberados son consumidos por el "cátodo" al ser reducidos por los iones de oxígeno quedando libres los iones de hidrógeno del agua.

Formas como se presenta la corrosión en los puentes :

De acuerdo con el tipo de ataque que deteriora al metal, la corrosión se clasifica en ocho tipos :

- 1.- CORROSION UNIFORME
- 2.- CORROSION GALVANICA
- 3.- CORROSION INTERSTICIAL
- 4.- CORROSION LOCALIZADA
- 5.- CORROSION INTERGRANULAR
- 6.- CORROSION POR DESCOMPOSICION
SELECTIVA DE LA ALEACION
- 7.- CORROSION POR FRICCION
- 8.- CORROSION BAJO ESFUERZO.

Algunos de estos tipos de ataque pueden ser advertidos a simple vista como la "corrosión uniforme" y otros como la "corrosión bajo esfuerzo" alteran y debilitan la naturaleza interna del metal sin ninguna manifestación exterior - por lo que suelen pasar desapercibidos con un gran riesgo para la seguridad de las estructuras. En muchos casos se pueden tener simultáneamente en un mismo elemento o estructura varios tipos de corrosión.

La corrosión uniforme o "enmohecimiento" consiste en el -- adelgazamiento general de los metales que se presenta en - forma natural en todos los metales desnudos expuestos a la humedad atmosférica del aire que se observa a simple vista como una capa de óxido en los puentes de acero sobre todo en las placas y elementos con superficies expuestas importantes. Estos elementos son por ejemplo las almas de las traveses, las placas de conexión verticales y los montantes y las diagonales de las armaduras.

Muchas veces la primera capa de óxido protege al metal de la corrosión subsecuente, es decir lo pasiva, lo que expli

ca el uso de acero intemperizado (weathering steel) para la construcción de estructuras de puentes.

La corrosión galvánica se presenta cuando dos metales o -- dos zonas de un mismo metal con diferente potencial elec - trolítico se interconectan internamente mediante un conduc - tor o a través de la masa metálica y externamente a través de un electrolito que puede ser la humedad ambiental. La magnitud de este tipo de corrosión depende no sólo de la - diferencia de potencial entre los metales diferentes o en - tre los que corresponden a las zonas de un mismo metal si - no también de la relación entre las áreas de metal expues - tas y su comportamiento corrosivo específico.

La corrosión galvánica se puede identificar visualmente.

Generalmente se presenta en los puentes de acero en que se instalan postes de alumbrado, parapetos y/o ductos eléctri - cos de aluminio que quedan en contacto con el metal de la estructura. En éstos conviene intercalar materiales ais - lantes para evitar el contacto directo entre dos metales - diferentes para evitar este tipo de corrosión. El acero - galvanizado es una aplicación del principio de la corro - sión galvánica para proteger al acero ya que en este caso el zinc actúa como "ánodo de sacrificio" quedando el acero libre de corrosión mientras no se consume el zinc.

La corrosión intersticial es una forma localizada de corro - sión que se presenta en los lugares confinados que ofrecen un acceso restringido al medio ambiente exterior. Se de - be a las diferencias ambientales entre la interior y la ex - terior al intersticio, tales como la concentración de io - nes de oxígeno o de iones metálicos libres. También la - presencia de iones de cloro puede desarrollar este tipo de corrosión.

Se le puede apreciar a simple vista.

Es una de las formas de corrosión que más comunmente se encuentra en los puentes, sobre todo en los espacios que se forman entre las superficies de contacto de las placas de empalme que pueden llegar a tener micras de espesor, también se puede presentar a lo largo de las aberturas que se forman en las aristas de elementos armados con varios juegos de cubre placas o entre "ángulos" que se colocan " espalda con espalda" para formar los contraventeos de la estructura o entre las barras de celosía y sus componentes adjuntos, o entre "barras de ojo" cuando tienen un espaciamiento muy "cerrado".

También se puede presentar la corrosión intersticial entre elementos de acero y otros materiales como tableros de madera o losas de concreto.

Los intersticios son originados por las variaciones: en el ajuste del calibre o del alineamiento de los rodillos de laminación de placas y perfiles, en el recorte de los contornos de las placas en el proceso de fabricación o en el espaciamiento excesivo de las fijaciones que no lleguen a sellar totalmente las placas con la fuerza de la sujeción.

Los aceros cuya protección contra la corrosión es la capa pasivadora de óxido, como en el caso del acero intemperizado, son muy susceptibles a la corrosión intersticial pues la capa pasivadora se destruye muy fácilmente debido a las altas concentraciones de iones de cloro o iones de hidrógeno que pueden estar presentes en los intersticios.

Muchas veces en algunas zonas del puente se depositan materiales extraños que forman una barrera y crean un espacio intersticial donde se provoca este tipo de corrosión e inclusive estos materiales extraños al retener la humedad desarrollan además una pila galvánica.

Este fenómeno se puede observar a simple vista y se presenta en aquéllas partes del puente en que se acumulan escombros que retienen la humedad. Los escombros consisten en basura o polvo del camino, arrastrados por el viento y por el agua de lluvia que se depositan en las superficies horizontales del puente.

También pueden ser de origen local como por ejemplo polvo de carbón en zonas mineras, granos o productos derivados en zonas agrícolas, sales en donde se usen para desbaratar el hielo en las zonas frías, nidos, o excrementos de pájaros, inclusive muchos de éstos materiales aceleran la corrosión. El polvo de carbón por ejemplo provoca corrosión galvánica, el azufre forma compuestos que atacan al acero y los excrementos de los pájaros contienen ácidos que dañan el acero y a sus recubrimientos protectores.

Otra forma en que se presenta la corrosión intersticial es la que ocurre debajo de una capa de pintura. Generalmente tiene lugar en las zonas dañadas de la pintura o en donde se depositó en forma defectuosa.

Ataca las superficies entre el recubrimiento y el metal motivando el desprendimiento de la pintura. Este tipo de corrosión es observable a simple vista.

La corrosión se inicia en las partes en que la pintura sufre ocasionalmente rupturas y se manifiesta en forma de agrietamientos, de ampollas o por desprendimiento de la película de pintura. Por lo general el área afectada resulta siempre ser mayor que la que se aprecia por observación visual.

La corrosión localizada generalmente tiene un ataque por penetración en la superficie del metal, formando socavaciones profundas y estrechas. Se presenta en los lugares en

que existe heterogeneidad en las propiedades físicas o químicas del metal con respecto al resto de su superficie, como son imperfecciones de origen metalúrgico, en los puntos defectuosos de la pintura y más comunmente donde hay depósitos de material extraño. La corrosión localizada puede crear puntos de concentración de esfuerzos que llevan a la falla por agrietamiento.

Se le puede identificar visualmente, se presenta donde hay acumulación de desechos que retienen humedad como depósitos de suciedad, basura, y/o excrementos de pájaros.

También se presenta donde se raya la pintura, donde los cuerpos o piedras proyectados por los vehículos en movimiento impactan la pintura o en las imperfecciones derivadas de una aplicación descuidada de la pintura. Los depósitos de pequeñas partículas de sal que se presentan en las zonas costeras o en donde se desbarata el hielo con sal y también donde se acumulan los productos de la corrosión.

La corrosión intergranular corresponde al ataque que se presenta en las fronteras de los granos cristalinos del metal. Cuando estas fronteras se deterioran los granos se separan y el metal pierde cohesión y se desintegra. Este tipo de corrosión se puede apreciar a simple vista, pero si se requiere un diagnóstico preciso deben hacerse exámenes suplementarios.

Normalmente la corrosión intergranular suele presentarse en las juntas soldadas, ya sea del metal de aportación del metal base como un deterioro localizado debido a un abatimiento en la resistencia a la corrosión ocasionado por las alteraciones en la estructura granular de estos metales causada por el calor de la soldadura. La corrosión intergranular se presenta en forma de una banda de corrosión pa

ralela a la soldadura. Para confirmar su presencia se necesitan exámenes suplementarios.

El deterioro corrosivo de las soldaduras no es usual en los puentes que han sido soldados adecuadamente bajo condiciones de control de taller. Su ocurrencia está más bien asociada a las soldaduras de campo que se ejecutan sin control apropiado del calor. Las pinturas aplicadas sobre soldaduras de campo puede ser también de más baja calidad que la pintura de taller lo que contribuye al deterioro de la soldadura. Se presenta sobre todo en las soldaduras de aceros de pequeño espesor, de aceros inoxidables y de aceros aleados, no obstante a veces se le ha encontrado en aceros al carbón, estructurales.

La corrosión por descomposición selectiva de la aleación consiste en la disolución de alguno de los componentes de la aleación que conduce a un cambio en las propiedades mecánicas del metal. Su identificación requiere examen microscópico.

No se presenta generalmente en las estructuras propiamente de los puentes, algunas veces se le ha detectado en apoyos de bronce (aleación de cobre, zinc y estaño) en que se disuelve el zinc de la aleación.

La corrosión por fricción es provocada por el movimiento relativo de dos superficies en contacto estrecho y directo bajo la acción de una carga normal. Involucra el contacto friccionante roto entre dos superficies no lubricadas en que se han formado depósitos de óxido y en que aparte, el óxido y la suciedad, dan lugar a la abrasión de estas dos superficies.

Este tipo de corrosión no puede identificarse en forma concluyente a simple vista, se le observa en las juntas resal

tadas de los largueros, en los largueros que tienen en sus extremos placas deslizantes en contacto en que ocurren ligeros desplazamientos y también se le puede encontrar en lugares en que los componentes estructurales del puente vibran.

La corrosión bajo esfuerzo provoca el agrietamiento del metal por la acción simultánea de un esfuerzo de tensión (ya sea residual o aplicado) y de un ambiente corrosivo. La corrosión provoca en principio discontinuidades en el metal que actúan como puntos de concentración de esfuerzos - en donde posteriormente se originan agrietamientos.

Estos agrietamientos pueden ser tanto intergranulares como transgranulares, pero normalmente se presentan en dirección perpendicular al esfuerzo.

De acuerdo al tipo de acero y del ambiente agresivo la grieta puede tener una trayectoria simple o puede mostrarse ramificada. La corrosión bajo esfuerzo fragiliza los metales dúctiles. Con ayuda del microscopio se pueden percibir los productos de la corrosión en el interior de las grietas, mientras que el metal adyacente no muestra ningún signo de deterioro. Para identificarla es indispensable el examen microscópico. Se le observa en puentes localizados en condiciones ambientales adversas como los que se ubican en áreas industriales o en ambientes marinos.

Asociada a este tipo de corrosión se presenta la corrosión por fatiga originada por cargas repetidas fluctuantes en una estructura expuesta a un ambiente agresivo. El mecanismo de la corrosión por fatiga es análogo al de la corrosión bajo esfuerzo; la corrosión provoca concentraciones de esfuerzo que dan lugar a la iniciación de las grietas. Al parecer los daños se presentan solamente en la etapa de

tensión del ciclo de fatiga. También este tipo de corrosión debe verificarse mediante examen microscópico.

A continuación se presentan algunas figuras en que se muestran los lugares y las formas de ataque corrosivo típicos que ocurren en los puentes.

Efectos y evaluación de la corrosión.

Los efectos de la corrosión en los puentes de acero varían desde aquéllos que no causan problemas serios de mantenimiento hasta aquéllos que son causantes de fallas catastróficas. El efecto más conocido de este fenómeno es el del desgaste del metal que puede ser uniforme y distribuido superficialmente o puede ser en forma de picaduras superficiales profundas, agujeros o de orillas carcomidas. El desgaste del metal y la creación de zonas de concentración de esfuerzos a que dá lugar reduce la resistencia de los elementos estructurales del puente, a las solicitaciones estáticas y dinámicas y los ponen en riesgo de falla al pandeo al incrementar su esbeltez.

Cuando el desgaste de las secciones llega a ser importante se afectan también las características de distribución de carga de la estructura ya que los miembros afectados transfieren e incrementan la carga de los elementos adyacentes.

También, la corrosión puede bloquear las partes del puente que para el diseño se consideraron móviles como son los tirantes articulados, o los dispositivos de apoyo.

Estos bloqueos no previstos harán que la estructura se comporte de manera diferente a como fué diseñada y que se induzcan esfuerzos excesivos no - previstos en los elementos bloqueados y en sus componentes adyacentes.

Los productos de la corrosión acumulados en zonas confinadas pueden distorsionar o deformar algunos de los elementos estructurales del puente que a su vez dan lugar a efectos significativos en el pandeo general o en la resistencia local al pandeo de algunos elementos.

Algunas de las formas de corrosión y la corrosión por fatiga

ga resultan muy difíciles de detectar, lo cual puede conducir a una fractura inesperada de los miembros sujetos a tensión.

El objeto de la evaluación de un puente, es el de dar un criterio al ingeniero para determinar su capacidad para que soporte con seguridad la carga prevista de diseño. Si se encuentra que el puente es deficiente tendrá que tomarse una decisión para : autorizar la circulación restringida de cargas, otorgar permisos de circulación reglamentados, cerrar el puente, rehabilitar el puente, reemplazarlo o continuar los estudios más a fondo para conocer mejor sus condiciones de seguridad.

La corrosión en los puentes reduce la resistencia de los componentes y de los miembros de las estructuras lo que a su vez reduce la resistencia general de dichas estructuras y por consiguiente su capacidad de carga de servicio.

El estudio se enfoca a la evaluación de los efectos de la corrosión en la resistencia nominal de los miembros del puente y en la estructura del puente considerada como un todo.

Para facilitar la investigación sobre los efectos de la corrosión conviene tomar como parámetro de partida la resistencia de sus elementos componentes y así, se define como "factor de capacidad residual" de un elemento a la relación entre su capacidad deteriorada entre su capacidad sin deteriorar. El factor de capacidad residual, de esta manera, resulta independiente del método empleado para calcular la resistencia del elemento y del factor de seguridad considerado, lo que facilitará y hará más clara la investigación paramétrica.

Al analizar la resistencia residual de un puente deteriora

do deben identificarse también los posibles modos de falla y evaluar la condición que basada en el criterio de falla aplicable, predice los modos de falla.

En la mayoría de los casos es suficiente el análisis al nivel de los elementos, aún cuando en algunas ocasiones será preferible hacer el análisis de la estructura completa.

La corrosión puede afectar una área relativamente grande de un elemento de la estructura de un puente bajo la forma de un deterioro uniforme o bien puede tomar la forma de un deterioro localizado, limitado a una área confinada.

Es cierto, la ubicación del deterioro en un elemento tendrá muy poco o ningún efecto en la capacidad de dicho elemento. En otros casos la ubicación del daño sí puede ser significativa. Así mismo, la reducción en la capacidad de algunos de los elementos puede no tener ningún efecto en la capacidad total del puente, mientras que el deterioro de otros elementos puede tener una influencia definitiva en la capacidad total de la estructura.

Para poder evaluar estos efectos deben por lo tanto analizarse :

- 1.- Los efectos localizados del deterioro.
- 2.- Los efectos del deterioro localizado.
- 3.- Los efectos de la deterioración en el elemento en el comportamiento general de la estructura.

La deterioración localizada puede dar lugar a un incremento en los esfuerzos de trabajo, a concentraciones de esfuerzos y a una cedencia o a un pandeo lateral localizado lo cual dará por resultado una reducción en la resistencia local. Se puede presentar una redistribución local de esfuerzos lo que tendrá efectos en el comportamiento general.

del elemento. Sin embargo, una reducción local en su resistencia no significa que se alcance la misma reducción en la resistencia general del elemento. Los efectos de una deterioración localizada en el comportamiento general de un elemento depende del tipo de elemento y de la ubicación, naturaleza y tamaño del deterioro; por ejemplo, una reducción en la capacidad de momento en una trabe que se presenta en la región en que los momentos flexionantes tienen valores reducidos no es tan crítica como una reducción en su resistencia a la flexión en la zona de máximos momentos.

Un deterioro muy extendido en un elemento puede afectar el comportamiento general de la estructura del puente ya que puede modificar las características de distribución de carga en la estructura, incrementando las descargas en los elementos adyacentes y reduciendo la descarga sobre el elemento afectado. La reducción en la capacidad general del puente depende del tipo de estructura, del tipo y de la ubicación del elemento deteriorado y del grado del daño. Algunos elementos son mucho más críticos que otros, por ejemplo la reducción en la resistencia de los tirantes de la articulación de una armadura suspendida en cantiliver afectará directamente la capacidad portante de la estructura sin ninguna posibilidad de redistribuir la carga, en cambio el deterioro severo en una trabe en un claro con trabes múltiples tendrá como resultado la redistribución de las cargas antes de la falla y en general mientras más redundante sea la estructura, menor será el efecto del deterioro de un sólo elemento.

La evaluación de los efectos de deterioro en un miembro en particular y en la estructura depende del método de análisis y del criterio de evaluación que se empleen.

Todos los métodos de análisis se basan en modelos matemáticos

cos idealizados de las estructuras de los puentes y la evaluación analítica del comportamiento de los puentes generalmente es bastante conservadora.

Los resultados de las observaciones de campo en el rango elástico han puesto en evidencia que la respuesta elástica real del puente es menor que las predicciones analíticas. Las pruebas de carga hasta la falla de los puentes y la falla real de los componentes de un puente han demostrado que muy frecuentemente los puentes de soportar cargas más altas, aún después de daños severos o aún después de la falla de un miembro estructural de importancia primaria.

El incremento en capacidad de carga que normalmente no toman en cuenta los procedimientos analíticos radica principalmente en la interacción entre los diferentes componentes del puente, por ejemplo trayectorias de carga no aprovechadas y la restricción las condiciones de junta, de apoyo o las fronteras de las almas de las trabes.

Los puentes en general tienen una mayor capacidad estructural que la que establecen los métodos de análisis más comúnmente empleados.

También hay que considerar que el análisis del comportamiento estructural de un puente puede limitarse a su rango lineal elástico o puede extenderse hasta incluir el régimen elástico post-lineal de la estructura. Conforme la cedencia en un miembro localizado de una estructura pasa a la falla de dicho miembro y finalmente al colapso total del puente, existe en general todo un rango de posibles redistribuciones de esfuerzos o de cargas en la estructura. Los análisis en el rango inelástico pueden poner en evidencia estas redistribuciones de carga y cuantificar la capacidad de la estructura para resistir cargas adicionales antes de la cedencia inicial del miembro de la estructura.

Hay que tomar en cuenta, sin embargo que los métodos de análisis que toman en cuenta el comportamiento inelástico, de una estructura son bastante complejos, deben resolverse con ayuda de la computadora, generalmente están fuera del alcance del ingeniero ordinario y además en la mayoría de los casos prácticos las recomendaciones para la reparación del puente deben darse antes de que se pueda recurrir al análisis inelástico.

Por lo anterior es de recomendarse que el análisis estructural que se emplee para evaluar los efectos de la corrosión sea elástico lineal y que solamente cuando sea indispensable se recurra al análisis no-lineal. Por ejemplo en una solución de emergencia para un puente de vital importancia que requiere mantenerse en servicio hasta que pueda ser reparado, se puede emplear un análisis más refinado. En todo caso siempre se necesitará hacer primero el análisis elástico para evaluar los efectos de la corrosión sobre su seguridad en servicio y sobre su resistencia a la fatiga.

Las condiciones que genera la corrosión pueden dar lugar a varias formas de falla no necesariamente son aquéllas que controlaron el diseño original del puente. Varios criterios tienen que considerarse para valorar las condiciones de un puente afectadas por la corrosión, estos criterios son los siguientes :

- resistencia
- deformación
- estabilidad
- fatiga
- fractura
- redundancia
- importancia del elemento o detalle para la seguridad de la estructura.

Para cada condición debe identificarse el criterio correspondiente. Resultaría muy provechoso referir estos criterios al criterio original de diseño del puente.

La resistencia residual de un elemento dañado por la corrosión se puede determinar empleando el criterio de la "carga de servicio" o el criterio del "factor de carga".

Para definir el estado límite de una estructura o de alguno de sus elementos con el criterio de la "carga de servicio" o de los "esfuerzos permisibles" se toma como base el que se rebase la primera cedencia del material. La seguridad se controla limitando los esfuerzos a valores permisibles, que están por abajo del límite elástico del acero, lo cual facilita el empleo del método de análisis lineal-elástico. En ciertos casos el criterio de la "carga de servicio". En algunos casos el criterio de "carga de servicio", reconoce la posibilidad de que la cedencia debida a concentraciones de esfuerzos o a esfuerzos residuales puede tener lugar a niveles de "cargas de servicio" sin que den lugar a un flujo plástico irrestricto y falla de la sección.

Por ejemplo en los elementos cargados axialmente, se supone una distribución uniforme de esfuerzos a pesar de la posible existencia de agujeros de pernos o de remaches, de esfuerzos residuales u otro tipo de concentración de esfuerzos. El criterio de "carga de servicio" ha sido empleado para el diseño de la mayoría de los puentes existentes de acero y hasta la fecha es el criterio más común para el diseño y la evaluación de las estructuras.

Aún cuando se emplee el criterio de "factor de carga", el criterio de "carga de servicio" debe emplearse tanto para la evaluación de la calidad del servicio como de la fatiga y de la fractura.

El criterio del "factor de carga" toma como "estado límite" de un elemento estructural su "resistencia última". La seguridad se garantiza restringiendo la carga a un valor inferior a aquel que produciría la falla del elemento o el colapso de la estructura. El criterio del "factor de carga" debe encontrar reservas de resistencia más allá de la "primera cedencia" que puede presentarse a partir de una redistribución de esfuerzos. En la práctica ordinaria se emplea el método de análisis lineal elástico para determinar las cargas que actúan en un elemento y después se emplea un criterio de resistencia al nivel del elemento.

Los criterios basados en la resistencia, son cada vez más aceptados para el diseño y para la evaluación de puentes, incluyendo el método del "factor de carga" de las especificaciones AASHTO y hay cada vez mayor tendencia al uso del criterio con bases probabilísticas de factor de "carga y resistencia".

El método de "factor de carga" especifica factores de carga para los diferentes tipos de carga que se pueden presentar mientras que el método del factor de "carga y resistencia" establece la base para definir factores de carga y factores de resistencia. En muchos casos el criterio de "factor de carga y resistencia" dará como resultado una mayor capacidad para el elemento estructural.

En general se recomienda el criterio de "carga de servicio" para la evaluación inicial de los efectos de la corrosión. Este criterio es congruente con el diseño de la mayor parte de los puentes existentes y también se necesita emplear para las evaluaciones de fatiga, fractura y calidad de servicio; si los resultados no son concluyentes, se puede emplear el criterio de "factor de carga" que puede poner en evidencia algunas reservas adicionales de resistencia.

El criterio de deformación se relaciona principalmente con la calidad de servicio de la estructura. La pérdida de material debida a la corrosión puede abatir la rigidez de la estructura lo que puede dar lugar a flexiones y deformaciones inaceptables. También, cuando la deformación alcanza el rango inelástico se puede afectar la resistencia de la estructura.

El método de análisis que se emplea para verificar las deformaciones es el del criterio de carga de servicio en el rango elástico. La corrosión puede reducir la rigidez de los elementos y dar por resultado una deformación incrementada.

Dentro del criterio de estabilidad debe incluirse: la inestabilidad local, la inestabilidad del elemento y la inestabilidad estructural; también hay que considerar que la inestabilidad puede presentarse tanto en el rango elástico como en el rango plástico. En muchos casos el criterio de "inestabilidad" es el que controla el diseño de un elemento o de toda la estructura para lo cual se requiere modificar los esfuerzos permisibles en el caso de que se esté aplicando el criterio de "carga de servicio" para el análisis estructural o modificando el criterio de resistencia última. Debe tomarse en cuenta que la corrosión puede inducir excentricidades al mismo tiempo que reduce las propiedades de la sección como son el momento de inercia y el radio de giro reduciendo la resistencia al pandeo local o general de la estructura.

El criterio de fatiga se refiere al comportamiento de la estructura bajo el efecto de cargas repetidas, y debe asegurarse que no se desarrollarán grietas de fatiga durante la vida útil prevista para la estructura. Generalmente las grietas de fatiga se inician en las regiones de máximo esfuerzo de tensión y en los lugares de máxima concentración

de esfuerzos como son los agujeros, las entalladuras o cualesquiera otras imperfecciones o discontinuidades.

La técnica que se emplea para verificar el criterio de fatiga es mediante el enfoque de la "carga de servicio", utilizando un método elástico de análisis.

Algunas de las condiciones creadas por el deterioro de la corrosión afectan la resistencia a la fatiga de la estructura, la corrosión uniforme, por ejemplo, afecta la rugosidad superficial del elemento que tiene como resultado el desarrollo de puntos localizados de concentración de esfuerzos en dicha superficie. La corrosión localizada puede originar, excentricidades, agujeros y otras discontinuidades singulares que dan lugar a una reducción en la resistencia a la fatiga. La corrosión por fatiga que se presenta cuando la estructura se encuentra expuesta a un medio ambiente corrosivo, también reduce la resistencia a la fatiga.

La corrosión por fricción (" frettage ") puede originar agrietamientos que afectarán desfavorablemente el comportamiento a la fatiga de la estructura.

Se puede decir en general que el efecto de la corrosión en un elemento depende de sus condiciones originales, así dicho efecto será más significativo en un elemento laminado, que un elemento con detalles que lo hagan vulnerable a la fatiga como por ejemplo, soldaduras o agujeros de remaches.

El criterio de fractura se refiere a la posibilidad de que un elemento estructural se fracture y a que las fracturas sean dúctiles o frágiles.

Las fracturas frágiles ocurren sin una cedencia previa del material mientras que las fracturas dúctiles siempre son

precedidas por una deformación plástica local. Algunas condiciones de servicio tales como: temperaturas bajas, cargas de impacto en los elementos con serveras discontinuidades y fuertes restricciones que bloquean la capacidad de cedencia local, afectan bastante la susceptibilidad del material a la fractura frágil.

En las discontinuidades que alcanzan un tamaño crítico, como resultado de la fatiga o de la corrosión bajo esfuerzo, también se presentan fracturas. El criterio de fractura, se basa también en las condiciones de "carga de servicio".

La fractura de un elemento crítico puede causar el colapso del puente sin ninguna indicación previa, por lo que debe darse especial atención a la fractura de estos elementos críticos cuando estén afectados por la corrosión.

El criterio de la redundancia de una estructura considera, que la falla de un simple elemento, no conducirá necesariamente a un colapso total. La redundancia se refiere a la capacidad de una estructura para redistribuir las cargas, después de la falla de uno o más de sus componentes. La evaluación de la redundancia estructural requiere de la comprensión clara del comportamiento de la estructura y de la importancia del elemento deteriorado. Cada vez es más aceptado el criterio de redundancia para el diseño de nuevos puentes y para la evaluación de los puentes ya existentes. Los efectos de la corrosión en una estructura de puente que sea muy redundante serán mucho menos peligrosos que en una estructura con escasa redundancia. Muchos de los puentes en servicio resultaron, sin que esa fuera la intención del diseñador, redundantes. En la práctica, ha habido muchos puentes en que la falla de un elemento o de alguna conexión, aún cuando se consideraron críticos en el diseño original, no produjeron el colapso de la estructura. Ha habido casos también, en que en el cordón inferior de

una armadura formado por dos secciones canal, una de las secciones canal ha fallado y la armadura continuó soportando las cargas muertas y vivas.

En otros casos ha fallado toda la cuerda inferior de una armadura y el sistema de piso continuó soportando la carga. Se cita así mismo que en un puente continuo cuya superestructura consistía en dos traveses de acero, falló una de estas traveses pero el puente no se colapsó. Sin embargo, en otros casos la falla únicamente del montante extremo de una armadura o una conexión como el tirante de un perno o la junta de una "barra de ojo" han sido causa de colapso de las estructuras.

Hasta la fecha el enfoque de la redundancia ha tenido más un carácter cualitativo que cuantitativo. Se suele considerar la redundancia bajo tres aspectos: redundancia en el flujo de las cargas, redundancia estructural y redundancia interna. La redundancia en el flujo de las cargas se refiere al caso en que existan elementos estructurales que sean capaces de soportar el flujo de carga correspondiente a algún elemento deteriorado o dañado, por ejemplo un puente cuya superestructura consiste en tres o más traveses, se define como "redundante para el flujo de la carga".

Un elemento estructuralmente redundante tiene continuidad dentro del flujo de la carga. Por ejemplo una trabe continua o una estructura estáticamente indeterminada puede definirse como "estructuralmente redundante". Un elemento con "redundancia interna" está constituido por varios elementos independientes de tal modo que la falla de uno de los elementos no dé lugar a la falla de los otros elementos. Por ejemplo puede considerarse que una trabe armada remachada tiene "redundancia interna" mientras que no se puede decir lo mismo para una trabe armada de placas soldadas. Los elementos soldados no son independientes y

una grieta que se desarrolle en uno de los elementos puede extenderse hasta los otros elementos.

La calidad crítica de un elemento o de un detalle de la estructura de un puente está referida a las consecuencias de la falla de dicho elementos o detalle. En algunos casos la falla de un elemento tiene un efecto muy insignificante en la integridad estructural del puente mientras que en otros casos puede ser la causa de un colapso súbito. La calidad crítica del elemento de un puente está determinada por los siguientes tres factores: localización y función, redundancia y modo de falla. No todos los elementos de un puente controlan su capacidad de soporte de las cargas, por ejemplo en una armadura tipo Warren de paso a través, los postes proporcionan soporte a la cuerda superior pero en realidad no soportan en forma básica ninguna "carga viva" ni ninguna "carga muerta". Sin embargo, los miembros de la cuerda superior y los de la inferior transmiten directamente las fuerzas de compresión y de tensión inducidas por las cargas "muertas" y "vivas".

La importancia de los miembros del alma de la armadura, montantes y diagonales crece a partir del centro del claro hacia los apoyos.

No todos los elementos de un puente que controlan su capacidad de soportar cargas tienen la misma importancia crítica. Si un elemento existe en forma altamente redundante, (constituido por varios componentes paralelos) y no es indispensable para la estabilidad, estará capacitado para resistir la falla de alguno de los componentes sin consecuencias serias, por el contrario el daño en un elemento que no sea estructural o internamente redundante puede dar lugar al colapso de una estructura que sólo tenga una trayectoria para el flujo de las cargas.

La probabilidad del modo de falla de un elemento afecta también su calidad crítica. El deterioro lento de un elemento que trabaje a la flexión no es tan crítico como la falla súbita por fractura de un elemento que esté trabajando a la tensión o la falla súbita por inestabilidad de un elemento trabajando a compresión.

Así los miembros más críticos en la estructura de un puente son los elementos no-redundantes que contralan la capacidad de la estructura para soportar la carga y cuya falla se espere que provoque un colapso súbito del puente, incluyendo miembros a tensión definidos como miembros críticos a la fractura y miembros en compresión que puedan fallar por inestabilidad. Estos miembros deben ser sujetos a una rigurosa evaluación.

El desarrollo de los métodos de análisis, la investigación continuada en relación con los puentes y la experiencia acumulada a través de los años han dado lugar a cambios en los criterios para el diseño de puentes. Es recomendable que para evaluar los efectos de la corrosión en un puente en servicio, se empleen los mismo criterios originales con que fué diseñado. En la mayor parte de los casos, se va a encontrar, que el criterio original de diseño para evaluar la resistencia del puente es bastante conservador. El criterio de evaluación que se emplee en relación con los efectos de la corrosión puede relacionarse con el criterio original mediante un factor de código CF, que se define como el cociente de la capacidad del elemento calculado con base en el criterio presente, criterio entre la capacidad, de dicho elemento con base en el criterio original. Cuando el "factor de código", CF, de un elemento resulte mayor que 1.0 se puede decir que el elemento tiene una capacidad en exceso de aquella que se consideró en el diseño original.

Quando se tomen en cuenta los cambios en el criterio de di

seño que han ocurrido a través de los años en relación con la resistencia del elemento, también deben tomarse en cuenta los cambios que ha tenido lugar en las características de las cargas vivas, si es que la evaluación se está haciendo con base en la capacidad de carga.

Los factores de seguridad que se empleen afectan la evaluación de la capacidad residual y la capacidad remanente para soportar la carga de un puente. Tienen poco efecto en la evaluación de los factores residuales de capacidad. Cuando se calculan los factores residuales de capacidad, los mismos factores de seguridad aparecen en el numerador, y en el denominador y en la mayoría de los casos se cancelan.

En el enfoque de "carga de servicio" los factores de seguridad están incluidos en los esfuerzos permisibles especificados por las AASHTO. En el enfoque de "factor de carga", los factores de seguridad en los factores de reducción de carga y capacidad y toman en cuenta las incertidumbres en la cuantificación de las cargas y de la respuesta estructural.

La capacidad última de la sección transversal tiene que suponerse la resistencia de los elementos. En el enfoque de "carga y resistencia" los factores de seguridad se incluyen bajo la forma de factores de carga y factores de resistencia y son establecidos probabilísticamente debido a las incertidumbres que hay tanto en las cargas como en la resistencia estructural.

La concentración de esfuerzos es la localización de altos esfuerzos en la vecindad de un agujero, entalladura, pozo, muesca o cualquier otra discontinuidad. Algunas de las condiciones creadas por la corrosión pueden dar por resultado concentraciones de esfuerzos.

Las concentraciones de esfuerzos se cuantifican mediante factores pudiendo identificarse tres tipos: factores elásticos de concentración de esfuerzos, factores efectivos de concentración de esfuerzos y factores de fatiga de concentración de esfuerzos.

El factor elástico o teórico de concentración de esfuerzos es el cociente de dividir el máximo esfuerzo local entre el esfuerzo promedio calculado con base en la sección neta y suponiendo un comportamiento elástico lineal del material. En la mayor parte de los casos, sin embargo, el acero se comporta de manera dúctil y tiene una cedencia por efecto de la concentración de esfuerzos. La cedencia plástica y la redistribución de esfuerzos resultante, que aún puede presentarse en materiales relativamente frágiles hace que el efecto de la concentración de esfuerzos en la resistencia del material sea menor que la que podría esperarse si se consideran esfuerzos elásticos únicamente. El significado práctico de la concentración de esfuerzos dependerá de factores tales como el tipo del metal y el tipo de carga.

Cuando las cargas sobrepasan el límite de cedencia el empleo del factor teórico resulta inapropiado y tiene el "factor efectivo de concentración de esfuerzos" que toma en cuenta la cedencia plástica y la redistribución de esfuerzos.

Este factor tiende a la unidad conforme aumenta la intensidad de la carga y toda la sección entra en el rango plástico.

La concentración de esfuerzos en materiales dúctiles no reduce su resistencia estática pero si pueden afectar otras características como son la deformación, la estabilidad y/o la fatiga. Debe tenerse presente que en general el ace

ro estructural empleado en la construcción de puentes tiene muy buena ductilidad.

En el caso de materiales frágiles bajo cargas estáticas solamente se alcanza una cedencia muy limitada y el factor efectivo de concentración de esfuerzos tiende al factor teórico o elástico.

En algunos casos como cuando se tiene el efecto del impacto, de la baja temperatura o cuando se tienen fuertes restricciones como las que se pueden presentar en las placas gruesas, los materiales dúctiles llegan a portarse como si fueran frágiles en presencia de entalladuras muy severas. Estos casos deben evaluarse con el método de análisis de la "mecánica de fracturas". En los casos prácticos, sin embargo, la corrosión no llega a producir dichas entalladuras muy severas.

El efecto de la concentración de esfuerzos en la resistencia a la fatiga se cuantifica empleando un "factor de concentración de esfuerzos de fatiga" o factor de entalladura de fatiga, este factor es el cociente de dividir el valor de la resistencia a la fatiga sin concentración de esfuerzos entre la resistencia a la fatiga con dicha concentración de esfuerzos. Su valor puede variar con el tipo de material, el tamaño del elemento así como con el número de ciclos de carga aplicados.

Vale la pena hacer notar que para la evaluación de este factor existen muchas limitaciones y que no puede aplicarse con confianza en todas las situaciones. La forma más confiable de determinarlo es mediante ensayos de fatiga en probetas de tamaño real y en condiciones reales.

En el caso de discontinuidades y agujeros originados por la corrosión resulta difícil establecer el valor del factor.

El procedimiento sugerido para evaluar los efectos de la corrosión comprende tres etapas :

ETAPA 1.- Pasos preparatorios que el ingeniero a cargo de la evaluación debe dar antes de la inspección de campo. El objeto de estos pasos es incrementar la efectividad de la inspección. Incluyen la obtención de los datos referentes al puente, la comprensión del comportamiento de la estructura y la coordinación con el inspector del propósito, de la inspección y del tipo de información que se requiere obtener de dicha inspección.

ETAPA 2.- Evaluación cualitativa de los efectos de la corrosión. Identificación del aspecto crítico de las condiciones creadas por la corrosión y de la urgencia de las acciones correctivas requeridas. Debe proporcionar una rápida evaluación inicial de las condiciones del puente e identificar los detalles de los elementos que deberán ser examinados más detalladamente en una evaluación cuantitativa.

ETAPA 3.- Evaluación cuantitativa de gabinete para determinar la capacidad residual del puente deteriorado.

Para mantener el esfuerzo de análisis equilibrado se recomienda hacer esta evaluación en dos niveles. Si por ejemplo, un procedimiento simple de análisis aproximado puede dar una clara indicación de las condiciones de un puente y permite determinar si es o no necesaria una reparación, no se requerirá hacer un análisis más exacto y costoso.

Como cada caso de corrosión puede tener diferentes efectos, no se puede dar un criterio definido respecto a lo que se debe involucrar uno o en otro de los niveles de análisis de gabinete.

En general se recomienda que para una evaluación inicial se aplique un enfoque filosófico similar al que se empleó en el diseño original; éste puede incluir por ejemplo, un análisis elástico con cargas de servicio. Empleando un enfoque congruente con el diseño original, los efectos de la corrosión pueden ser referidos a la capacidad prevista para el puente de acuerdo con el criterio de diseño original. Cuando se pretenda establecer si el puente es aceptable con las normas más recientes, deben tomarse en cuenta los cambios que se han producido en los criterios de diseño y en las cargas de servicio.

Para una evaluación más precisa, puede emplearse una filosofía de diseño diferente, por ejemplo un análisis tri-dimensional, lineal o no-lineal, con el criterio de resistencia última para determinar la resistencia del puente, si no fué tomada en cuenta en el diseño original del puente.

El fenómeno de la fatiga en los puentes de acero :

La resistencia a la fatiga es una característica particularmente importante de los puentes de estructura metálica, que para mantenerse dentro de los límites de la seguridad requiere de un conocimiento y una experiencia amplios del fenómeno incluyendo su cálculo y el ensaye experimental en prototipos en tamaño natural.

La evaluación de los efectos de la fatiga se hace bajo diferentes enfoques :

- esfuerzos nominales
- esfuerzos estructurales
- esfuerzos en entalladuras
- seguridad determinada mediante análisis de fracturas.
- carga límite determinada por medio de ensaye experimental.

Para cada uno de estos enfoques, se dispone de algunos datos conocidos con certeza, pero otros tienen que ser estimados como son los parámetros del material, las condiciones de la carga y la geometría y los defectos característicos de las juntas soldadas.

Ante la ocurrencia de cargas cíclicas (repetidas frecuentes), variables con el tiempo, se presentan deformaciones plásticas en los materiales a nivel micro y macroscópico que disminuyen su capacidad posterior para soportar esfuerzos e inician la aparición de agrietamientos. Las grietas, microscópicas primero, se propagan y crecen después llevando finalmente al material a una fractura brusca. La fatiga es el inicio y la propagación del agrietamiento en la cual la fase que comprende la propagación del agrietamiento, medida en ciclos, corresponde a la mayor parte de

la vida del material. En este fenómeno son determinantes las entalladuras microscópicas y macroscópicas con sus concentraciones de esfuerzos y los cambios de sección con sus incrementos más extendido de esfuerzos estructurales. Las influencias superficiales y ambientales (rugosidad de las superficies, corrosión y temperatura), tienen también un efecto particularmente importante. Así mismo influyen en el proceso, dentro de una gran variedad de combinaciones, otros parámetros como son el diseño, el tipo de material y la manufactura.

La fatiga es por lo tanto un problema multiparamétrico, lo cual explica porqué los valores de resistencias que se obtienen a través de diferentes series de ensaye y de diferentes laboratorios son tan dispersos, por lo que prácticamente no se pueda hacer la predicción cuantitativa de estos valores indispensables para los técnicos en el diseño y en el mantenimiento de las estructuras. Las predicciones de las resistencias de servicio a la fatiga llevadas a cabo en la ingeniería con base en datos y teorías previamente publicados, sin efectuar ensayos directos de fatiga en condiciones de servicio son dudosas y propensas a error, aunque en casos particulares pueden mejorarse mediante métodos de ensaye bien planeados aplicados a los elementos afectados con la precisión usual en las ciencias mecánicas.

La predicción generalizada con su incertidumbre cuantitativa solamente puede tomarse como un indicador para elegir la acción técnica apropiada en lo que respecta al dimensionamiento, el diseño, la manufactura y la operación de las estructuras metálicas.

Desde el punto de vista de la física de los metales el fenómeno de la fatiga resulta también extremadamente complicado.

El efecto de grupos de dislocaciones apiladas que define las características de la resistencia estática, no explica la fractura de fatiga que como se sabe se presenta para valores bastante inferiores al de la resistencia a la tensión. Sin embargo, la formación y el movimiento de las dislocaciones son esenciales en la fractura por fatiga ya que las primeras microgrietas se observan en la superficie de las bandas de deslizamiento. Estas microgrietas se pueden remover con mordentes químicos e incrementar la resistencia a la fatiga considerablemente, pero si no se eliminan se combinan para formar macrogrietas cuando se somete el espécimen a nuevos ciclos de carga.

El crecimiento subsecuente de las grietas, que primero es estable, se explica como el resultado de procesos de deslizamiento en la punta de dichas grietas, que ocurre en diferentes planos durante los ciclos de carga y descarga.

El ensaye básico de resistencia a la fatiga es el ensaye de carga cíclica introducido por Wohler (1819-1914) en el que un espécimen, liso o con muescas, o el elemento mismo, se sujeta a una carga repetida periódicamente, generalmente en forma senoidal, de amplitud constante (tensión, presión, flexión o torsión). El número de ciclos, N , que soporta el espécimen hasta la iniciación del agrietamiento o hasta la fractura total se grafica con respecto a la carga o a la amplitud de los esfuerzos y se le llama "curva S-N". La amplitud de esfuerzos que puede ser soportada durante cualquier lapso de tiempo sin que ocurra la fractura o "límite de endurancia" se designa como "resistencia a la fatiga", para vida infinita, la cual se considera entre 2×10^6 y 10^9 ciclos. Cualquier espécimen que se fracture antes, cuando se someta a una mayor amplitud de esfuerzos, presentará el ciclo alto o el ciclo bajo de resistencia a la fatiga para vida finita, el ciclo bajo se considera para más de 10^3 ciclos, que en el límite tiende a la resistencia es

tática para 0.5 ciclos. Dependiendo en la magnitud de la carga media estática, se pueden obtener diferentes "curvas S-N". Las más importantes son las curvas para carga media estática igual a cero conocida como "resistencia a la fatiga bajo carga pulsante". En el rango de resistencia a la fatiga de bajo ciclaje resulta más adecuado el efectuar ensayos cíclicos con limitación de desplazamientos o de deformaciones que de cargas o de esfuerzos. En vez de graficar las curvas con las cargas o los esfuerzos soportados se grafican los desplazamientos o las deformaciones con el número de ciclos alcanzados antes de la iniciación de los agrietamientos.

El ensaye de Wohler a amplitud constante no es adecuado para representar las condiciones reales en que la sucesión de cargas con amplitud variable es predominante y en que frecuentemente hay procesos no periódicos. Como alternativa se ha diseñado una prueba con amplitud aleatoria en la que se aplica una sucesión estrictamente aleatoria de carga, con amplitud y contenido de frecuencia en rango fijo, hasta la iniciación de los agrietamientos o hasta que se alcance la fractura, sin embargo los resultados de estas pruebas son aún menos adecuados para la generalización como puede deducirse de la condición de amplitud y contenido de frecuencia en rango fijo y por el hecho de que en la práctica las cargas son con mucha frecuencia no periódicas, y además de que no son estrictamente aleatorias. Se tiene una ayuda adicional efectuando ensayos de fatiga con amplitudes en bloques escalnados o con ensayos que involucren la historia de las cargas.

El diagrama cíclico de esfuerzo-deformación de un espécimen liso ha mostrado ser una base importante para la descripción macroscópica de los procesos de fatiga. Los puntos extremos de los diagramas estacionarios de histeresis, que se desarrollan parcialmente en el proceso de ablanda-

miento y parcialmente en el de endurecimiento del metal después de un número considerable de ciclos, aproximadamente el 10% de los que se requieren para alcanzar la iniciación del agrietamiento, en un ensaye de fatiga entre límites establecidos de carga o de desplazamiento, define el diagrama de esfuerzo-deformación cíclico que puede servir de calibración para un análisis de esfuerzos, deformación, y daño en las raíces de las entalladuras sujetas a carga cíclica.

Los estudios de fatiga comprenden el análisis del daño en los materiales, la iniciación y la propagación de agrietamientos por el efecto de cargas de amplitud variable que se repiten frecuentemente. La sucesión de cargas puede ser determinada, periódica o no-periódica, y también aleatoria. Puede oscilar con respecto a un esfuerzo estático medio, m.

La resistencia a la fatiga de un elemento es su capacidad, para soportar cargas sin iniciación ni propagación de agrietamientos expresada con relación al nivel del rango de esfuerzos y del número de ciclos de carga soportados.

La resistencia a la fatiga para vida infinita es la amplitud de esfuerzos que puede soportar un espécimen sin limitación de ciclos para un determinado esfuerzo estático medio o para un determinado límite superior de esfuerzos. La resistencia a la fatiga para vida finita (resistencia a la fatiga de ciclos altos o bajos) es el valor más alto de amplitud de esfuerzos soportado por un número limitado de ciclos para un esfuerzo estático medio preestablecido o para un límite superior de esfuerzos correspondiente.

Así la resistencia a la fatiga para vida infinita depende sólo del esfuerzo estático medio, en el caso de la resistencia a la fatiga para vida finita debe incluirse además

la consideración de su dependencia del número de ciclos N . La resistencia a la fatiga bajo carga alternante se caracteriza por tener el esfuerzo estático medio igual a cero. La resistencia a la fatiga bajo carga pulsante se caracteriza por tener el límite del esfuerzo inferior igual a cero. La amplitud de esfuerzos es constante en los ensayos de fatiga de un sólo nivel en un ensayo a niveles múltiples cambio por pasos de una manera predeterminada. En un ensayo de fatiga de servicio simulado se aplica una sucesión de cargas semejante a una condición operacional de la estructura, es decir completa o parcialmente aleatoria, para definir una resistencia de servicio a la fatiga.

Si se considera la resistencia cíclica como la resistencia a la fatiga de un espécimen sujeto a un ensayo con esfuerzos de amplitud constante igual que en el ensayo de Wohler, la resistencia a la fatiga para vida infinita, con un número a la fractura de $N = 2 \times 10^6$ para aceros de baja aleación determinada con especímenes lisos, sin entalladuras, bajo carga de fatiga axial o de flexión alternante depende de su resistencia estática a la tensión σ_u y tiene valores aproximados que varían entre $AO 0.4 - 0.6 \sigma_u$; $0.6 - 0.8 \sigma_u$ para los aceros. El cociente de la resistencia a la fatiga bajo carga alternante con respecto al esfuerzo de cedencia es relativamente más alto. En el caso de los aceros también es posible referir la resistencia a la fatiga bajo carga alternante, proporcionalmente a la dureza.

Los valores precisos de estas relaciones dependen de la composición química del acero (contenidos de la aleación, pureza de los componentes) y de los procesos de manufactura (fundido, vaciado, trabajo en frío o en caliente del material, tratamiento térmico, etc.). La condición de la superficie tiene una influencia considerable en la resistencia a la fatiga porque el daño de fatiga generalmente em-

pieza en la superficie. La resistencia a la fatiga se reduce en función de la rugosidad de la superficie en mayor proporción a mayor profundidad de dicha rugosidad.

El acabado con que salen los elementos metálicos del proceso de laminación reduce aún más la fatiga que el acabado burdo a máquina debido a un mayor grado de rugosidad y a una dañina descarbonización de las superficies. El ambiente corrosivo reduce también considerablemente la resistencia a la fatiga. En el caso de los aceros no-aleados, la resistencia a la fatiga se reduce en una tercera parte en un ambiente húmedo y en dos terceras partes en un ambiente marino de agua salada. Por otra parte el endurecimiento de la superficie combinado con esfuerzos residuales de compresión tiene el efecto de incrementar bastante la resistencia. La resistencia a la fatiga de especímenes pequeños es un tanto diferente de la de los especímenes grandes debido tal vez sólo a las dimensiones (influencia geométrica del tamaño) o también quizás por un cambio en el tamaño del grano, la resistencia a la cedencia y a las propiedades superficiales (influencia metalúrgica del tamaño).

La resistencia a la fatiga se reduce cuando se tiene un esfuerzo medio estático de tensión (presfuerzo de tensión).

La resistencia a la fatiga en el rango de compresión puede sin embargo, incrementarse considerablemente comparado con la que se tiene en el rango de tensión.

La presencia de entalladuras en un espécimen o en un elemento estructural tiene una influencia negativa en su resistencia a la fatiga. La concentración de esfuerzos en la raíz de las entalladuras es prácticamente inevitable durante la carga de fatiga. En el caso de entalladuras agudas y grietas, se presenta un efecto de soporte elástico

(efecto de soporte microestructural) en la resistencia a la fatiga para el rango de vida infinita que limita el efecto de la concentración de esfuerzos de entalladura, el cual es particularmente elevado. En el rango de fatiga para vida finita se tiene un efecto adicional de soporte como resultado de la deformación plástica en la raíz de la entalladura (efecto macroestructural de soporte). Como se ve no solamente es el esfuerzo el que causa la fractura de fatiga sino también la deformación plástica en la raíz de la entalladura.

Como la condición de entalladura tiene una influencia tan notable en la resistencia a la fatiga y como la grieta de fatiga se inicia en la raíz de la entalladura, el endurecimiento de la superficie, la generación de esfuerzos de compresión residuales en la superficie y el recubrimiento de la superficie son medidas que incrementan considerablemente la resistencia a la fatiga de las entalladuras.

Por lo que toca a las juntas soldadas, la resistencia a la fatiga se determina principalmente por :

- los procesos de iniciación de agrietamiento que dependen de los esfuerzos locales de entalladura en las orillas y en la raíz de la soldadura.
- los procesos de propagación de los agrietamientos que dependen del factor local de intensidad de esfuerzos de las grietas, incluyendo los efectos de entalladura.

El efecto de entalladura en la orilla y en la raíz de las soldaduras corresponde a una zona localizada en que el material es muy heterogéneo.

En esta zona, se junta una mezcla de material formado por

el material fundido del electrodo y del metal base que hace contacto con el material base sin fundir, lo que dá como resultado el enfriamiento particularmente acelerado de esta zona; después de efectuar la soldadura, se presentan finos poros de gas, inducciones de escorias, defectos de fusión incompleta y socavaciones que aunque no se consideran en la práctica como defectos de soldadura pueden, no obstante, acelerar los procesos de iniciación y propagación de agrietamientos por efecto de los esfuerzos relativamente altos que se provocan en las entalladuras.

Los valores máximos de esfuerzos de entalladura y los factores de intensidad de esfuerzo de agrietamiento que determinan la resistencia a la fatiga del componente estructural, para propósitos prácticos, (considerando que son proporcionales a los esfuerzos básicos) se suponen dependientes del esfuerzo nominal del metal base adyacente, y menos dependiente en el esfuerzo nominal en el cordón de soldadura o en el diámetro mismo de la soldadura de tapón que controlan el diseño en el caso de cargas estáticas. En general, la resistencia a la fatiga no es proporcional al espesor del cordón de soldadura o al diámetro de los tapones de soldadura, el diseño y el dimensionamiento de la estructura se basa en considerar que las fracturas por fatiga se presentarán en el metal base y no en la sección transversal del cordón o del tapón.

La mayor parte de las fracturas de fatiga que aparecen en los cordones o en los tapones en realidad pasan primero a través del metal base o de la zona afectada por el calentamiento. El esfuerzo nominal en el material base se conoce, aún para las juntas que transmiten carga directamente, que no es el caso para el esfuerzo nominal en el cordón o en el tapón. La resistencia a la fatiga de juntas soldadas y estructuras, partiendo del hecho de la influencia dominante del máximo esfuerzo localizado puede manejarse en

cuatro niveles diferentes :

- valoración del esfuerzo nominal.
- valoración del esfuerzo estructural.
- valoración del esfuerzo de entalladuras.
- valoración de la seguridad con base en la mecánica de fracturas.

Estas valoraciones deben complementarse parcialmente unas a otras y deben llevar al mismo resultado final independiente una de otra.

En el enfoque del esfuerzo nominal, se demuestra por cálculo simple que el esfuerzo nominal, en la sección transversal del metal base que transmite la carga obtenida dividiendo la fuerza axial entre el área de dicha sección transversal, o los momentos flexionantes o torsionantes entre los módulos de sección correspondientes, es menor que el esfuerzo nominal resistente a la fractura por fatiga. El esfuerzo nominal resistente o permisible se establece hasta donde se conoce o se ha investigado a la fecha como un resumen gráfico o tubular en las especificaciones, en función de la geometría de la junta, del tipo de soldadura, del tipo de carga y de las condiciones de manufactura: tipo de acabado, defectos de contenido, etc. El enfoque del esfuerzo nominal ha sido introducido y reconocido a nivel mundial.

En el enfoque de valoración del esfuerzo estructural la distribución heterogénea de esfuerzos en la estructura soldada sujeta a la acción de cargas externas sin considerar el efecto de entalladuras, se determina, adicionalmente a los esfuerzos nominales ya sea con base en las teorías de la ingeniería de estructuras: teoría de las vigas, de los marcos, de las placas, y de los cascarones involucrando en la mayoría de los casos el análisis de modelos de elemento fi

nito, o bien por ensaye, involucrando la medición de esfuerzos, en este último caso con el problema ocasional de cerciorarse de excluir el esfuerzo de entalladura en las soldaduras. En casi todos los casos prácticos se encuentran pequeñas desviaciones de los esfuerzos estructurales con respecto a los esfuerzos nominales. Los análisis de esfuerzos de entalladura que se llevan a cabo adicionalmente, pueden hacerse a partir de los esfuerzos estructurales. Los valores permisibles máximos pueden establecerse para determinadas clases de componentes estructurales o la resistencia a la fatiga de una junta a tope simple o de filete sujetas a una carga axial alternante puede establecerse como una aproximación de una resistencia estructural local. En general el método del elemento finito ha ayudado mucho a que la aplicación del enfoque de valoración de esfuerzos estructurales sea aceptado y cada vez está recibiendo mayor aceptación.

En el enfoque de esfuerzos de entalladura la concentración de esfuerzos en la entalladura se determina para las orillas de la soldadura y hasta donde sea posible para su raíz, adicionalmente a los esfuerzos nominales y estructurales. La concentración de esfuerzos se determina ya sea por medición por medio de deformímetros (strain gage) colocados en las orillas de la soldadura o por medio de modelos fotoelásticos planos o bien mediante cálculo por el método del elemento finito o bien por el método de elementos de frontera. Por economía básicamente los cálculos se restringen a modelos seccionales planos pero que se pueden transportar aproximadamente a modelos en tres dimensiones.

Partiendo de los esfuerzos de frontera en las orillas de las soldaduras de costura de la estructura global (esfuerzos estructurales) se determinan los esfuerzos de entalladura de la estructura local, "la junta". Se consideran los esfuerzos permisibles de entalladura iguales a los va-

lores de resistencia a la fatiga determinados mediante ensaye en especímenes lisos elaborados del material base homogéneo. Sin embargo los esfuerzos máximos de entalladura deben de ser reducidos por el efecto de soporte de la entalladura. También se determinan directamente para los aceros estructurales las amplitudes permisibles de deformación de la entalladura en las orillas heterogéneas de las soldaduras. En el caso de ensaye con sucesiones de cargas de servicio de amplitud variable que está más próximo a la realidad, deberá llevarse a cabo un análisis más sofisticado de esfuerzo deformación y daño para la raíz de la entalladura.

Este enfoque que ha tenido éxito con los componentes estructurales no soldados, hasta ahora sólo ha sido realizado en casos excepcionales en estructuras soldadas.

En el enfoque de la mecánica de fracturas, se evalúan las inevitables grietas y defectos con base en el factor de intensidad de esfuerzos, en la punta de dichas grietas. La holgura en una junta con doble filete también puede ser valorada directamente como una macrogrieta, alternativamente al análisis de esfuerzos de entalladura. El crecimiento de la grieta estabilizada con el número de ciclos y el tamaño crítico de la grieta puede determinarse a partir de la amplitud del factor de intensidad de esfuerzos en la punta de la grieta. Esta es una valoración segura, considerando la presencia de inevitables defectos o grietas, pero no debe emplearse como herramienta para diseño y dimensionamiento. SE aplica principalmente en estructuras soldadas de alta calidad pero todavía necesita verificación empírica adicional.

La valoración con respecto a esfuerzos nominales es el enfoque que más se usa actualmente.

El procedimiento normal es el de trabajar con diferentes esfuerzos nominales permisibles en el material base para diferentes "clases de entalladuras" de las juntas.

Para asignar las juntas a las diferentes clases de entalladuras se toman en cuenta: el tipo de junta, el tipo de soldadura, el tipo de carga, la calidad de la manufactura y la presencia o ausencia de defectos. Se toman como bases los resultados de los ensayos de fatiga, no los resultados de los análisis de fatiga.

La designación de la "clase de entalladura" no es muy apropiada pues el efecto de entalladura en realidad oculto y no se cuantifica.

Expresándose más precisamente son clases de esfuerzos nominales permisibles para el metal base. La junta en estudio se identifica con una o más curvas S-N normalizadas de esfuerzos resistentes permisibles. La desventaja de este procedimiento es que sólo unas cuantas juntas de importancia práctica pueden ser asimiladas a las curvas S-N con suficiente confianza en base a ensayos de fatiga (principalmente juntas a tope y cruciformes, atiesadores transversales). Aún más es desventajoso que para las juntas más complejas (juntas tubulares) haya frecuentemente varias posibilidades (de igual valor) para definir el esfuerzo nominal que a su vez llevan a definir diferentes esfuerzos nominales permisibles.

Sin embargo, este procedimiento de asignación es el que se usa principalmente en la práctica si existe suficiente soporte empírico.

Si el esfuerzo nominal permisible del material base se establece de esta manera, una precondición tácita es que puede ignorarse el esfuerzo nominal de la soldadura de cordón

al menos para las soldaduras que han sido bien dimensionadas estáticamente. Los esfuerzos nominales permisibles, para el material base, especialmente para soldaduras a tope y de filete, así como para los atiesadores longitudinales y transversales resultan a menudo ser diferentes dependiendo del tipo de junta en que fué clasificado (por ejemplo: esfuerzo transversal nominal permisible para soldadura de filete en junta cruciforme, comparado con el de la junta traslapada). La influencia de la forma en esta diferencia es mucho más marcada si se compara los valores de los esfuerzos permisibles nominales establecidos para la junta a tope que básicamente es concéntrica y tiene una desviación del flujo de fuerzas muy ligera, comparada con la soldadura de filete que es sumamente excéntrica y tiene una desviación del flujo de fuerzas muy marcada. La combinación afortunada, en el caso de carga estática, de las características de las soldaduras a tope y de filete a través de el esfuerzo nominal en el plano medio de las soldaduras, no ocurre en el caso de la fatiga ya que los esfuerzos nominales en el cordón de soldadura se descartan expresamente debido a la influencia dominante de la forma.

Del mismo modo todas las otras consideraciones que se refieren a los esfuerzos nominales del cordón de soldadura deben eliminarse por lo menos en el primer intento y sólo puede recurrirse a ellas en forma adicional, en casos especiales por ejemplo para explicar la variación de los esfuerzos nominales permisibles en el material base ante el hecho de las fracturas menos frecuentes en el cordón de soldadura (que pueden evitarse mediante un dimensionamiento amplio de dicho cordón de soldadura).

Como las soldaduras de filete generalmente tienen una sección transversal de soldadura mayor que la de la sección transversal del material base, los esfuerzos nominales para las soldaduras de filete resultan consecuentemente infe

riores que el esfuerzo nominal relevante para el material base.

Toda la información en la resistencia a la fatiga de las juntas se ha obtenido de ensayos a la fatiga en especímenes soldados típicos. Los datos cuantitativos relacionados con la resistencia a la fatiga de las juntas es difícil de interpretar porque los resultados obtenidos de una serie de ensayos de resistencia a la fatiga se muestran siempre dispersos a tal grado que resulta indispensable la evaluación estadística y es la norma en la actualidad.

No obstante, los valores medios estadísticos determinados por diferentes laboratorios resultan también francamente dispersos cuando se analizan dentro del mismo problema de fatiga a veces con órdenes de magnitud de dos para los esfuerzos permisibles, por eso es conveniente hacer las pruebas de fatiga lo más cercanas a la realidad, para el problema de que se trata (ensayos de la resistencia de servicio a la fatiga).

COMPORTAMIENTO DE PUENTES EN SISMOS RECIENTES

INTRODUCCIÓN

Posteriormente a los sismos ocurridos en septiembre de 1985, se llevó a cabo la revisión de un gran número de puentes carreteros y ferroviarios en la zona cercana al epicentro, con la finalidad de detectar y evaluar los daños ocasionados por dicho evento.

Se pudo comprobar que la mayor parte de estas estructuras tuvo un comportamiento satisfactorio, en otros casos, hubo daños moderados y una parte mínima de puentes tuvo daños de considerable importancia para ameritar que se cerraran al tránsito vehicular.

A continuación, se lleva a cabo una descripción y análisis de los daños típicos, considerando los criterios de diseño sísmico que en la actualidad son aplicables a estas estructuras.

De la misma forma, se describen las estructuras que presentaron daños importantes, tratando de definir las causas de su falla.

GENERALIDADES.

Después de los sismos de septiembre de 1985, se llevó a cabo una revisión de puentes de alrededor de 250, en la red carretera y ferroviaria de los estados de Guerrero, Michoacán y Colima, en la zona epicentral; con la finalidad de detectar y evaluar los daños causados por estos terremotos y tomar las medidas de emergencia necesarias para garantizar la seguridad de los usuarios de la red.

Del total de estructuras revisadas, aproximadamente la tercera parte sufrió daños menores, en cinco se presentaron daños moderados y únicamente en tres casos fué necesario interrumpir el tránsito de vehículos sobre el puente en vista de la importancia de los daños ocurridos.

DESCRIPCION DE LOS DAÑOS MAS COMUNES

En seguida, se describen los daños observados con más frecuencia:

Asentamientos de terraplén de acceso .- Inmediatamente después del sismo, se presentó un desnivel vertical entre la rasante del puente y la del terraplén de acceso, siendo en algunos casos hasta de 20cm. y acompañado por agrietamiento longitudinal del terraplén. Este fenómeno se presenta en cruces -

con suelo blando, donde frecuentemente el puente es desplazado sobre cimientos profundos (pilotes o cilindros) en tanto que el terraplén se apoya sobre la superficie. El asentamiento relativo del terraplén respecto al puente, se presenta en un plazo más o menos largo desde el momento en que la obra entra en servicio. El sismo actúa como acelerante del fenómeno producido por la insuficiente resistencia al corte de los materiales empleados en la estructura del terraplén y por el reacomodo de los suelos de cimentación por efectos de su compactación dinámica.

DESPLAZAMIENTOS TRANSVERSALES DE LA SUPERESTRUCTURA.

En puentes formados por varios tramos libremente apoyados de superestructura, se observó con frecuencia después del sismo desplazamientos transversales relativos entre tramos adyacentes, puestos de manifiesto por desalineamiento de los parapetos y de las gorniciones. Estos desplazamientos fueron en general pequeños (del orden de 2 a 5 cm.) y sólo en dos puentes adquirieron valores importantes, (del orden de 20 cm.). Para evitar estos desplazamientos se colocan desde hace algún tiempo, dispositivos de apoyo transversal en coronas de estribos y pilas, llamados topes sísmicos. En algunos puentes, los topes resultaron ineficientes para este propósito ya que se fracturaron bajo la

acción de la fuerza lateral.

DAÑOS EN JUNTAS DE DILATACION.

En las juntas de dilatación entre tramos consecutivos de la superestructura, se encontraron daños frecuentemente indicativos de la ocurrencia de fuertes desplazamientos longitudinales durante el sismo. Es común que estas juntas se encuentren abiertas, desprovistas del material de sello, por tanto, el movimiento longitudinal ocasiona el golpeteo entre tramos adyacentes.

En algunos casos, los tramos quedaron desplazados de su posición original, por tanto, las juntas se presentaban demasiado abiertas ó cerradas.

DAÑOS EN APOYOS.

Los elementos de apoyo, por los cuales la superestructura -- transmite cargas a la subestructura, resultan puntos críticos en el comportamiento ante sismo de los puentes.

En nuestro país, los dispositivos de apoyo de mayor antigüedad son los de acero, que debido a su elevado costo y problemas de mantenimiento que originaban, fueron substituidos posteriormente por apoyos de concreto y plomo; los cuales, a su vez debido al mal comportamiento de las placas de plomo, han sido subs--

tituidos por apoyos elásticos de neopreno.

En un caso, se tuvo una falla importante de un apoyo de acero, puesta de manifiesto por el arlastamiento y molido del concreto en la corona de la subestructura y en la base de la superestructura. La falla, posiblemente se originó por la falta de movilidad del apoyo como consecuencia de la corrosión de sus elementos.

Algunas de las estructuras con apoyo de plomo, presentaron desniveles verticales entre sus tramos yacentes como consecuencia del súbito arlastamiento del apoyo, todo parece indicar, que la sollicitación dinámica en este caso, aceleró el fenómeno de influencia del plomo que según se ha observado, ocurre en un plazo largo.

En los dispositivos de neopreno más antiguos, el apoyo móvil estaba compuesto por varias placas de neopreno sueltas intercaladas por placas de acero y sobrepuestas formando un montón. Algunos de estos apoyos fallaron durante el sismo por el exceso de desplazamiento relativo entre placas que desplomaron al montón.

Los dispositivos móviles modernos, se forman fundiendo las placas de neopreno en un molde que ya contiene las placas de ace

no para formar un apoyo integral. El comportamiento de estos elementos ante sismo, fue mejor que los anteriores. Sólo en un caso, los apoyos interales se desgarraron por efecto del cortante sísmico y se tuvieron que reemplazar.

Los apoyos, correspondían a un viaducto para ferrocarril, con superestructura de sección cajón de concreto presforzado alojada en una fuerte curva horizontal, con claro central de 20 m. y dos laterales de 60 m. y continua con pilas de 60 m. de altura. Pudo deducirse que en uno de sus extremos, la estructura tuvo un desplazamiento máximo transversal de 35 cm. ; después del sismo quedó con un desplazamiento transversal permanente de 2 cm; estos desplazamientos no causaron daños en la estructura tan solo motivaron el rompimiento de los apoyos.

DAÑOS EN MUROS DE CONTENCION

Algunos muros de contención, proporcionados insuficientemente para acciones permanentes, sufrieron daño por los sismos, consistentes en volcamientos y fracturas.

DAÑOS EN SUBESTRUCTURAS

Aún cuando los elementos de subestructura suelen ser motivo de especial cuidado durante el proyecto para considerar los efectos sísmicos en su proporcionamiento, la revisión minuciosa de -

de la original, no presentó daños por sismo.

Especial interés tienen los daños a la subestructura de un puente en el acceso a la isla del Cayacal, en el puerto industrial de Lázaro Cárdenas, Yich. El puente está compuesto por dos estructuras gemelas, cada una con seis tramos simples de 30 m. de claro. La subestructura la forman pilas y caballetes sobre cilindros de concreto reforzado. Cada pila está constituida por una columna central de sección circular continua con un cabezal en doble voladizo.

La unión entre la columna y el cabezal de cada pila desarrolló una falla importante, ya que aparte de fracturarse el concreto, se observaron evidencias de fluencia por pandeo en las varillas principales de la columna.

En uno de los cuerpos del puente se suspendió totalmente el tránsito vehicular, el otro quedó restringido a un sólo carril y a baja velocidad, centrando el carril para disminuir los efectos de flexión en los cabezales. Las pilas fueron apuntaladas en tanto se procedía a su reparación.

El motivo principal de estos daños fue la cercanía del puente al epicentro del primer terremoto, lo que ocasionó movimientos de intensidad IX en la escala modificada de Mercalli, inten-

edad superior a la indicada en las normas de dis-ño.

Como causas contribuyentes a los daños pueden señalarse la falta de ductilidad de la conexión entre cabezal y columna por insuficiencia de refuerzo de confinamiento y los efectos de inercia rotacional de la masa de la superestructura que se aplica a la pila en voladizos de gran brazo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

De los daños mencionados anteriormente, se puede deducir que los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los puentes pueden ser calificados de moderados, sobre todo si se les compara con los efectos causados a las edificaciones en Lázaro Cárdenas, Mich., Cd. Guzmán, Jal. y la zona del antiguo lago en la Ciudad de México.

Esta diferencia se puede explicar por las siguientes razones:

a).- Los puentes, en general son estructuras de corta altura con elementos masivos de gran rigidez; por tanto, sus periodos fundamentales de oscilación son cortos, inferiores a 0.5 seg. en consecuencia su respuesta ante un movimiento con las características del generado por el sismo de septiembre de 1985, es mucho menor a la de edificaciones flexibles con periodos funda-

mentales mayores.

b).- Como medio de defensa contra el fenómeno de socavación durante las erecciones máximas, los cuentes son instalados generalmente en cimentaciones de gran profundidad hasta estratos de gran resistencia.

c).- Las juntas de dilatación y los dispositivos de apoyo constituyen elementos de aislamiento que contribuyen en forma importante a la disipación de energía y que reducen las sollicitaciones que son transmitidas a la subestructura.

Al analizar estos aspectos, se pueden señalar líneas de estudio que deben emprenderse en prevención de daños futuros:

1.- Los daños a los cuentes pueden ser más graves en otros eventos sísmicos con características diferentes de la excitación o en el caso de que se construyan estructuras más flexibles.

2.- Se debe, por tanto, emprender el análisis de estructuras importantes en las que se considere el trabajo conjunto del suelo circundante y de los elementos de cimentación, para las diferentes sollicitaciones sísmicas posibles.

3.- Se debe investigar el comportamiento dinámico de los elementos que actualmente se usan para dispositivos de apoyo y

tantas de dilatación. El problema principal que se tiene en la actualidad en el análisis de puentes, es el modelado correcto de esos elementos. Las investigaciones que sobre estos se emprendan, permitirán desarrollar nuevos tipos de apoyos, como los que han empezado a usarse en otros países, en los que el uso combinado de caucho y plomo ha permitido integrar apoyos que por medio de fricción incrementan el amortiguamiento y por tanto disminuyen la respuesta sísmica de la estructura.

Respecto a las prácticas de diseño, el análisis de los datos observados, permite apuntar las siguientes recomendaciones:

- 1.- El método de fuerza estática equivalente, usualmente aplicado para diseño sísmico, da resultados satisfactorios para el dimensionamiento de estructuras de marco rígido y conservadores para estructuras de tramos simplemente apoyados, ya que en general, en estos últimos no se consideran los efectos de aislamiento de los dispositivos de apoyo.
- 2.- Los apoyos transversales o toques sísmicos usualmente se subdiseñan, ya que la carga lateral se valúa considerando implícitamente un factor de ductilidad que el toque no es capaz de desarrollar. Se recomienda diseñarlos con ductilidad de $\mu=1$; además es aconsejable rellenar con una placa lateral de neopreno la holgura entre superestructura y el toque.

3.- Los desplazamientos previstos actualmente, son inferiores en mucho a los que pueden presentarse bajo un sismo intenso. En consecuencia, es preciso mejorar la calidad de los materiales de sello de las juntas para aumentar su durabilidad y su elasticidad. En puentes importantes, conviene restringir el movimiento longitudinal de la superestructura, al igual que en otros casos, intercalando tirantes de concreto reforzado a través de la junta entre dos tramos contiguos, los que permiten los movimientos de temperatura pero no los sísmicos. Esta precaución es particularmente importante en tramos suspendidos de vigas tipo Gerber.

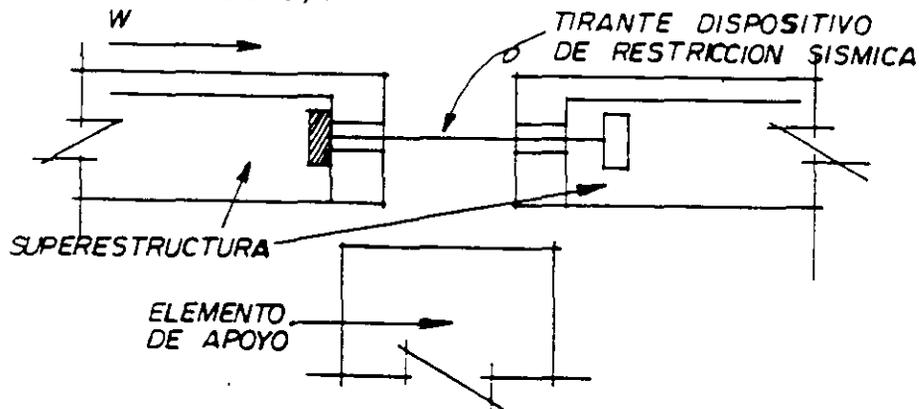
4.- Los terraplenes de los accesos sobre suelos blandos, deben tener bases más amplias, obtenidas por medio de bermas o por taludes más tendidos para prevenir los asentamientos del suelo de cimentación por efectos de sismos intensos o por consolidación a largo plazo.

5.- Las fallas observadas en elementos de mampostería son atribuibles a la mala calidad de ejecución de ésta. Por lo que en puentes importantes en zonas sísmicas, conviene evitar este material, dando prioridad al concreto reforzado en subestructuras.

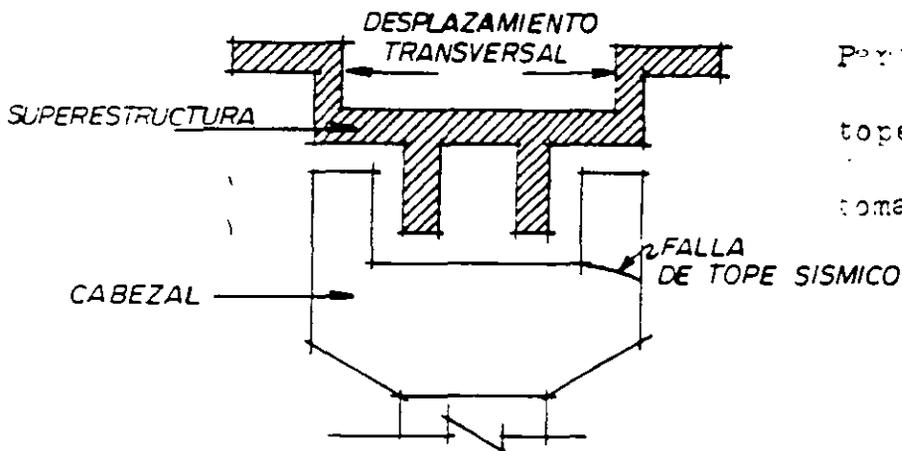
CONDICIONES DE ESTUDIOS REALIZADOS.

Las investigaciones llevadas a cabo sobre los aspectos mencionados en otros países como Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda apuntan hacia las siguientes tendencias:

Es necesario colocar a través de juntas de dilatación pasadores o cables de refuerzo que restrinjan el desplazamiento longitudinal (ver fig.).

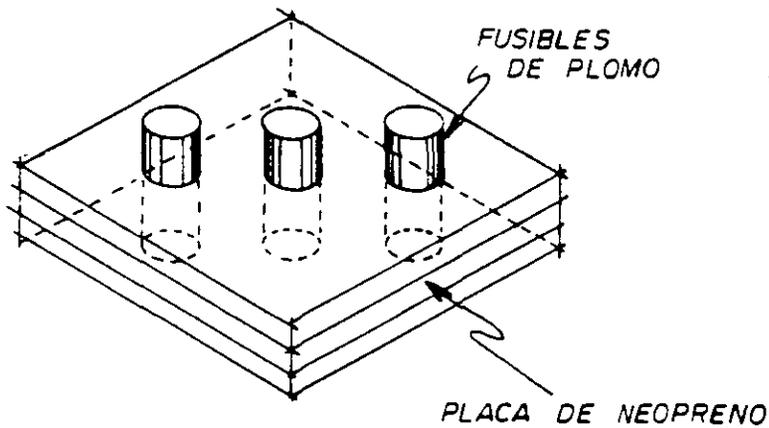


Los toques laterales deben calcularse para una fuerza sísmica sin reducción alguna por efectos de ductilidad (ver fig.).



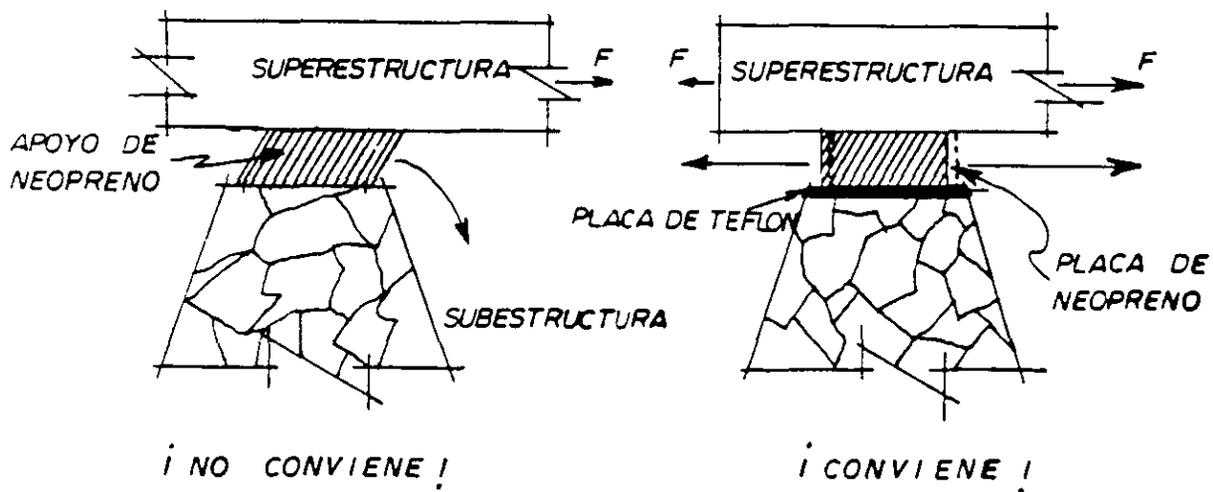
Para diseño sísmico de toques, se recomienda tomar un valor de $Q=1$

Los dispositivos de apoyo pueden ser provistos de un elemento fusible desechable que al actuar el sistema de fractura proteja al apoyo.



Se entiende que los fusibles o ternos sufrirán deformación y por tanto conservarán en buen estado la placa de apoyo.

En grandes claros, no se debe depender del desplazamiento - que el apoyo de neopreno pueda proveer por su deformación al cortante y deben en cambio colocarse apoyos de otros materiales que por su baja fricción contra el concreto puedan deslizarse efectivamente al aplicárseles carga horizontal.



aunque estos resultados son útiles, deben ser reevaluados - en función de las circunstancias nacionales, tomando en cuenta - los materiales disponibles en el país y el aspecto definitivo de los costos. Habría que estudiar si es más conveniente introdu- cir apoyos y puntas más costosos o reparar daños locales causa- dos eventualmente por estos elementos durante un terremoto.

I INTRODUCCION

El colapso y los daños severos de algunas puentes durante grandes terremotos, han puesto de relieve la necesidad de desarrollar métodos efectivos para calcular la resistencia y ductilidad de los puentes de concreto reforzado existentes y rehabilitarlos a un nivel adecuado. Los puentes vulnerables en los Estados Unidos fueron principalmente los puentes construidos antes de 1970.

El diseño sísmico de puentes ha avanzado significativamente después de 1970. Los principales desarrollos se han basado en el conocimiento de la respuesta sísmica no lineal de estructuras y en los métodos para el detallado del refuerzo para seguir el comportamiento dúctil que es necesario en terremotos severos.

A continuación, se revisan las deficiencias típicas de los puentes existentes y se describen varios métodos para la rehabilitación de puentes de concreto reforzado para mejorar su comportamiento sísmico.

b'.- resistencia inadecuada a flexión de los miembros, debida a refuerzo longitudinal insuficiente. Por lo tanto, éste es un problema importante en columnas de cuerdas, especialmente si el refuerzo ha sido diseñado usando la teoría elástica (esfuerzos de trabajo). El diseño por la teoría elástica de columnas de cuerdas, es muy conservador (por ejemplo, use una interpolación lineal entre la flexión pura y la carga axial) dando por resultado columnas sobredimensionadas. Este método da una resistencia a flexión real, mayor que la esperada.

c).- Ductilidad y resistencia al cortante insuficiente de las zonas de potenciales articulaciones en los miembros, debido a insuficiente refuerzo transversal para suministrar el confinamiento requerido del concreto comprimido, restringir el pandeo lateral del refuerzo longitudinal y desarrollar la resistencia al cortante.

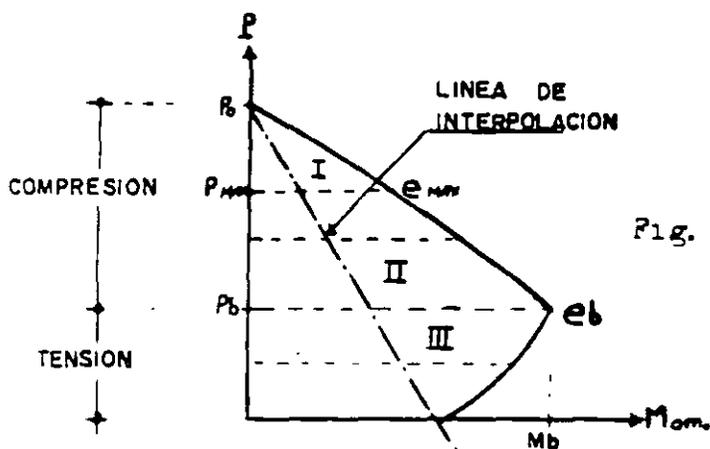


Fig. IV.1 Diseño de método elástico respecto a línea de interpolación (b).

DIAGRAMA DE INTERACCION DE COLUMNA.

d).- Anclaje inadecuado del refuerzo traslance 1, por estar traslance y no soldado, dentro del recubrimiento del concreto, o por no adherirse adecuadamente a las barras longitudinales.

e).- Anclaje inadecuado de las barras longitudinales para desarrollar y mantener la resistencia de fluencia durante cargas cíclicas. También, la presencia de traslance de barras longitudinales en zonas de posibles articulaciones plásticas origina que se concentre la fluencia en longitudes pequeñas fuera del traslance y que ocurra el deslizamiento de las barras en las zonas de traslance. En las primeras obras, se usaban barras redondas lisas en vez de usar barras corrugadas, lo que aumenta el riesgo de falla por adherencia.

f).- Resistencia inadecuada de las juntas entre columnas y cabezales de pilas o zapatas sobre pilotes, debido a un refuerzo insuficiente por cortante en el núcleo de la unión.

g).- Resistencia inadecuada de zapatas y pilotes.

3 METODOS DE REHABILITACION.

Estos métodos, se clasifican en los tres grupos siguientes:

a).- Mejorar la conexión entre la subestructura y la superestructura del puente mediante dispositivos de restricción de movimiento.

b).- Mejorar la respuesta sísmica de la estructura usando dispositivos de aislamiento en la base y de disipación mecánica de la energía.

c).- Mejorar la resistencia y ductilidad de la subestructura mediante técnicas de encañado.

Cualquiera de estos métodos o la combinación de ellos puede usarse para reducir hasta un nivel aceptable la probabilidad de daños por sismos intensos.

3.1. Dispositivos de restricción de movimientos

Estos, pueden ser tales como: cables, Pernos de conexión o llaves pueden usarse para restringir movimientos excesivos de la superestructura en relación con los apoyos, particularmente cuando los anchos de apoyo en las juntas y apoyos móviles son insuficientes.

3.2 Dispositivos de aislamiento en la base y de disipación mecánica de energía

Un método efectivo para reducir las fuerzas de inercia que actúan sobre la subestructura del puente es aislar la base de la superestructura y disipar la energía usando dispositivos mecánicos disipadores de energía. Los apoyos elásticos de goma pueden usarse para aislar la superestructura y unas barras de plomo insertadas al centro de los apoyos o algunos otros dispositivos, pueden usarse para actuar como disipadores de energía.

3.3 Mejoramiento de la resistencia y ductilidad de la subestructura

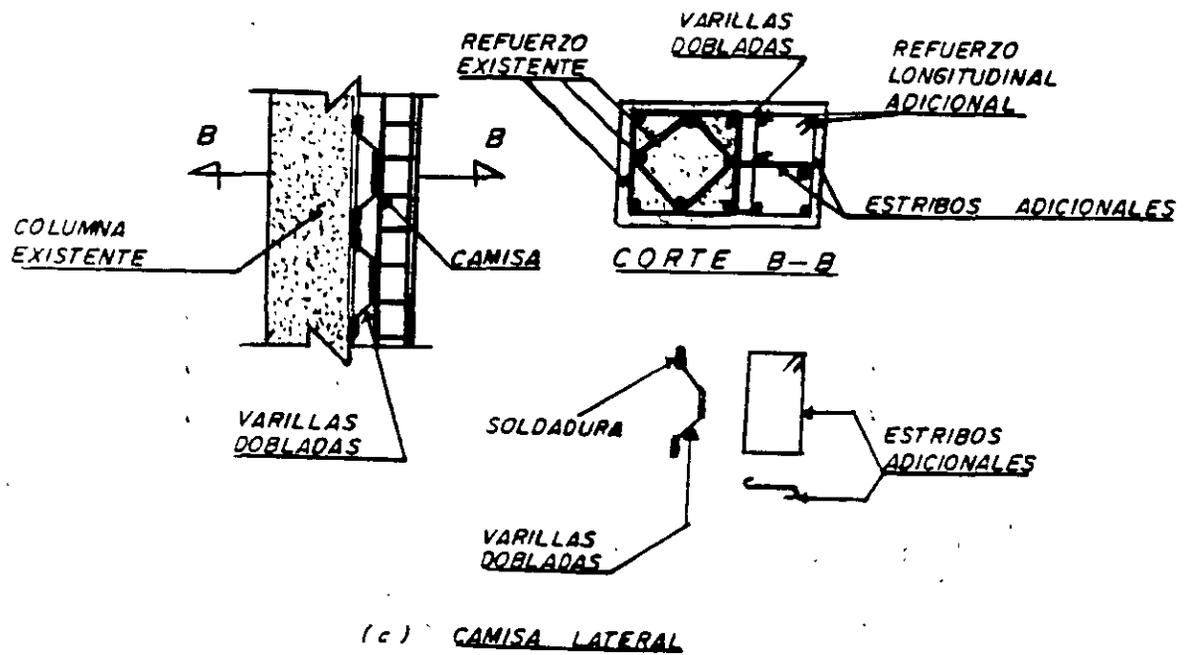
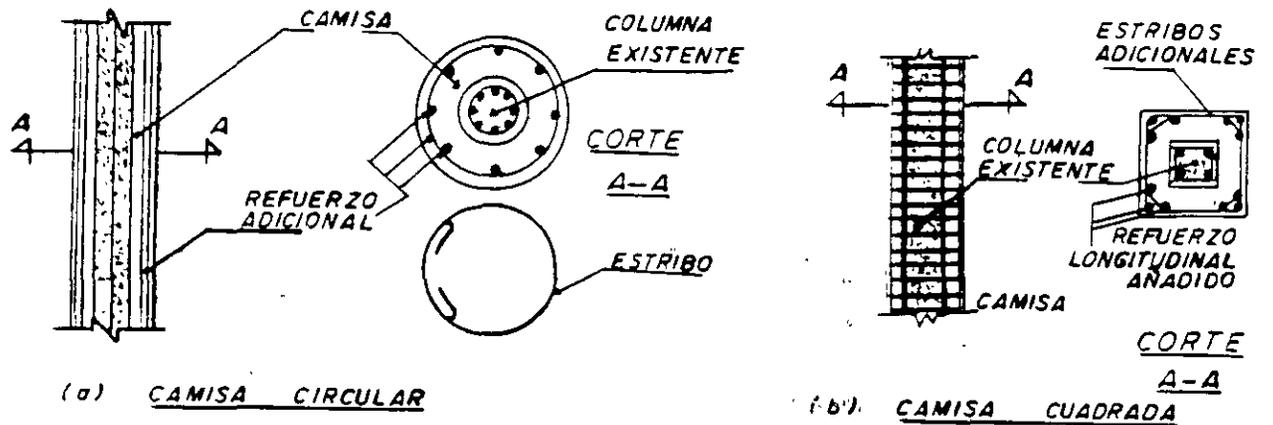
Varios métodos para incrementar la resistencia y la ductilidad de las subestructuras de puentes se han usado o se están desarrollando. Aquí, sólo se presentan métodos para la rehabilitación de columnas.

La resistencia y/o ductilidad de columnas de concreto reforzado pueden aumentarse por uno de los métodos siguientes:

(a) Encamisado de concreto reforzado

Puede usarse una camisa de concreto nuevo con refuerzo longitudinal y transversal. El refuerzo transversal adicional incrementará la resistencia al cortante y la ductilidad de la co-

luna. El refuerzo longitudinal adicional aumentará la resistencia a flexión de la columna, si se coloca adecuadamente en su parte superior e inferior; de lo contrario, la resistencia a flexión se reducirá. La figura muestra dos ejemplos de este tipo de refuerzo.



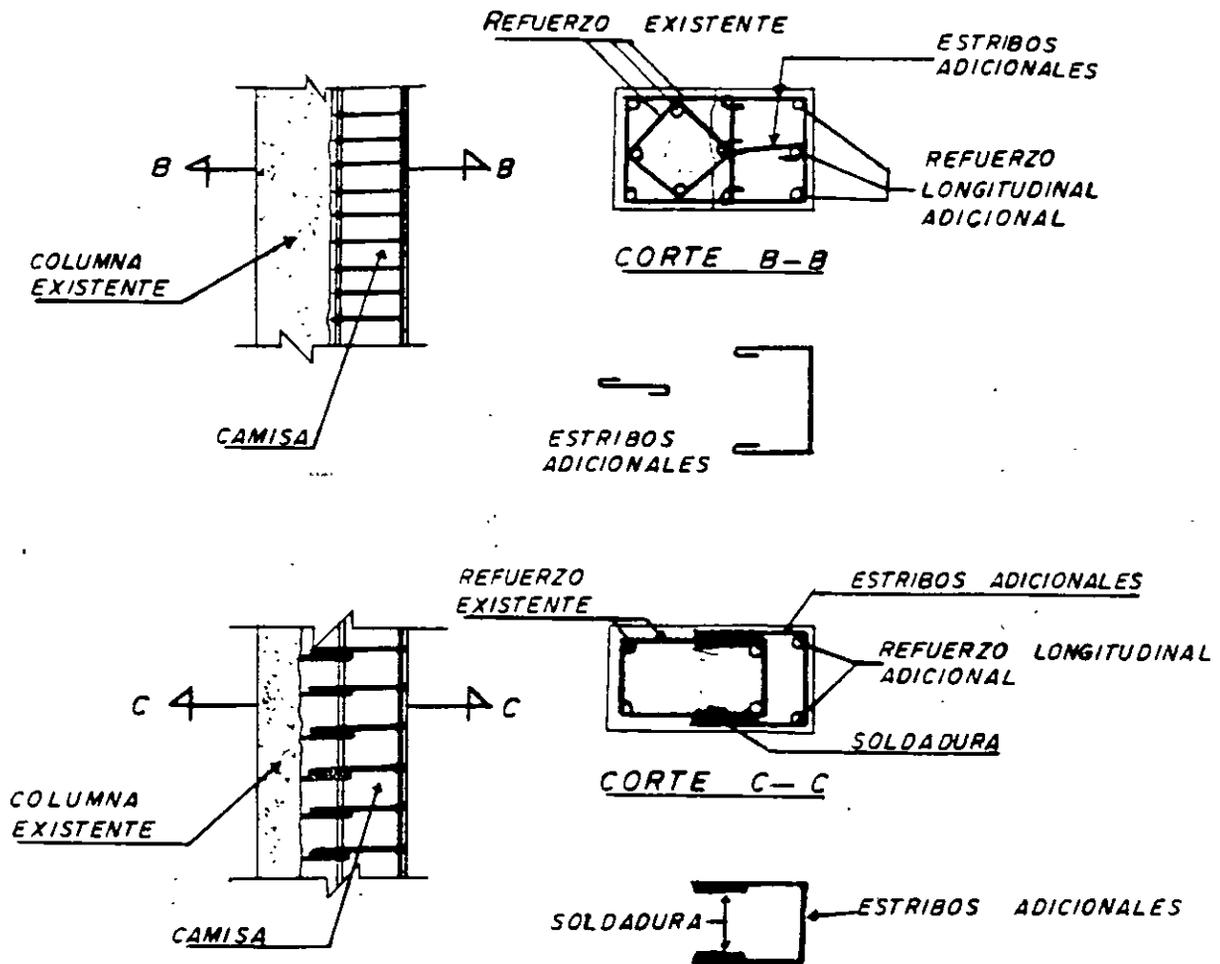


Fig. 2 Técnicas para encamisado de columnas con concreto reforzado.

Cuatro columnas de concreto reforzado de sección cuadrada fueron probadas en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda - bajo carga de compresión y carga cíclica lateral simulando un sismo severo para investigar técnicas de reparación y reforzamiento. Las columnas originales eran cuadradas de 350 mm de lado. Dos columnas fueron probadas, reparadas y reforzadas con encamisado y nuevamente probadas. El encamisado y reforzado pa

de las dos restante, se hizo y se usó como control. El ensayo consistió en un sobrecargador de 1.2 m. de concreto y nuevo refuerzo longitudinal ubicado fuera de la región de articulación plástica para que alcanzara la resistencia a flexión de la columna, mientras se arrolla el refuerzo de flexión. El nuevo refuerzo transversal en la zona de articulación se usó para unir el concreto, para prevenir el pandeo de las varillas longitudinales y para dar el refuerzo adecuado por torsión. En la figura, se presentan las secciones de las columnas originales y las que fueron probadas.

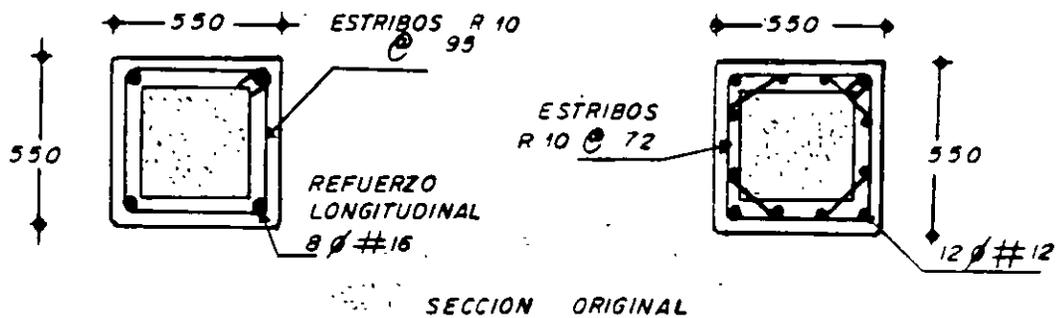


Fig. 3 Dimensiones y detalles de las columnas reforzadas con camisas de concreto reforzado que se probaron en la Universidad de Canterbury.

Los resultados de las pruebas mostraron que las columnas originales carecían de adherencia adecuada entre las varillas longitudinales lisas y el concreto, lo cual originó una reducción de rigidez en las fases iniciales de las pruebas. Las columnas originales, también mostraron una capacidad de ductilidad y una energía de disipación relativamente bajas, así como una in-

importante reducción de resistencia al final de la prueba. Las columnas encamisadas no presentaron ningún tipo de resistencia y rigidez lateral, comparadas con las columnas originales, según las condiciones físicas de ductilidad y energía de disipación. La comparación de las gráficas de momento-rotación para los cuatro especímenes, indicó que los trabajos realizados tuvieron poco efecto en el comportamiento de las columnas después del reforzamiento con encamisado. Los resultados muestran que la técnica de reforzamiento con encamisado probado, mejoró significativamente el comportamiento sísmico de columnas típicas de concreto reforzado; empero, se observó que esta técnica de rehabilitación es sumamente laboriosa.

(b) Camisas delgadas de acero soldadas en sitio

El refuerzo de confinamiento y por cortante puede proporcionarse en columnas circulares existentes rodeando las zonas de posibles articulaciones plásticas con camisas de acero delgadas soldadas en sitio. La camisa de acero se construye de tamaño ligeramente mayor, en dos mitades semicirculares que se sueldan de abajo hacia arriba, en juntas verticales.

La holzura entre la camisa de acero y la columna se llena posteriormente a presión con un mortero de cemento que contiene

una pequeña cantidad de positivo expansor reductor de agua. La sección de una columna circular rehabilitada se muestra en la figura siguiente. La columna original era de 632 mm de diámetro y se le cubrió con una camisa de acero circular formada por una placa de 4.8 mm de espesor, colocada de modo que el espesor del mortero fuera de 6.4 mm.

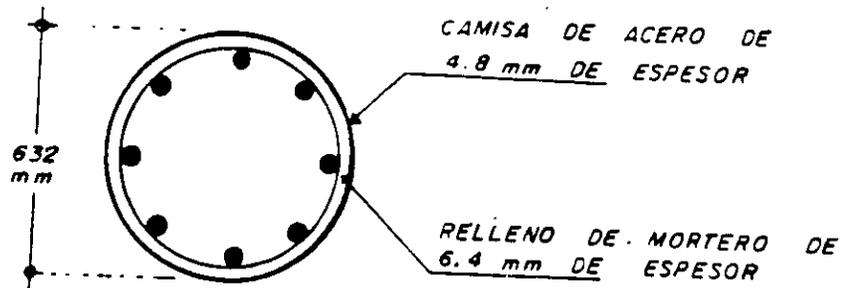


Fig. 4 Sección de una columna circular rehabilitada con una camisa delgada de acero, circular.

La acción de confinamiento de una camisa circular, se ilustra en la siguiente figura. Cuando el concreto comprimido intenta expandirse, a medida que la columna se aproxima a su resistencia a flexión, la camisa queda sujeta a una tensión circunferencial y aplica una presión radial de confinamiento al concreto.

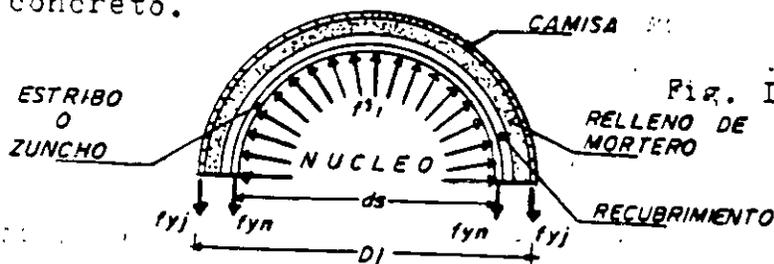


Fig. IV.5 Acción confinante de una camisa circular de acero.

Para columnas rectangulares, una camisa de acero delgada no sería efectiva; ya que el confinamiento se aplicaría principalmente en las esquinas de la columna. Esto se debe a que los lados de la camisa se flexionarían hacia afuera al ocurrir la dilatación del concreto. Sin embargo, si se rodea la columna rectangular con una camisa de acero elíptica, un confinamiento continuo puede lograrse en ambas direcciones de la columna.

La gran holgura entre la camisa elíptica y la columna rectangular se llena con un concreto normal, como se puede apreciar en la figura de abajo.

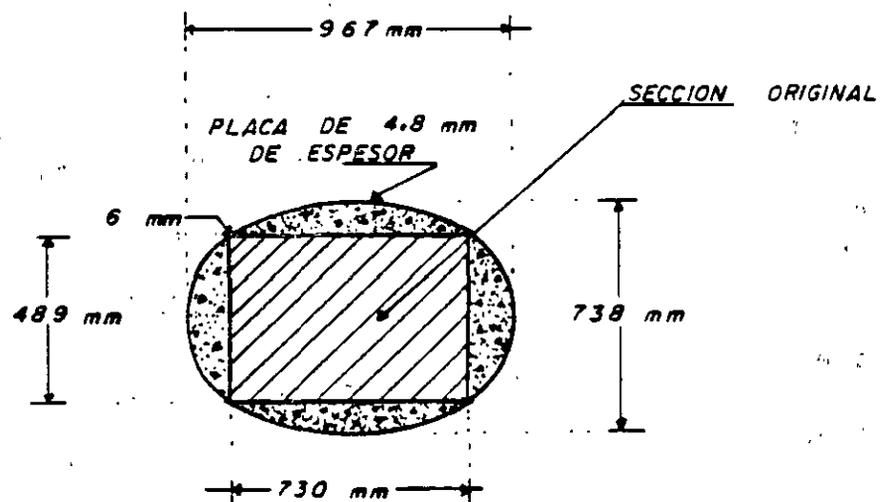


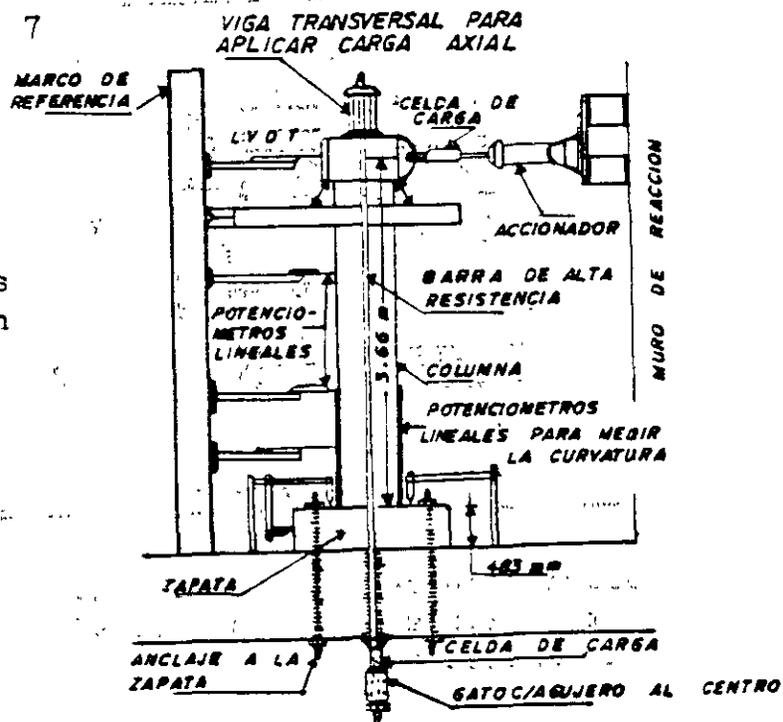
Fig. 6 Sección de una columna rectangular rehabilitada con una camisa elíptica delgada de acero.

Es evidente que una camisa delgada de acero de forma apropiada, actúa como un medio extremadamente eficiente de confina-

miento lateral, aumentó la deformación última de compresión
 del concreto y restringió el pandeo de las varillas de refuerzo
 longitudinal. La presión confinante disponible en la zona
 de la falla por flexión también puede prevenir la falla por
 pandeo de fibras e hálteres, las columnas que carecen de un
 diseño adecuado transver. La alta resistencia a cortante puede
 contribuir a facilitar el modo de falla de las de cero. En el
 caso de una, puede diseñarse para aumentar la resistencia al
 corte de las columnas por encima de la resistencia a flexión,
 evitando de este modo, la falla frágil por cortante. Así, para
 verificar la efectividad de varias técnicas de rehabilitación y
 estudiar el comportamiento de columnas en puentes, se ha estado
 realizando un programa de pruebas en la Universidad de California
 en San Diego, en columnas en voladizo dispuestas como se

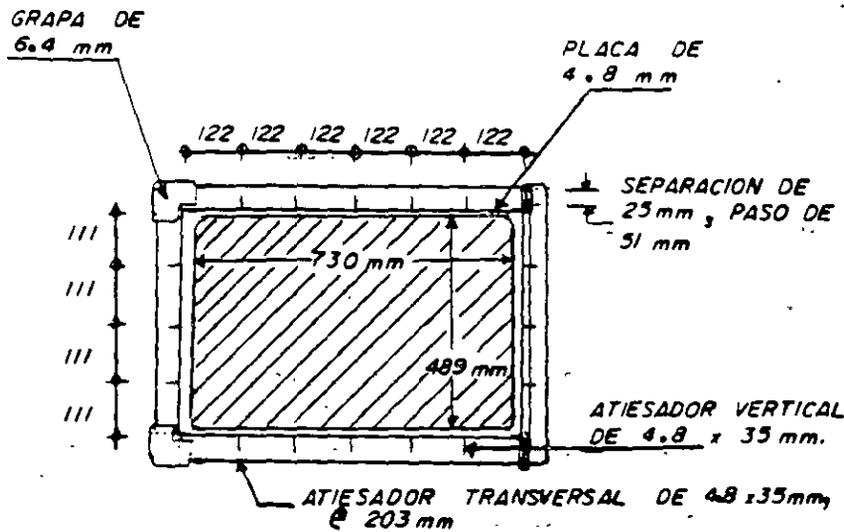
muestra en la fig. 7

Fig. 7
 Disposición de las
 pruebas de flexión
 en la Universidad
 de California.

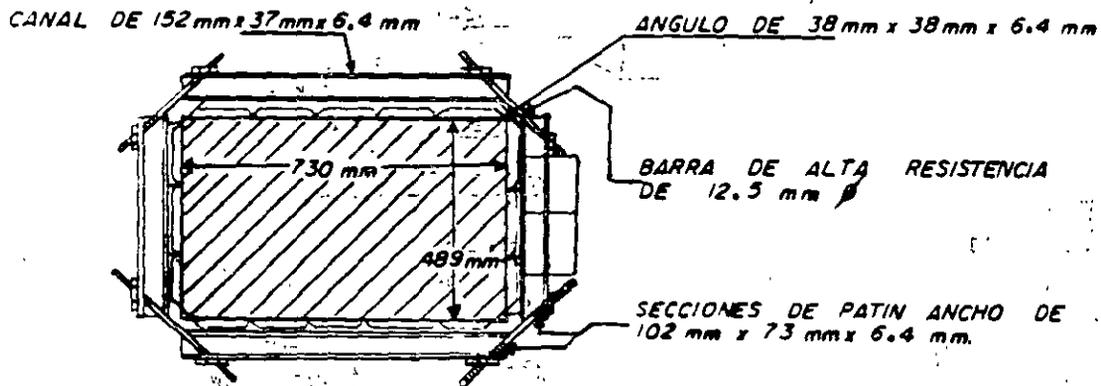


(c) Otros métodos de rehabilitación en columnas

Otros métodos alternativos para rehabilitar columnas rectangulares pueden utilizar camisas rectangulares de acero rigidizadas con marcos formados por canales de acero. Las camisas ilustradas a continuación, han resultado satisfactorias sólo parcialmente.



(a) COLUMNA CON CAMISA RECTANGULAR DE ACERO ATIESADA.



(b) COLUMNA CON CAMISA FORMADA CON CANALES DE ACERO.

Fig. 8-
Columnas de sección rectangular rehabilitadas con camisas rectangulares de acero atiesadas o con camisas formadas con canales de acero.

La camisa delgada elíptica de acero constituye el mejor método de rehabilitación. Las camisas rectangulares de acero reforzadas con marcos de canales son más caras, menos efectivas y más antiestéticas por lo que no se recomienda usarlas.

Otros métodos de rehabilitación que se han probado han sido la aplicación de un confinamiento activo con acero de presfuerzo enrollado bajo tensión alrededor de las zonas de articulaciones plásticas potenciales ó mediante camisas compuestas de fibra de vidrio y epóxicos que rodean columnas circulares. Estas camisas se expanden inyectando mortero a presión, para inducir una presión activa permanente. Estos dos métodos han producido mejoras en la ductilidad, equivalentes a las proporcionadas por las camisas circulares de acero y pueden resultar económicamente viables.

4 CONCLUSION.

En conclusión, puede afirmarse que existen actualmente técnicas confiables para la rehabilitación de las columnas de las subestructuras de puentes existentes y que sería recomendable que se aplicaran a los puentes de nuestro país, especialmente a aquéllos que se ubican en zonas de alto riesgo sísmico.