



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

**A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS**

**L**as 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.

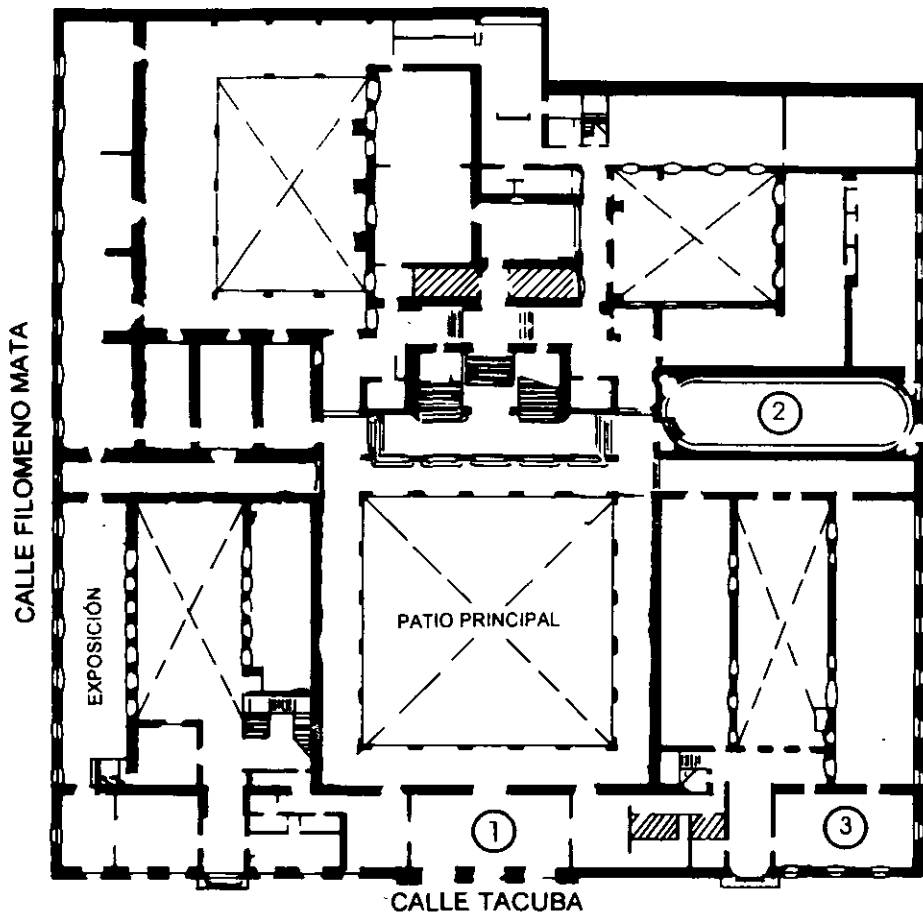
Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

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.

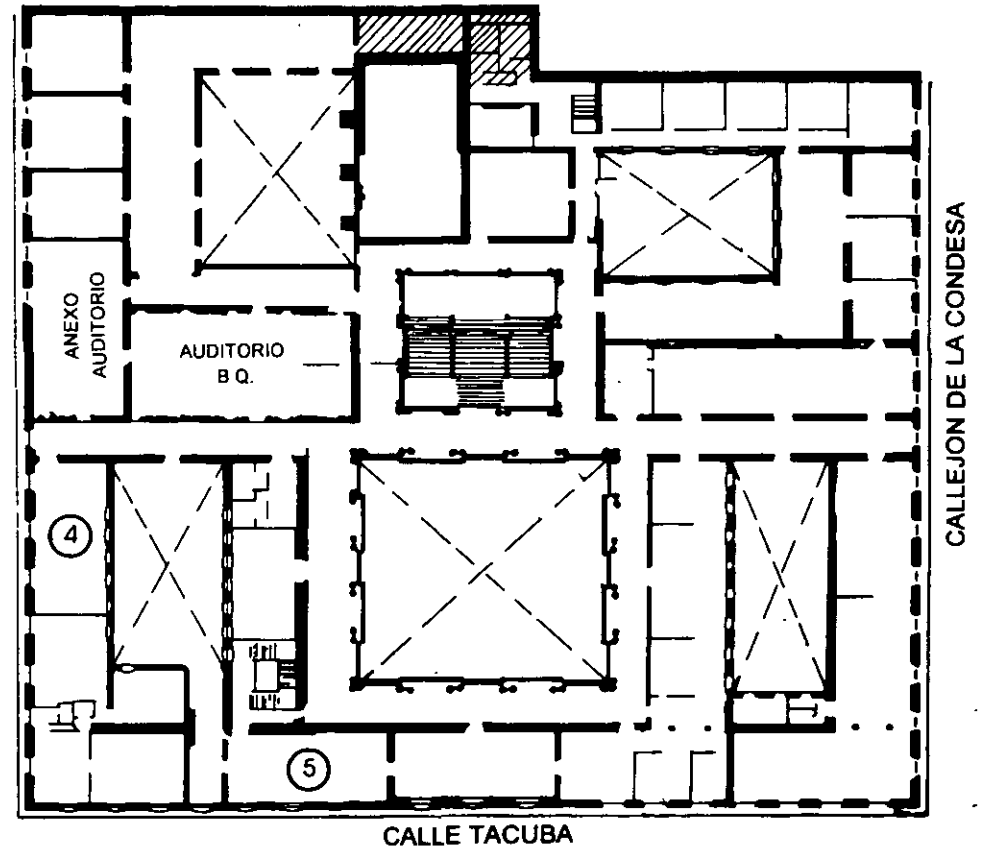
**Atentamente**

**División de Educación Continua.**

# PALACIO DE MINERIA

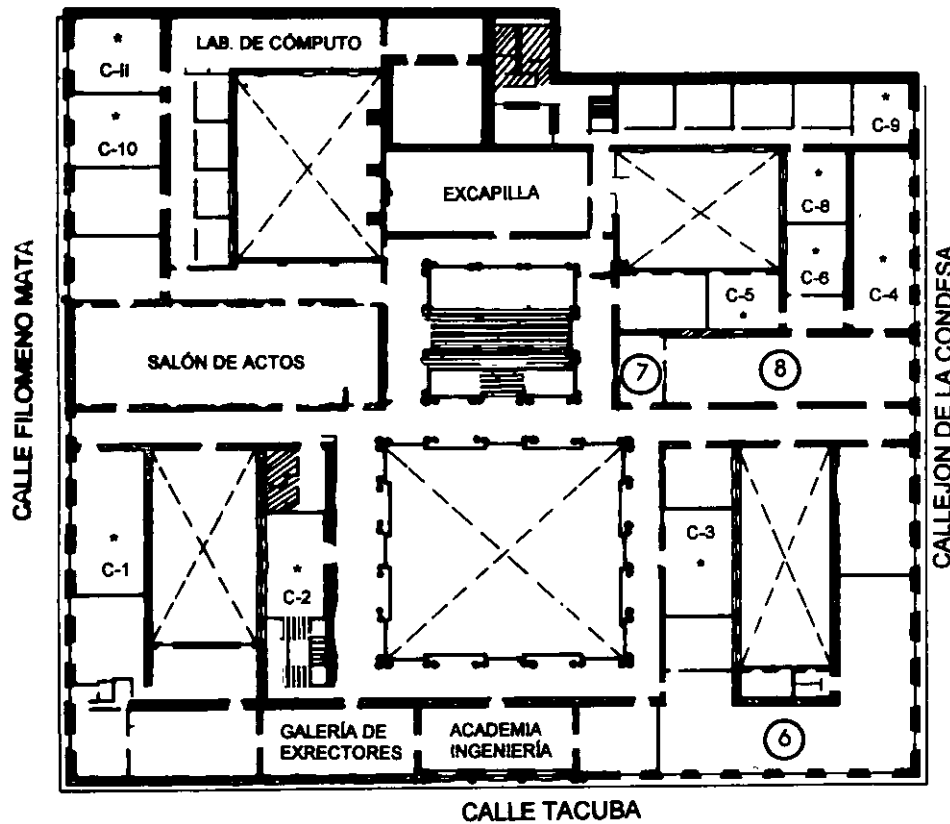


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

# PALACIO DE MINERÍA



## 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

1er. PISO



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  
MANTENIMIENTO Y REPARACION DE PUENTES DE CONCRETO**

**Del 23 al 27 de noviembre de 1998.  
TAMPICO, TAMAULIPAS**

**TEMA**

*Introducción a la Patología Estructural y Conservación de Puentes*

**Ing. Alberto Fregoso Vázquez  
Palacio de Minería  
Noviembre/1998.**

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA

DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE CARRETERAS

DIRECCION TECNICA

SUBDIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

---

**INTRODUCCION A LA PATOLOGIA ESTRUCTURAL  
Y CONSERVACION DE PUENTES**

ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ

## INDICE

|   | PAG. |
|---|------|
| CAPITULO I. VIGILANCIA, CONSERVACION, MODIFICACIONES Y VIDA DE LOS PUENTES.                                       | 1    |
| I.1 Necesidades de vigilancia y conservación  | 1    |
| I.2 Visita y auscultación de puentes  | 2    |
| I.3 Las cimentaciones   | 3    |
| I.4 Apoyos y dispositivos de apoyo  | 5    |
| I.5 Los puentes de mampostería  | 5    |
| I.6 Los tableros  | 6    |
| I.7 Equipamientos   | 10   |
| I.8 Modificación de los puentes   | 11   |
| I.9 La vida de los puentes  | 14   |
| <br>  |      |
| CAPITULO II. CAUSAS DE DETERIORO Y MEDIDAS DE PROTECCION EN CONSTRUCCIONES CON ESTRUCTURA DE CONCRETO O METALICA. | 20   |
| II.A Introducción. Construcciones con estructura de concreto  | 20   |
| II.B Causas de los deterioros   | 20   |
| II.C Diagnóstico de las causas  | 35   |
| II.D Construcciones con estructura metálica. Tipos de deterioros y sus causas                                     | 44   |
| II.E Medidas de protección  | 47   |
| <br>  |      |
| CAPITULO III. REPARACION DE FISURAS, DISGREGACION Y DESAGREGACION DEL CONCRETO                                    | 55   |
| III.A Introducción. Reparación de fisuras   | 55   |
| III.B Reparación de la disgregación y desagregación   | 59   |
| III.C Recubrimiento   | 64   |
| III.D Mortero proyectado  | 64   |

|         | PAG.  |    |
|---------|---|----|
| III.E   | Concreto prepakt  | 65 |
| III.F   | Sustitución del concreto  | 65 |
| III.G   | Casos específicos de reparación, reforzamiento<br>y reconstrucción de puentes | 67 |
| III.G.1 | Descripción. Puente Río Mayo  | 67 |
| III.G.2 | Descripción. Puente El Márques  | 68 |
| III.G.3 | Descripción. Puente Chiltepec   | 70 |
| III.G.4 | Descripción. Puente Río Grande  | 71 |

## C A P I T U L O I

### VIGILANCIA, CONSERVACION, REPARACION, MODIFICACIONES Y VIDA DE LOS PUENTES.

Necesidades de vigilancia y conservación.

I.1 Abierto un puente a la circulación, hay que mantenerlo en condiciones de servicio con el fin de garantizar a los usuarios las condiciones de seguridad y de utilización conveniente. Para ello debe ser vigilado cuidadosamente; ser conservado y, en su caso, convenientemente reparado, reforzado reconstruido o modernizado.

En efecto, todas las obras se degradan con el transcurso del tiempo y los puentes no son una excepción a esta regla; están sometidos a agresiones no solo por tráfico, cada día más excedido en peso intenso, sino también a la polución atmosférica, a las emisiones de humos, a las variaciones de temperatura y, además a los nocivos efectos del agua.

La vigilancia y la conservación son indispensables, ante todo, por razones de seguridad. Cualquiera que sea la calidad inicial de un puente, los materiales que le constituyen envejecen y se fatigan. A menor o mayor plazo, sus cimentaciones se ven atacadas, sus mamposterías se dislocan, los concretos se agrietan y los aceros se ven corroídos. Cuando no se llevan a cabo acciones de conservación, la resistencia de algunas secciones disminuye y la obra se ve amenazada de ruina. Si los puentes no son vigilados con propiedad, habrá con toda seguridad muchos más accidentes y colapsos por falla brusca y hundimientos.

Desde el punto de vista económico, ha resultado mucho más ventajoso conservar regularmente los puentes, es decir mantenerlos constantemente en estado de servicio tomando las medidas preventivas necesarias, que dejar que las degradaciones se desarrollen hasta el punto en que la seguridad se vea comprometida.

Las reparaciones, entonces ineluctables, o en el caso extremo, la demolición y reconstrucción del puente, se traducen en gastos desproporcionados con las economías realizadas en el mantenimiento o conservación normal. Estas aseveraciones, que parecen evidentes, se contraponen a un cierto número de ideas falsas y con dificultades presupuestales. Los puentes tienen la reputación de ser estructuras aparentemente eternas, por la impresión que dan de perennidad, que proviene, en gran parte, de la robustez efectiva de las bóvedas de mampostería, generalmente de piedra. Pero este concepto tiene mucho que ver con los cuidados que se les ha prestado a los puentes, y sería un grave error atenuar su vigilancia so pretexto de que se resisten desde hace mucho tiempo. La dirección General de Conservación de Obras Públicas, responsable de la conservación de los puentes actualmente trata de no diferir los gastos de mantenimiento, estimando que no son menos urgentes que otros. Obrando de otro modo, se correría el riesgo de tener que decidir más tarde trabajos de consolidación mucho más



costosos que, conllevarían graves inconvenientes para la circulación segura de vehículos.

#### I.2. Visita y auscultaciones de puentes.

En México, la Dirección General de Conservación de Obras Públicas ha ordenado que los puentes existentes en la red federal de carreteras, sean visitados e inspeccionados sistemáticamente, en visitas que consisten, esencialmente, en un examen visual de la obra, completando eventualmente con otros trabajos. Lo importante es saber observar, esforzarse por interpretar y determinar las características de los daños y degradación de un puente, contemplados en tres rubros generales;

1. Daños y degradación de la superestructura, incluidos los dispositivos de apoyo y las juntas.
2. Dislocación, asentamientos y erosión en las subestructuras de mampostería además de agrietamientos en las de concreto.
3. Insuficiencia hidráulica, erosión, socavación e inestabilidad del cauce.

Estas visitas han dado por resultado un Inventario de Puentes, en el que se contemplan además de su ubicación, sus características estructurales y geométricas, así como el catálogo de defectos, daños y degradación que sufren. Con la actualización de este Inventario particularmente útil, es posible comparar las constataciones hechas con las de la visita precedente, lo que justifica el establecimiento y clasificación de las observaciones de constatación, en el expediente respectivo; que son las que definen el estado cero o inicial del puente antes de que se presente una falla.

Otras visitas se llevan a cabo, ante todo después de cualquier acontecimiento o evento que haya podido afectar a la obra; avenidas extraordinarias, choques de objetos arrastrados por la corriente, sacudida sísmica, accidentes de tránsito donde se produzcan impactos a los elementos estructurales, paso de una combinación vehicular excepcional en peso y/o dimensiones, etc., en las que las constataciones que se hacen, quedan debidamente anotadas y clasificadas.

Inspecciones periódicas más detalladas deben incluir un examen visual más completo y profundo, así como medidas de nivelación de los apoyos y de las flechas del tablero. Precizando medios de acceso a todas las zonas del puente. Para obras pequeñas basta con escalas o simples andamiajes. Las flechas se miden por simple nivelación topográfica o bien por medio de flexímetros o niveles hidráulicos.

Cuando se descubren anomalías, o si investigaciones más profundas se demuestran necesarias, conviene recurrir a especialistas para proceder a una auscultación profunda de la obra o de alguno de sus elementos. Las técnicas empleadas para ello han hecho grandes progresos en los últimos años,

y actualmente son numerosas y variadas.

- Las deformaciones de conjunto de la obra se pueden medir mediante flexígrafos láser, o por métodos de topometría de alta precisión, y , en algún caso, mediante estereofotografía.
- Las deformaciones locales, que permiten estimar las variaciones de esfuerzos, se miden con ayuda de resistencias extensométricas.
- Varios tipos de extensómetros mecánicos o eléctricos se emplean para medir la abertura de fisuras.
- En algunos casos, se puede recurrir al método de medida de las tensiones por liberación. Sin embargo, no tiene demasiada precisión y su campo de empleo hasta ahora es muy limitado.
- Las reacciones de apoyo de los puentes se miden con buena precisión levantando el tablero por medio de gatos planos o de pistón, y trazando la curva presión desplazamiento vertical.
- Para evaluar la calidad de los materiales, se pueden realizar extracciones de muestras que se someten a ensayos mecánicos y a análisis químicos, o utilizar métodos de control no destructivo: auscultación mecánica, radiografía, gammagrafía, etc.

Todas estas técnicas resultan delicadas y, para que sus resultados sean válidos, hay que tomar grandes precauciones para la colocación de los dispositivos y el funcionamiento de los mismos. Hay que tener siempre en cuenta su posible deriva, la influencia de la temperatura, etc. En general deben utilizarse simultáneamente varias de ellas, de modo que se complementen los informes parciales que suministran. Además, la interpretación de tales medidas necesita el análisis y el cálculo de la estructura y, a veces, la comparación de varias hipótesis relativas a su funcionamiento. Tal estudio se prosigue según diversos procedimientos, en función de los casos, siendo siempre las metas a alcanzar el análisis de los fenómenos, la detección de sus orígenes, la definición de las reparaciones a realizar, y, también, las medidas a tomar para hacer frente a las causas del mal y no tan solo a sus síntomas.

Cuando los resultados de la auscultación no conducen a la puesta fuera de servicio de la obra o a reparaciones inmediatas, conllevan a menudo su puesta "bajo vigilancia", con señales de alerta y de alarma o, cuando menos, con un refuerzo de la vigilancia por medio de dispositivos que permiten seguir en intervalos cortos su evolución (variación de las flechas, desarrollo de las fisuras, detección de roturas parciales, etc.), a la espera de su puesta en condiciones de servicio normal.

Conforme al inventario de puentes en la figura N<sup>o</sup> I .1, se contemplan los datos resumidos, del número de puentes por estado, la longitud de carretera que le corresponde a cada Centro SCT, el número de puentes que presentan daños en superestructura, o problemas hidráulicos, así como el número de puentes que presentan algúntipo de problema o deterioro. Los valores entre paréntesis indican el valor porcentual respecto al número de puentes existentes en cada estado.

### I.3. Las cimentaciones.

La historia de los puentes muestra hasta la saciedad la importancia de las cimentaciones y los riesgos que conllevan sus fallas. La mayoría de los puentes de mampostería han perecido precisamente por sus cimentaciones. Es un riesgo que subsiste para todo tipo de puentes, y raro es el año en que no se producen accidentes de cimentaciones, sobre todo durante los períodos de avenidas.

Tales riesgos son tanto mayores cuanto que el estado de las cimentaciones no se puede apreciar más que indirectamente. Los únicos índices visibles son las deformaciones y grietas de los apoyos en ellas sostenidos. Por ello es necesario vigilar con gran cuidado la geometría y el aspecto de tales apoyos. Además, es preciso interpretar correctamente las constataciones, distinguiendo entre los desplazamientos debidos a los asentamientos previsibles y aceptables del suelo, y aquellos que pueden indicar una rotura del mismo o bien desórdenes en la propia cimentación.

Los problemas relativos a los asentamientos son particularmente difíciles, en terrenos inestables y en aquellos que presentan discontinuidades en su estratigrafía. Hay que prever entonces, ya desde la concepción de la obra dispositivos o disposiciones especiales, que permitan posibles intervenciones ulteriores.

Las cimentaciones en cauce de río son las más vulnerables, sobre todo a causa de los riesgos de socavación y, también, por efecto de las degradaciones causadas por la corriente.

Hay que recordar que, cuando las cimentaciones no están protegidas de la socavación, el único medio de prevención consiste en proteger la base de las pilas y estribos mediante taludes de escollera que es absolutamente indispensable vigilar con regularidad, ya que no constituyen una protección absoluta y duradera.

En efecto, las escolleras se hunden o se ven arrastradas por la corriente y es preciso recargar los taludes en intervalos de tiempo no excesivamente largos, sobre todo después de las crecidas.

Cuando los desórdenes provienen de una insuficiencia del suelo, o afectan a elementos estructurales situados en el interior del terreno (mala ejecución de los cilindros, roturas o deformaciones excesivas de los pilotes, deslavado de los concretos, etc.), las reparaciones son siempre difíciles. Los métodos que se pueden plantear (refuerzos de cimentación, inyecciones, etc.), deben estudiarse y elegirse cuidadosamente en cada caso particular. Generalmente son muy costosos y, en muchos casos, su éxito no está asegurado.

Esta es una razón suplementaria para conferir gran importancia a la concepción y ejecución de las cimentaciones.

I.4. Apoyos y dispositivos de apoyo.

Cuando han sido ejecutados correctamente, y si sus cimentaciones no están deterioradas, pilas y estribos apenas plantean problemas de mantenimiento. Basta con comprobar que sus paramentos permanecen en buen estado, limpiándolos en su caso de abrasión o de erosión superficial. Hay que vigilar, sobre todo las pilas ligeras y caballetes que pueden sufrir choques de vehículos o barcos, y estar deterioradas sin que se haya declarado el accidente.

Los dispositivos de apoyo, cualquiera que sea su tipo, deben ser visitados regularmente, incluso cuando sean difícilmente accesibles. Las maderas de concreto armado pueden fisurarse. Los aparatos de apoyo metálicos se pueden oxidar, las placas de elastómero pueden desplazarse, los aparatos deslizantes se pueden bloquear, etc. El mal estado de los aparatos de apoyo puede provocar graves desórdenes en el tablero y en los muretes de guarda (diafragmas). Es pues indispensable comprobar su funcionamiento y remediar los defectos comprobados. La mejor prevención consiste, a nivel del proyecto, en facilitar su visita y permitir su sustitución.

También hay que controlar que el agua se evacua convenientemente en la zona de los aparatos de apoyo, sobre todo cuando están en una cabeza de pila donde puede estancarse el agua si no hay drenes adecuados, o si éstos funcionan mal.

I.5 Los puentes de mampostería.

Abandonar la vigilancia y mantenimiento de los puentes de mampostería, bajo pretexto de que son más robustos y duraderos que los modernos, sería un error.

En primer lugar, hay que preocuparse por sus cimentaciones que, en general son más vulnerables que las de los puentes modernos. Ocurre que puentes que han resistido varios siglos se ven arrastrados o deteriorados por una crecida, precisamente porque su protección ha sido olvidada o ha quedado mal asegurada.

El exterior de los puentes de mampostería relativamente fácil de mantener en buen estado, salvo cuando las piedras se ven afectadas por enfermedades debidas a bacterias, lo que afortunadamente es bastante raro. Además, hay que limpiar de vez en cuando los paramentos, procediendo a resanes entre las juntas de las piedras, y sobre todo, eliminando regularmente la vegetación que suele crecer entre ellas.

La precaución más importante consiste en controlar el funcionamiento de los dispositivos de evacuación de aguas, desatascarlos y si es preciso, volverlos a poner en buenas condiciones. Cuando el agua infiltrada en el puente atraviesa los tímpanos o la bóveda, las juntas se degradan, las piedras sometidas a la humedad se deterioran y pueden estallar bajo el efecto de heladas, este es el origen de numerosas fisuras y grietas.

Grietas, e incluso fracturas, pueden provenir también de desplazamientos relativos entre el frontis de la bóveda y el resto de la misma, o entre aquél y los tímpanos, bajo efecto de asentamientos de apoyo o variacio-

nes de temperatura o incluso, del paso de cargas pesadas.

En muchos casos, las fisuras constatadas en puentes de mampostería son inevitables y normales, no ofreciendo ningún peligro. En tal caso, basta con simples operaciones de rejuntado. Sin embargo, es prudente vigilar su evolución: si se agravan, hay que plantear reparaciones más importantes. Cuando aparecen piedras y dovelas en muy mal estado, conviene sustituirlas, lo que puede hacerse sin gran dificultad ni riesgo.

En el caso de fracturas graves, con amenaza de despegue de paños enteros de mampostería, es preciso recurrir a refuerzos por medio de inyecciones anclajes, tirantes o elementos de consolidación, metálicos o de concreto armado...

Generalmente, los puentes de mampostería deben ser tanto más cuidados cuanto que forman una parte muy importante del conjunto de los puentes en servicio, permiten el paso de las cargas más pesadas y, sobre todo, en tanto que constituyen una preciosa e irremplazable herencia del pasado.

#### I.6. Los tableros.

Cualquiera que sea su material constitutivo, las visitas de inspección deben referirse a:

- las deformaciones del tablero, básicamente las flechas permanentes y sus variaciones respecto a las constataciones precedentes, a medir en el curso de las inspecciones periódicas.
- los dispositivos de evacuación del agua, cuyo funcionamiento es determinado para la duración del puente, no olvidando la vigilancia de los drenes que deben disponerse en todo punto bajo, y ello no sólo a lo largo de la calzada, sino también en el interior de las aceras, dentro de los cajones y los aligeramientos, etc. El mantenimiento de estos dispositivos debe ser permanente, sin que la aparición de estalactitas y de corrosiones tenga que recordar su necesidad.

##### I.6.1 Tableros metálicos.

Los antiguos puentes de fundición deben ser objeto de una particular vigilancia, a causa de los graves riesgos de rotura debidos a la fragilidad de ese material bajo el efecto de la circulación, de los choques o, simplemente, de las variaciones de temperatura. La reparación de las roturas es delicada y muy aleatoria, y, cuando los deterioros se desarrollan, el único remedio es la sustitución de la obra.

En todos los puentes metálicos, las uniones deben ser examinadas con detalle. En cada caso, el estado de los remaches o de los cordones de soldadura o el apretado de los tornillos de alta resistencia deben controlarse, al igual que los eventuales inicios de fisuración en las cartelas. Para las soldaduras y los tornillos de alta resistencia, las técnicas a utilizar, cuando las verificaciones parezcan necesarias, son las mismas que durante la ejecución. El control de los remaches se realiza visualmente y por sondeo sonoro mediante un mazo de madera. Debe practicarse principalmente en aquellas uniones donde se hayan producido hinchazones de las chapas a causa de la oxidación.

El estado de los sistemas de protección (pinturas, metalización/pintura), debe ser comprobado en el curso de cada visita anual y, naturalmente, de las inspecciones más detalladas y profundas. Tal examen debe extenderse a todas aquellas ~~zonas~~ difícilmente accesibles que, a menudo, son las más expuestas a la corrosión. Es importante restaurar el sistema de pinturas en cuanto aparecen alteraciones, con el fin de evitar su agravación. Cuando las reparaciones parciales ya no son suficientes, es indispensable proceder a una limpieza del metal y a la extensión de un sistema de pinturas totalmente nuevo. En cualquier caso, tal operación debe realizarse con intervalos del orden de unos diez años, más o menos largos según la calidad del sistema de protección y la agresividad del ambiente.

Si esto no se ha hecho a tiempo, el metal se ve atacado por la corrosión y la seguridad impone entonces reparaciones y refuerzos de la estructura que hubiera sido posible y preferible, desde todos los puntos de vista, evitar. Para limitar la corrosión, es preciso, sobre todo, impedir al agua que penetre en el tablero. Un medio suplementario muy sencillo consiste en suprimir la vegetación que retiene la humedad en los bordes del puente.

Los puentes antiguos, que soportan cargas a menudo muy superiores a aquellas para las que fueron calculados, deben ser vigilados con especial atención para impedir que la corrosión los debilite. Conviene examinar no sólo los elementos de su estructura principal, sino también el estado de los elementos secundarios, del tablero y aceras, operando si es preciso por medio de sondeos, practicando aberturas para alcanzar las piezas no visibles: tales elementos amenazan con estar fuertemente oxidados y hundirse si no se reparan a tiempo. Los puentes colgantes y los atirantados plantean problemas especiales de vigilancia y conservación que, establecen a su vez la necesidad de establecer procedimientos específicos de conservación para cada puente.

Como consecuencia de su vulnerabilidad, estos puentes deben ser objeto de inspección anual detallada, que incluye el examen del tablero y, por supuesto, de los cables y suspensiones, pero también de los anclajes y estribos que son puntos sensibles, particularmente expuestos a la corrosión y a las degradaciones. La protección exterior de los cables se asegura por medio de sistemas especiales, que deben ser vigilados y mantenidos regularmente. Sin embargo, ningún sistema de protección es capaz de impedir la penetración del agua, su circulación y su permanencia en el interior de los cables y de las suspensiones que, por consiguiente, están expuestos a la corrosión generalizada o puntual, e incluso a la corrosión bajo tensión. El hecho de que exteriormente parezcan en perfecto estado no es una garantía absoluta respecto a su integridad. Desde hace varios años se han desarrollado esfuerzos importantes para poner a punto métodos de control no destructivo que permitan verificar los cables y detectar anomalías: gammagrafía, control electromagnético por corriente de Foucault o por tensión inducida, vigilancia acústica, etc., que precisan la intervención de servicios especializados. A pesar de los progresos realizados, todavía no es posible conocer con certidumbre el estado interno de los cables. Estos métodos deben ser, pues, completados por medio de análisis del agua que proviene del interior de los cables, mediante exámenes metalográficos, etc., y sobre todo, por un refuerzo de la vigilancia de las obras que presenten síntomas de degradación.

#### I.6.2. TABLEROS DE CONCRETO ARMADO

La vigilancia de los tableros de concreto armado se refiere esencialmente a su estado de fisuración y, por supuesto, a cualquier otro tipo de degradación, segregaciones, armaduras aparentes, astillados, desconchados, etc., que pueden afectar a la estructura.

La fisuración es un fenómeno normal que se basa en el principio básico del concreto armado. No hay, pues, motivo de inquietud en la medida en que permanezca limitada y no amenace con traducirse en desórdenes graves. Conviene desde el principio detectar las fisuras (limpiando los paramentos) y medir su abertura (que no debe superar 0,1 a 0,2 mm) por medio de un fisurómetro, clasificándolas posteriormente, según su comportamiento, en fisuras "muertas", que no evolucionan, fisuras "vivas" de abertura variable bajo las cargas, que pueden provenir de un subdimensionamiento de la obra. Conviene apreciar también los riesgos de corrosión que ellas conllevan para las armaduras, o evaluar la importancia de tal corrosión cuando se detecte a través de las manchas de óxido. Finalmente, conviene seguir la evolución de las fisuras en el tiempo, y, para ello, levantar croquis donde se anoten regularmente su trazado, abertura y, si es posible, profundidad. No es fácil fotografiar un conjunto de fisuras, salvo en el caso de un paramento seco después de la lluvia, donde la humedad traza las líneas de la red. Pero la colocación de testigos y la puesta al día del expediente de inspección permite apreciar su gravedad.

La calidad del concreto se puede evaluar con bastante certidumbre por medio de diversos aparatos, tales como el esclerómetro, y con mejor precisión, recurriendo a la auscultación dinámica.

Según los casos, cuando una reparación parezca necesaria, se pueden utilizar diversos métodos: desde el simple recubrimiento de la superficie mediante un hidrófugo, hasta la inyección de productos diversos, pasando por el recipiente del concreto deteriorado hasta las armaduras y su sustitución por un mortero o de un microconcreto cuya adherencia al antiguo hay que asegurar.

El éxito de estas reparaciones viene facilitado por las posibilidades que ofrecen numerosos productos modernos: polímeros termoendurecibles -- (resinas epoxídicas, poliuretanos, poliésteres) o termoplásticos (resinas acrilamidas), etc. Sin embargo, hay que saber elegir correctamente el producto a utilizar en función del tipo de reparación, hay que precisar sus características y hay que conocer sus condiciones exactas de empleo.

Para ser duraderos, tales trabajos, incluso cuando parezcan simples, no deben ser confiados más que a especialistas competentes.

Más recientemente, una nueva técnica de "concreto proyectado", ya utilizada en otros campos, se ha ensayado para la reparación de puentes. Precisa numerosas precauciones en cuanto a preparación de superficies, en la composición del concreto, en el material utilizado para su fabricación y su proyección, etc., pero los resultados son alentadores, y es posible que permita resolver de un modo flexible y eficaz numerosos problemas de reparaciones.

#### I.6.3. TABLEROS DE CONCRETO PRETENSADO.

La vigilancia de los tableros de concreto pretensado es obligatoria y --

tanto más necesaria cuanto que están sometidos a peligros específicos. - El más grave es el de la corrosión bajo tensión, susceptible de provocar roturas frágiles de los alambres de alta resistencia, tesados a cargas - próximas a su límite elástico convencional.

Este fenómeno ha suscitado numerosos estudios, de los que una de sus conclusiones esenciales es que la corrosión bajo tensiones se produce en un medio acuoso, básico, sin que necesariamente tenga que haber aporte de - oxígeno exterior. Por tanto, es imperativo impedir que el agua penetre - hasta las armaduras.

Ello exige, de entrada, vigilar con más atención aún que en los otros -- puentes el funcionamiento de los dispositivos de protección y evacuación de las aguas pluviales.

Como en los demás tipos de puentes, deben medirse con regularidad las deformaciones del tablero, aunque la interpretación de los resultados sea aquí más difícil. En efecto, los tableros de concreto pretensado sufren - obligatoriamente deformaciones diferidas debidas a la fluencia y relaja - ción, y la distinción entre las deformaciones normales que de ello resul - tan y las que pueden traducir una anomalía de la estructura no es dema - siado evidente.

Teóricamente, no se deberían observar fisuraciones en los puentes de concreto pretensado calculados con "pretensado total", en los que el concre - to debería estar siempre comprimido.

En realidad, a causa de la simplificación de los esquemas de cálculo, - siempre hay en estos puentes zonas y direcciones en las que el concreto - está traccionado y, efectivamente, se descubren en ellos fisuras. Pero, - allí, la gran dificultad consiste en distinguir entre las fisuras norma - les e inofensivas y aquellas que no hubieran debido producirse. Estas - últimas provienen de defectos o insuficiencias cuyas causas importa in - vestigar. Cuando estas fisuras amenazan con alcanzar una armadura de pre tensado existe el riesgo de su rotura por corrosión, puesto que permiten la penetración del agua, o bien, a más largo término, por fatiga, a cau - sa de las variaciones localizadas de tensión que resultan en el acero ba - jo el efecto de las cargas.

Los mismo ocurre con las manchas de óxido: la corrosión que denuncian no es demasiado inquietante cuando tales manchas provienen de armaduras pa - sivas alejadas de todo tendón de pretensado. En caso contrario, el peli - gro es mucho más serio.

La fisuración anormal de un tablero de concreto pretensado es siempre, - por consiguiente, un caso de patología. Sería un grave error recurrir, - sin otro examen, a los medios de reparación recomendables para el concre - to armado. Aquí es siempre preciso llamar a especialistas en el tema.

Los medios de auscultación e investigación se han recordado en las pági - nas precedentes: fisurómetro, auscultación dinámica, gammagrafía de alta energía al betatrón, medida eventual de las creaciones de apoyo, etc. - Sólo procedimientos especializados son capaces de definir y poner en -- obra los métodos adecuados.

- La interpretación de los resultados es siempre difícil, porque cada uno - de estos métodos da informaciones limitadas y porque las deformaciones - tienen a menudo causas múltiples e interconectadas.

Las observaciones realizadas sobre aquellas obras donde se han manifesta - do desórdenes, y cuyo número afortunadamente permanece muy limitado res -



pecto al de los puentes de concreto pretensado existentes, han mostrado que las roturas de alambres por corrosión, conllevando una disminución del pretensado, están lejos de ser el único origen de los mismos. Los de sórdenes pueden provenir:

- de errores o lagunas en el proyecto: por ejemplo, subestimación del peso propio, no haber tenido en cuenta suficientemente los fenómenos de redistribución de esfuerzos, de gradientes térmicos, de acciones localizadas en la proximidad de los anclajes, de empujes al vacío, de efectos del esfuerzo cortante, de incertidumbres sobre los valores de los esfuerzos, y, en particular, en aquellas zonas donde las mismas son teóricamente débiles y en las que no se ha previsto suficiente armadura pasiva, etc.;

- de precauciones insuficientes o de defectos de ejecución: por ejemplo, si la resistencia del concreto resulta demasiado débil o si éste ha sido mal colocado, si rozamientos excesivos han impedido que los tendones alcancen la fuerza de pretensado necesaria, si las armaduras de acero pretensado se han visto desplazadas respecto a su posición teórica, si el agua ha penetrado en las vainas o conductos haciendo estallar el concreto en período de helada, si un concreto demasiado joven y con poca armadura pasiva se ha visto sometido a un pretensado excesivamente fuerte, etc.

Esta enumeración está lejos de ser exhaustiva. La observancia de las distintas instrucciones relativas a la concepción y al cálculo de los puentes de concreto pretensado, debe permitir evitar en el futuro buena parte de los incidentes constatados.

Sin embargo, a largo plazo, incluso en las obras mejor ejecutadas, subsiste el peligro de corrosión bajo tensión de la armadura. Resulta esencial limitarlo de entrada, eligiendo las calidades de armadura más resistentes, evitando someterlas a tensiones permanentes demasiado elevadas, protegiéndolas mediante una capa de protección eficaz, mediante un concreto compacto y exento de todo elemento agresivo y mediante una lechada de inyección de una composición conveniente, cuidadosamente inyectada en las vainas. Por lo demás, es fundamental vigilar el comportamiento de todos los puentes de concreto pretensado, con objeto de detectar a tiempo todo síntoma de debilidad.

Las reparaciones de los tableros de concreto pretensado deben ser estudiadas en cada caso según la naturaleza y la causa de los desórdenes que siempre resultan difíciles y aleatorias. Los principales métodos utilizadas son la inyección de las fisuras, lo que rara vez es suficiente, la inyección de las vainas y el refuerzo del pretensado mediante cables suplementarios situados en el exterior del concreto (normalmente, en el interior de una viga cajón; las mayores dificultades, en este caso, provienen del anclaje de estos cables). El método de refuerzo, consistente en placas metálicas pegadas con resina, que ha sido objeto de algunos ensayos, no parece todavía suficientemente eficaz para ser generalizado. En cualquier caso, las reparaciones y refuerzos precisan la intervención de servicios especializados.

#### I.7. Equipamientos

El mantenimiento en buen estado del servicio de los equipamientos condiciona el del puente: su vigilancia y mantenimiento no deben ser despre-

ciados, siendo recomendable, por el contrario, vigilarlos con frecuencia. Ya hemos insistido a propósito de las losas en los tableros, en la importancia de la impermeabilidad y de la evacuación del agua. Los drenes corren el riesgo de colmatarse o verse obstruidos por tierra u hojas muertas. En general, resulta fácil desatascarlos. Pero, si dejan de funcionar, conviene emprender sin retraso los trabajos precisos para volverlos a poner en condiciones.

Igualmente, si surgen filtraciones o estalacitas que denuncian que el agua atraviesa la losa del tablero, no hay que dudar en reparar o incluso recomponer totalmente, la capa de impermeabilidad, sin esperar a que aparezcan desórdenes mayores en la estructura y, con mayor razón, si se trata de una ruta sobre la que se extienden en invierno sales antihielo. En cuanto a la capa de rodadura, que no tiene importancia para la durabilidad del puente, son los propios usuarios los que se encargan de señalar sus defectos cuando éstos no se reparan rápidamente. Esta capa de rodadura precisa un mantenimiento constante, ya que se ve muy expuesta a degradaciones, a causa de los esfuerzos y deformaciones que le son impuestos y de la heterogeneidad de los elementos que componen el recubrimiento del puente.

Las juntas de calzada deben verificarse con suficiente frecuencia para asegurarse de que no provocan choques, de que sus anclajes se mantienen, de que no están bloqueadas por tierra o por piedras. Su abertura debe medirse periódicamente y, en particular, durante los grandes fríos y los fuertes calores, con objeto de controlar no sólo su propio funcionamiento sino también la libre dilatación del tablero, es decir, el buen funcionamiento de los aparatos de apoyo, a los que hay que prestar una atención especial.

Con independencia de los parapetos, choques que reciban, que exigen reparaciones inmediatas, los parapetos y las barreras de seguridad deben pintarse ya que están fuertemente expuestas a la corrosión. Sus empotramientos en el tablero, que condicionan su resistencia, deben verificarse de vez en cuando. Los parapetos y balaustradas de los viejos puentes también deben vigilarse al igual que el estado de la pintura de las luminarias - y, en particular, de la base de los postes de iluminación de los parapetos metálicos y de cualquier otro elemento metálico.

#### I.8. Modificación de los puentes.

La conservación consiste en mantener la obra en estado de servicio, para dar seguridad a sus usuarios..

Las reparaciones intentan volver a poner el puente en el estado de servicio en que se encontraba, o en el que hubiera debido encontrarse, en su origen. Pueden no ser más que parciales si no es posible obtener totalmente este resultado.

Pueden resultar necesarias ciertas modificaciones respecto a la situación inicial de la obra. Se trata básicamente de refuerzos o ensanches impuestos por la evolución del tráfico o por otros cambios (tales como acondicionamiento de los accesos al puente, instalación de canalizaciones suplementarias en el tablero, aumento de calado de una vía navegable, o construcción de una presa, que pueden exigir la modificación de las cimentaciones etc.).

Gran número de puentes antiguos se mantienen en servicio, a pesar de haber sido calculados para cargas netamente inferiores a las de ahora, gracias al hecho de que los esfuerzos admisibles en su época eran más bajos que las actuales. Al disponer, así, de un margen de seguridad grande, han podido hacer frente a la agravación de las cargas. Sin embargo, para conservar una seguridad suficiente es preciso, en muchos casos, imponer limitaciones a las cargas admisibles sobre ellos.

Esto se aplica, sobre todo, a los viejos puentes metálicos o de concreto armado. Los puentes de mampostería, si están bien construidos y mantenidos, son capaces de resistir a las cargas más pesadas, a condición de tener buenas cimentaciones.

Naturalmente, la evaluación de la carga admisible no debe basarse tan sólo en el cálculo de la estructura original. Debe, por el contrario, tener en cuenta el estado real de la obra, con sus posibles efectos de corrosión y degradaciones, lo que exige una visita detallada y, eventualmente, la auscultación del puente. Se trata de un estudio delicado, ya que el proyecto inicial, cuando se encuentra, es a menudo inexacto, y los métodos de investigación no permiten determinar con toda seguridad la resistencia efectiva de la obra. Las conclusiones de este estudio tienen que recurrir, en gran medida, a la apreciación y al buen juicio, comportando siempre un mayor o menor margen de incertidumbre.

Cuando la importancia del itinerario no permite prescribir limitación de carga sobre el puente, es preciso sustituirlo o intentar su refuerzo.

En el caso en que la sustitución se revele necesaria, suele proponerse, a menudo limitarse a la reconstrucción de la superestructura conservando los apoyos que, exteriormente, parecen en buen estado. Resulta indispensable, en tal caso, asegurarse, en la medida de lo posible, de la situación real de las cimentaciones, sin contentarse con recalcularlas según los planos. En efecto, es normal descubrir que se hallan bastante más degradadas y son, por tanto, menos resistentes que la superestructura desahuciada, siendo entonces preciso rehacer totalmente el puente.

El posible refuerzo debe estudiarse en cada caso particular. Los métodos a plantear son, en efecto, muy diversos en función del material constitutivo de la estructura, de las disposiciones y características de los elementos a reforzar (vigas longitudinales, vigas diafragma, losa superior, etc.). Si bien su principio parece simple, las modalidades de integración al tablero antiguo y las de su realización plantean problemas difíciles. Los gastos que conllevan y con un resultado siempre aleatorio, son tales que a menudo resulta preferible reconstruir el puente.

Generalmente, los puentes metálicos se prestan mejor al refuerzo que los de concreto armado.

Cuando cabe contentarse con un refuerzo parcial del tablero, hay que asegurarse de que éste no agrava la situación de los elementos conservados.

Por ejemplo, los pisos de acero que subsisten en algunos puentes antiguos deben sustituirse por pisos de las mismas características más que por losas de concreto para no aumentar la carga permanente y, si es posible, aliviar a la estructura.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ

Hoja 13 de 73

Los refuerzos se llevan a cabo, sobre todo, para permitir el paso de convoyes excepcionales que cada día, son más numerosos, disponiendo incluso de autorizaciones permanentes en itinerarios determinados. Tales circulaciones exigen las investigaciones y los cálculos antes citados: los refuerzos pueden ahora quedar limitados a los objetivos precisos a alcanzar y su eficacia puede controlarse, al menos cuando se trata de convoyes cuya circulación está estrictamente vigilada.

Los ensanches suponen, en primer lugar, la verificación de la resistencia del puente, ya que conducen a un aumento de la carga a considerar. Tal verificación debe referirse tanto a la superestructura como a las cimentaciones, teniendo siempre en cuenta el estado real de la obra, lo que puede conducir a exigir su refuerzo.

A continuación, hay que investigar las disposiciones constructivas correctas, sobre todo en lo relativo al enlace de los nuevos elementos con el tablero existente.

En los puentes de mampostería han desarrollado diversas soluciones con disposición en voladizo de las aceras e incluso de una parte de la calzada. En los puentes metálicos, y sobre en los de concreto armado, esto resulta mucho más difícil.

Cuando se trata de un ensanche importante, la solución puede ser construir una nueva superestructura adosada a la antigua. Así se han ensanchado diversos puentes de mampostería.

En otros casos, el nuevo puente debe quedar separado e independientemente del antiguo

Si el puente a ensanchar es relativamente moderno, esto no ofrece demasiadas dificultades.

Pero, si se trata de un puente viejo, hay que resolver un delicado problema de arquitectura: es preferible construir, con grandes gastos, en falso estilo antiguo, o conviene más aceptar la proximidad y coexistencia de dos estilos discordantes?

En tal caso, la mejor solución consiste en separar suficientemente las dos obras, incluso a costa de una prolongación del recorrido, independizando ambos sentidos de circulación.

Los diseños relativos a las modificaciones deben, evidentemente, incorporarse al expediente de la obra, al igual que los estudios que se refieren a la limitación de las cargas admisibles.

I.9 LA VIDA DE LOS PUENTES.

I.9.1 ¿ CUAL DEBE SER LA VIDA DE UN PUENTE ?

Un puente no se hace tan sólo para soportar las cargas para las que ha sido calculado. Se construye también para que dure. Aun planteando problemas distintos, seguridad y durabilidad están íntimamente ligadas, como ya se ha subrayado en estas notas.

¿ ES NECESARIO Y POSIBLE PRECISAR LA DURACION DE VIDA DESEABLE DE UN PUENTE ?

Tal cuestión se ha planteado, más que nada, a propósito de recientes investigaciones sobre la seguridad. Es necesario prescribir y evaluar la seguridad teniendo en cuenta la duración de explotación prevista para la construcción. Se admite con bastante generalidad que tal duración debe fijarse para los puentes - en unos cien años. Pero se trata de más de una duración de referencia que sirva de base a los cálculos, que de una evaluación de vida probable o deseable. Tal aspecto ha sido estudiado, en un campo totalmente distinto, por teóricos de economía, algunos de los cuales han llegado, a partir de hipótesis puramente financieras, a valores del orden de los treinta años. Semejante resultado prueba que estos estudios no han tenido en cuenta más consecuencias que las derivadas de los accidentes corporales, sin incluir las condiciones reales de la gestión, la demolición y la reconstrucción de las obras de arte, que nada tienen en común con el desgaste y la sustitución de los objetos usuales. Basta, para apreciar su validez, con constatar las dificultades presupuestarias con las que se enfrenta la reconstrucción de aquellos puentes manifiestamente vetustos e insuficientes que, con grandes dificultades, hay que mantener en explotación, imaginando la situación que se plantearía si hubiera que poner fuera de servicio todos los puentes con más de treinta años de edad.

La historia de la evolución de los puentes suministra indicaciones sobre lo que hasta ahora ha ocurrido. Hasta el siglo XIX, la mayoría de los puentes, - aparte de los que se destruían voluntariamente, perecieron a causa de sus cimentaciones. Los puentes de piedra son, con mucho, los más duraderos, subsistiendo algunos desde la colonia. A la inversa, ciertos tipos de puente, como los primeros de hierro, han tenido una vida media muy corta. Los puentes de acero presentan la ventaja de que pueden ser reparados, rejuvenecidos y eventualmente, reforzados con más facilidad que los de concreto armado o pretensado, apareciendo así como más duraderos. Unos y otros, además de los fallos de cimentaciones a que están expuestos, se ven puestos fuera de servicio como consecuencia de la insuficiente resistencia de su superestructura, al cabo de un tiempo muy variable, según su tipo, sus disposiciones, su ubicación y los cuidados de mantenimiento que han recibido.

Las informaciones cualitativas que cabe sacar de estas constataciones, y, sobre todo, las que provienen de análisis más precisos, resultan muy instructivas y podrían ser útilmente completadas por estadísticas detalladas, para estudiar el comportamiento de las diferentes categorías de obras y el modo como resisten a las diversas agresiones que sufren.

Pero tales estudios, aunque fueran muy profundos, no conducirían a ninguna conclusión clara en lo que respecta al porvenir: por una parte, la experiencia de los puentes de concreto pretensado, tal y como se construyen desde hace algunos años, es demasiado reciente para que se pueda predecir su longevidad; por otra parte, y sobre todo, nadie puede prever cuáles serán los modos de transporte ni el estado de la técnica y de la economía en el próximo siglo. -- Quienes nos dedicamos a conservar puentes debemos, sin embargo, intervenir para que se limite la tendencia general al aumento de los pesos de los camiones y otros vehículos autorizados a circular por las carreteras.

Aún suponiendo que se tomara una decisión para fijar la duración de vida a asignar a un puente, es dudoso que se pudieran dictar reglas precisas para su aplicación.

#### I.9.2 ¿COMO PUEDE PROLONGAR LA VIDA DE UN PUENTE?.

Aunque no quepa asignarle un valor exacto, sí que es posible actuar de modo que la duración de vida de un puente a construir sea muy amplia, y ello -- manteniendo la primera inversión dentro de límites razonables.

Las precauciones destinadas a mejorar la longevidad deben tomarse en todas las etapas de su vida: concepción, ejecución y mantenimiento de la obra. La siguiente lista, que se refiere básicamente a los puentes de concreto, y que -- está lejos de ser exhaustiva, indica algunas:

##### I.9.2.1 En la etapa de la concepción y del proyecto.

###### a) Prever una estructura duradera por sí misma:

- Elegir formas macizas y simples mejor que débiles y complicadas;
- Evitar al máximo los puntos de posible infiltración del agua, tales como las cajas de anclaje de los cables levantados en pretensados, las juntas y las uniones. Esto plantea el problema general de la prefabricación, que -- presenta tales ventajas que cada día se utiliza y desarrolla más. Juntas y enlaces son siempre puntos débiles que hay que tratar con gran atención para asegurar no sólo su resistencia, sino también su impermeabilidad y durabilidad. Cuando dos soluciones, monolítica una y compuesta de diversos elementos enlazados -- entre sí la otra, son más o menos equivalentes, debe elegirse la primera porque será, con toda seguridad, más duradera;
- preferir técnicas seguras y probadas a las excesivamente de "punta" que exigen gran precisión de cálculo y ejecución (salvo cuando se trate de obras especiales o experimentales);

- Asegurarse de que el proyecto ha tenido en cuenta no sólo los esfuerzos principales, sino también los "secundarios", los eventuales aumentos de las cargas (ejemplo: colocación ulterior de una capa de rodadura de mayor espesor), y las consecuencias de ciertos fenómenos cuya importancia no se ha revelado más que en algunos puentes recientes (redistribución de esfuerzos, gradientes térmicos, etc.);

- examinar con cuidado las disposiciones constructivas y los detalles del proyecto; armadura pasiva suficiente y capaz de permitir la colocación correcta del concreto, recubrimiento mínimo de las armaduras, juntas de construcción en el concreto, transmisión de los esfuerzos concentrados o localizados, etc., evitar discontinuidades y heterogeneidades, los huecos y las depresiones, etc.;

- Prestar particular atención a la concepción y al cálculo de las cimentaciones, teniendo en cuenta la naturaleza del suelo y sus eventuales modificaciones a lo largo del tiempo; exigir investigaciones complementarias, si las informaciones sobre aquél parecen insuficientes o dudosas;

- de modo general, no dudar en reforzar ciertos elementos más allá de lo que sería estrictamente necesario para la seguridad, con el fin de tener en cuenta riesgos de corrosión (ejemplos, placas y perfiles esatrustrales que deben tener un espesor mínimo indicado en las diversas normas).

b) Prever en el proyecto la protección de la estructura:

- las características y detalles de las capas de impermeabilidad de los dispositivos de evacuación de aguas han de quedar totalmente precisadas;

- si no es posible evitarlo, las partes que resulten inaccesibles deben protegerse muy especialmente contra la corrosión, al igual que las líneas de contacto entre metal, concreto y aire;

- el sistema de protección anticorrosiva de las estructuras metálicas - debe estudiarse de antemano, viniendo definido en el proyecto;

- existen medios de protección superficial de los alambres metálicos -- (para cables de puentes colgantes o atirantados y para armaduras de pretensado) consistentes en grasas, revestimientos plásticos o galvanizados. Actualmente - resultan demasiado costosos para su generalización, pero deben plantearse en -- cierto tipo de obras.

c) Prever en el proyecto posibilidades de inspección y conservación.

- no olvidar en los estudios de ejecución las puertas, trampillas de acceso (que no deben situarse en la calzada), agujeros de hombre y escalerillas, necesarios para la vista interior de la obra. En un puente cajón, es bueno man tener una instalación permanente de iluminación.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ

Hoja 17 de 73.

- las pasarelas de visita a las canalizaciones pueden servir para la inspección del puente. También se podrán utilizar barquillas exteriores, para las que conviene prever dispositivos de cuelgue;

- los muretes de guarda deben coronarse con saledizos que permitan visitar los extremos de las vigas.

- los aparatos de apoyo deben ser, en la medida de lo posible, visitables. En cualquier caso, es preciso prever el levantamiento de la superestructura para el cambio eventual de los mismos, reservando por consiguiente las posiciones precisas para los gatos, y dimensionando convenientemente las piezas -- que hayan de transmitir los esfuerzos resultantes en tal situación provisional.

d) prever en el proyecto posibilidades de volver a poner en condiciones y, eventualmente, reforzar el puente, por ejemplo:

- en los puentes atirantados, resultará más fácil cambiar sucesivamente los cables si éstos son numerosos y separados, que sustituir un cable grueso -- cuando ello se haga necesario.

- en los puentes de concreto pretensado, es bueno, reservar la posibilidad de añadir ulteriormente algunas armaduras, bien dejando a la espera algún conducto vacío en el concreto (aunque puedan resultar inutilizables cuando se las necesite), bien construyendo dentro del cajón, bloques de anclaje para futuras armaduras exteriores al concreto.

#### I.9.2.2 En la etapa de la ejecución.

Se refieren, de entrada, a la calidad de los materiales, que debe verificarse no sólo al comienzo, sino también tras su transporte y almacenamiento. Se refieren, a continuación, a la fabricación del concreto, el cual no sólo debe presentar la resistencia deseada, sino también buena compacidad, y no contener elementos químicos peligrosos. Conciernen, finalmente, a la colocación en obra, que debe respetar las indicaciones geométricas de los planos y debe ser llevada a cabo de modo que se obtengan en todos los puntos las características físicas y mecánicas previstas.

Hay que recordar, una vez más, que, concreto pretensado, la protección de las armaduras se logra principalmente mediante la inyección, cuyo éxito exige, básicamente, la integridad, continuidad y la impermeabilidad de los ductos.

#### I.9.2.3 En la etapa de la vigilancia y la conservación.

- La primera precaución a tomar es instalar en el puente puntos de referencia, y anotar en el momento de las pruebas el "estado cero" para poder seguir su evolución;



EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

Hoja 18 de 73

- en lo sucesivo, resulta necesario y obligatorio proceder a visitas e -  
inspecciones periódicas, manteniendo al día el expediente de obra, según las re-  
glas recordadas en los párrafos I.1 a I.7 anteriores.

- los trabajos corrientes de conservación deben desarrollarse tan pronto  
como parezcan necesarios, sobre todo los que permiten asegurar la evacuación de  
las aguas, previniéndose así las degradaciones.

Cualquiera que sea la calidad de la obra en su inicio, los cuidados y el  
mantenimiento que reciba, son esenciales para prolongar su vida.

### I.9.3 Patología y demolición de los puentes.

A pesar de estos cuidados, sucede a veces que los puentes se ven afecta-  
dos por enfermedades que no pueden ni prevenirse ni cuidarse con simples opera-  
ciones de mantenimiento.

Como manifiesta un autor de origen francés: "La patología de las obras -  
es una ciencia muy compleja que, por las nociones que implica, de anatomía y fi-  
siología de las estructuras, de semiología, de etiología, terapéutica, expedien-  
tes, radiografía (e incluso gammagrafía), de examen general (control de conjunto  
del comportamiento), de diagnóstico, intervención, cirugía reparadora y preven-  
ción, se asemeja del modo más natural y estrecho a la patología clásica".

Ya hemos dado en los párrafos precedentes I.2 a I.6, algunas indicaciones  
sobre la auscultación, de los puentes y los problemas habituales que acarrea.

Son problemas muy arduos ya que, pese a los considerables progresos en -  
este campo, las técnicas actuales no permiten todavía conocer de modo exacto y -  
completo el estado real de una obra.

Las investigaciones prosiguen y cabe esperar que desemboquen en puestas  
a uso de métodos más eficaces y precisos de control no destructivo de los cables  
de los puentes colgantes y atirantados, de las armaduras de pretensado, y que -  
aporten quizá la solución, tan esperada por los ingenieros, al problema de la me-  
dicación del estado tensorial real de una obra.

El diagnóstico es tanto más delicado de establecer cuanto que las anoma-  
lías constatadas se pueden deber a diversos fenómenos simultáneos. Para ser du-  
raderas, las reparaciones deben atacar todas las causas del mal y no sólo a sus  
efectos. Sus resultados deben controlarse y vigilarse para asegurar su eficacia.

Llega un momento en que las reparaciones no son suficientes y en que hay  
que plantear el refuerzo, la limitación de las cargas admisibles o la demolición  
de la obra.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERALE  
DE CARRETERAS

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ

Hoja 19 de 73

Son decisiones siempre difíciles de tomar, ya que nosotros los responsables de los puentes, debemos garantizar la seguridad de los usuarios, pero - evitando al mismo tiempo gastos injustificados. Cuando la seguridad está manifiestamente comprometida, no hay que dudar en limitar o prohibir la circulación. Pero, en bastantes ocasiones, las conclusiones relativas a la capacidad real del puente son mucho menos claras, y sería inaceptable bloquear todos los puentes que no presentan una seguridad "absoluta". Como las diversas investigaciones sobre la seguridad de la construcción han demostrado la misma noción de seguridad absoluta carece de sentido: no cabe plantear más que una limitación de la probabilidad de ruina, que debe apreciarse en cada caso. No es, -- obviamente, posible dar reglas concretas a este respecto.

La demolición de los puentes no ha sido objeto hasta ahora de ningún - estudio de conjunto, eligiéndose en cada caso los métodos a emplear. Algunos - ejemplos, afortunadamente escasos, muestran, sin embargo, que la demolición de ciertos tipos de puentes recientes se enfrenta a serias dificultades. Habrá - quizá que abordar sistemáticamente este problema en los próximos años. En - cualquier caso, resulta útil aprovechar la demolición de un puente para examinar su estado interno y el de sus cimentaciones, lo que puede aportar informes útiles sobre la patología y la prevención de desórdenes, a través de la última etapa de la vida de una estructura, es decir, una autopsia.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

hoja 20 de 73

## CAPITULO II

CONSTRUCCIONES CON ESTRUCTURA DE CONCRETO.

CAUSAS DE LOS DETERIOROS Y MEDIDAS DE PROTECCION

### II. A) INTRODUCCION.

Los tres síntomas principales del deterioro de una obra de concreto son: las grietas, la disgregación y la desagregación (que se puede definir como una pudrición de toda la superficie, con pérdida de cemento y liberación de agregados). Cada uno de estos síntomas fundamentales es visible y puede ser fácilmente detectado y diferenciado de los demás. Sin embargo, cada uno se presenta bajo varias formas que tienen, cada cual su significación propia.

Además, en una obra dada, no sólo pueden aparecer juntos los tres síntomas principales de degradación, sino que también son susceptibles de manifestarse al mismo tiempo sus diferentes formas. Por tanto, diagnosticar la causa de la degradación del concreto es una operación muy delicada que difiere claramente de la misma investigación en una obra de acero o de madera, donde la relación entre los síntomas y la causa es, normalmente, muy clara.

Este problema se resuelve buscando todas las causas posibles del estado observado y procediendo por eliminación. Este procedimiento necesita, en primer lugar, la confección de una lista de los agentes y procesos de degradación y la comprensión de su modo de actuar y de afectar a los constituyentes del concreto. La siguiente etapa consiste en diagnosticar la causa probable recurriendo al proceso de eliminación citado y la etapa última consiste en escoger un método de reparación y ponerlo en práctica. Conviene que el lector aborde las páginas que siguen en el orden antes descrito, sin establecer un diagnóstico en tanto no conozca el proceso de deterioro y sin buscar un método de reparación en tanto que el diagnóstico no esté establecido.

### II. B) CAUSAS DE DETERIOROS.

Las causas más frecuentes de degradación del concreto han sido reunidas en el cuadro II.1 siguiente:

Cuadro II.1 CAUSAS DE DETERIOROS EN LAS LOSAS DE CONCRETO.

1. Causas de degradación que se producen durante la construcción:
  - a) Asientos localizados de las superficies sobre las que se cuela.
  - b) Desplazamientos de encofrados.
  - c) Vibraciones.
  - d) Segregación del concreto fresco.
  - e) Retracción de fraguado del concreto.
  - f) Desencofrado prematuro.
2. Retracción durante el endurecimiento.
3. Efectos térmicos.
  - a) Variaciones de la temperatura atmosférica.
  - b) Variaciones de la temperatura interna.
4. Absorción de agua por el concreto.
5. Corrosión de las armaduras.
  - a) Corrosión debida a ataques químicos.
  - b) Corrosión debida a efectos electrolíticos.
6. Corrosión del concreto.
7. Alteraciones atmosféricas.
8. Ondas de choque.
9. Erosión (abrasión).
10. Mala concepción de los detalles constructivos.
  - a) Angulos entrantes.
  - b) Variaciones bruscas de sección.
  - c) Juntas rígidas entre losas prefabricadas.
  - d) Deformaciones.
  - e) Fugas por las juntas.
  - f) Sistema de desagüe mal proyectado.
  - g) Drenaje insuficiente.
  - h) Juego insuficiente de las juntas de dilatación.
  - i) Tensiones tangenciales no previstas en soportes y contrafuertes.
  - j) Incompatibilidad de materiales o secciones.
  - k) Efectos de fluencia no previstos.
11. Errores de proyecto.

II.B.1 Causas de degradación que se producen durante la construcción.

La utilización de métodos y procedimientos inadecuados o la negligencia pueden afectar, durante una fase cualquiera de la obra, a la calidad del concreto. Este concreto se dañará más fácilmente que el confeccionado de acuerdo con las reglas de buena práctica, y deberá ser rechazado. Aunque una mala puesta en obra pueda ser una puerta abierta a los agentes agresivos, raramente es causa directa de deterioros, salvo en los casos siguientes:

EXPOSICION: 'MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ

hoja 22 de 73

a) Asientos localizados de la superficie sobre la que se cuela. La -- presencia de zonas de desigual resistencia en las superficies sobre las que se cuela, de bolsas de aire o huecos, puede producir un asiento localizado del -- concreto fresco bajo el efecto de su propio peso. Si este asiento se produce -- después del acabado de la superficie del concreto, se producirán fisuras (ver Fig. II.1). Conviene evitar este fenómeno vigilando de cerca la compactación y drenaje de la superficie de trabajo. Hay que impedir a los obreros que an -- den sobre el papel de revestimiento y suprimir las bolsas de aire. Las fisu -- ras de este tipo se rellenarán al acabar la superficie del concreto, salvo si este acabado se hace inmediatamente después del vertido. Por tanto, en la me -- dida de lo posible, hay que retardar esta operación mientras el concreto sea -- trabajable en superficie. Las fisuras cegadas ya no reaparecen.

b) Desplazamiento de los encofrados.- Todo movimiento del encofrado que se produzca entre el momento en el que el concreto comienza a perder su fluidez y el momento en el que acaba de fraguar, provoca la aparición de fisuras. Es -- tas fisuras pueden ser internas y por consiguiente invisibles. En estas condi -- ciones constituyen un peligro potencial, pues forman una bolsa de agua en la ma -- sa del concreto. que, al helarse, hace estallar la superficie. La corrosión de -- las armaduras causada por estas bolsas de agua es igualmente peligrosa. Para -- impedir la aparición de tales fisuras hay que revestir la superficie de la made -- ra utilizada para el encoframiento con objeto de impedir la absorción de hume -- dad, o sea, el hinchamiento de la madera. Es también necesario que el encofra -- do esté bien proyectado, en particular en lo que concierne a detalles de unio -- nes y a deformaciones. La velocidad de colado para un encofrado dado debe ser -- señalada en los planos de encofrado o en un anexo. Estos planos no deben ser -- omitidos. Los clavos deben trabajar a cortante, para evitar todo juego. Hay -- que comprobar periódicamente los montajes y la ejecución durante el vertido.

c) Vibraciones.- Las fisuras debidas a las vibraciones producidas duran -- te el fraguado del concreto son frecuentes.

Estas vibraciones pueden deberse a la circulación de vehículos, a la -- hinca de pilotes, a voladuras, a una compactación por vibración tardía, o a una vibración accidental causada por choques de las herramientas, o por obreros ne -- gligentes. Para evitar estos inconvenientes no hay que dejar que los obreros -- utilicen los encofrados como banco de trabajo durante el fraguado. Hay que im -- pedir que los camiones choquen contra el encofrado. En un terreno pulverulento de poca o mediana capacidad, la máquina de hinca debe encontrarse al menos a 15 m del lugar en el que se vierte el concreto. Sobre un terreno arcilloso o limo -- so no hay que hincar pilotes en las proximidades en tanto que el concreto no -- haya fraguado completamente. Asimismo, no hay que desplazar material pesado -- por los alrededores. Conviene desviar toda la circulación rodada intensa próxi -- ma a la obra.

d) Segregación del concreto fresco.- Antes del fraguado se produce una -- sedimentación de las partículas más pesadas. Como el concreto endurece primero en superficie, si un obstáculo rompe la homogeneidad de esta sedimentación, se -- producirán fisuras. Una armadura fija puede ser ese obstáculo. Las fisuras -- aparecen como muestra en la Fig. II.3a.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VÁZQUEZ

hoja 23 de ,

Cuando las armaduras forman una malla densa, puede producirse -en lugar de fisuras en superficie- un plano de separación bajo esta malla. Este plano - provoca desperfectos al helarse el agua cautiva y por corrosión de las armaduras (ver figura II.3 b)

Medidas de protección.- Las fisuras superficiales (ver Fig. II.3a) pueden colmatarse: basta con retrasar el acabado de las superficies. Se recomienda igualmente comenzar el curado del concreto lo antes posible tras su puesta en obra; este tratamiento retrasa el fraguado y reduce la diferencia entre la segregación en superficie y la que tiene lugar en el interior de la masa. Es una de las razones por las que importa abrigar el concreto, protegerle del sol y comenzar el curado rápidamente en los días de calor y viento, o en climas áridos. Conviene utilizar una mezcla densa y plástica. La compactación por vibración es una necesidad.

Sin embargo, no se puede impedir, ni corregir, la formación de planos de separación en la masa retardando el acabado de la superficie ni realizando un curado rápido. Por tanto, cuando el volumen de concreto es importante y la malla de armaduras densa, el ingeniero debe prever la probable formación de este plano de menor resistencia en la obra. Debe tener en cuenta su existencia, hace vibrar el concreto o disminuir los esfuerzos de adherencia.

A estos efectos, hay que tener en cuenta las prescripciones de las normas ACI en lo que concierne a la reducción de esfuerzos admisibles de adherencia para las barras superiores de losas de más de 30 cm de espesor y para las barras superiores de zapatas de cimentación. Estas prescripciones tienen en cuenta la posible presencia del plano de separación citado (ver fig. II.3 b).

e) Retracción de fraguado del concreto. Las variaciones de volumen al comenzar el proceso de fraguado del concreto, tienden a provocar la formación en superficie de pequeñas fisuras. Estas fisuras presentan un aspecto característico de escamas de cocodrilo. Las medidas preventivas son las mismas que las descritas en el párrafo d).

f) Desencofrado prematuro. La velocidad y economía actualmente buscadas en la construcción traen consigo que se retiren a menudo los apuntalamientos o el encofrado antes de que el concreto haya adquirido suficiente resistencia. Entonces aparecen frecuentemente fisuras en el concreto. Esta fisuración puede ser grave y basta para evitarla dejar en su sitio o apuntalamientos y encofrados sea lo bastante resistente.

#### II.B.2 Retracción durante el endurecimiento.

Las reacciones químicas que se producen durante el endurecimiento del concreto se prolongan durante mucho tiempo (probablemente varios años) y llevan consigo una disminución de volumen denominada "retracción de endurecimiento" o simplemente "retracción". Si la obra no puede deformarse libremente, se crean esfuerzos que pueden fisurar el concreto. Medidas preventivas. Pueden limitarse los efectos de la retracción empleando mezclas más pobres, de cemento tipo -

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

hoja 24 de 73

I ó II en lugar del tipo III (alta resistencia inicial) y agregados de densidad normal en lugar de áridos ligeros.

Con una dosificación dada y un tipo y marcas dados de cemento, no se puede hacer gran cosa para limitar los efectos de la retracción, sino suprimir los esfuerzos que se logran utilizando numerosas juntas de construcción y dilatación, prever una armadura adecuada con objeto de repartir y reducir la dimensión de las posibles fisuras y enfriar los áridos y el agua de la mezcla.

Esta última técnica permite disminuir la temperatura media del concreto al ponerlo en obra, por bajo de la temperatura ambiente, lo que lleva consigo un calentamiento interno que compensa la disminución de temperatura que representa tradicionalmente el fenómeno de la retracción.

### II.B.3 Efectos térmicos.

a) Variaciones de la temperatura atmosférica. Las variaciones de temperatura en el concreto endurecido implican cambios de su volumen y de su forma. Si tales cambios son coartados por la estructura de la obra, se producen esfuerzos que pueden producir tracciones en el concreto, con la consiguiente fisuración.

Por ejemplo, consideremos una losa de concreto que reposa sobre el suelo, construida al final del verano o principios del otoño. Durante el invierno la temperatura atmosférica media y la temperatura del concreto pueden bajar  $40^{\circ}\text{C}$  o más. Para una longitud de losa de 30 m, la contracción sería superior a 1 cm. Esta deformación es coartada por el rozamiento de la losa y el terreno. Si este rozamiento es suficiente para impedir que se produzca el movimiento de contracción lo que ocurre generalmente, la sección transversal de la losa se verá sometida a una tensión de fracción del orden de  $90\text{ kg/cm}^2$ , que supera ampliamente su resistencia.

Otro caso puede ser el de materiales no homogéneos, como por ejemplo, dos concretos de distinta edad en contacto. Los coeficientes de dilatación térmica de los dos materiales no serán probablemente los mismos, e incluso un cambio de temperatura uniforme en este medio no homogéneo, provocará un alabeo de la pieza; de aquí puede resultar un estado de esfuerzos desfavorable para la misma.

Medidas de protección.- El problema es muy parecido al que plantea la retracción; la solución consiste en prever juntas destinadas a reducir esfuerzos que se produzcan en la estructura y armaduras para repartir esfuerzos.

Para una calzada (ver ejemplo anteriormente) se prevén generalmente juntas de dilatación a intervalos de unos 10 m y una cuantía de armadura de un 0.2 a 0.25%. Ocurre con frecuencia, por ejemplo en puentes y edificios, que no

✓

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ

hoja 25 c 70

pueden realizarse muchas juntas; la solución consiste en prever todas las juntas de dilatación que se pueda, colocarlas en lugares críticos y aumentar las cuantías de armaduras.

Es muy importante determinar las cuantías de armadura necesarias para absorber los efectos térmicos. El cálculo de esfuerzos es prácticamente imposible. En general, hay que aplicar los mínimos de 0,2 a 0.25% recomendados -- por las normas ACI.

b) Variaciones de temperatura interna.- Las variaciones de volumen del concreto pueden deberse también a variaciones de temperatura interna. Por --- ejemplo, el aumento de temperatura del concreto durante el fraguado en presas, losas de cimentación y cimientos masivos que resulta de las reacciones exotérmicas que se producen, es un fenómeno conocido. Menos conocida, pero también importante, es la influencia del empleo de agregados cuyo coeficiente de dilatación térmica difiere netamente del coeficiente medio del concreto, que es --  $12 \times 10^{-6}$  por grado centígrado.

En el primer caso el concreto está sometido a una variación de volumen debida al desprendimiento de calor. En el segundo no hay tal desprendimiento, pero las variaciones de volumen que resultan de los cambios de temperatura externa o interna no son uniformes. En ambos casos, si los cambios de forma o - de volumen no pueden producirse libremente, aparecen fisuras.

Medidas preventivas: las medidas preventivas son las mismas que las que se toman para disminuir los efectos de la retracción, conviene también tener en cuenta la posible presencia de agregados cuyos coeficientes de dilatación térmica sean diferentes de los del concreto. Como esto no es fácil saberlo, lo me-- jor es usar cementos y agregados de origen conocido.

Cuando no es este el caso, se aconseja proceder a cuidadosos ensayos de los materiales en laboratorio, para determinar sus propiedades térmicas, al -- mismo tiempo que se efectúan los ensayos habituales de calidad.

#### II.B.4 Absorción de agua por el concreto.

En el mayor o menor grado, todo concreto es poroso. De hecho, frecuente-- mente se comprueba que entre las diferentes partes de una misma obra, construi-- das con los mismos materiales, por el mismo contratista, según las mismas normas, algunas están gravemente dañadas mientras que otras están sanas. Esto se debe - generalmente a las diferentes cantidades de agua absorbidas por el concreto se-- gún sus condiciones de utilización y según su porosidad, que es función de la -- calidad de ejecución.

Cuando la calidad de agua en el concreto aumenta, éste se hincha y aumen-- ta de volumen. Se han comprobado dilataciones comprendidas entre 0.01% para con-- cretos de baja calidad, dependiendo este valor de la edad, porosidad, tipo de - agregados y cantidad de agua inicial.

✓



EXPOSIXION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

hoja 26 de 73

Si el aumento de volumen está coartado, se producen fisuras y disgregaciones superficiales.

Medidas preventivas: En general, no es posible impedir el aumento de volumen del concreto debido al incremento de su contenido de agua. El remedio es tener en cuenta la dilatación del concreto en obras sometidas a ciclos de humedad y sequedad.

#### II.B.5 Corrosión de las armaduras.

a) Corrosión debido a los agentes químicos. Salvo en los pocos casos de obras de concreto en masa, la construcción de obras de concreto contienen armaduras de acero. Estas armaduras se colocan expresa y casi invariablemente a algunos centímetros, normalmente apenas más de dos, de la superficie. Si la armadura está en contacto con el aire o el agua, se corroe. El volumen del óxido producido por la corrosión es unas ocho veces el del metal sano de que procede, lo que provoca fisuras y disgregación del recubrimiento de concreto (Ver Fig. II.4)

Medidas preventivas: Para impedir la corrosión de las armaduras, es preciso que el acero no esté en contacto con agua que contenga oxígeno disuelto o con agua en presencia de oxígeno. El mejor método para esto es envolver las barras en una masa de concreto compacto de espesor suficiente.

Conviene evitar los detalles que favorezcan la acumulación de agua, no utilizar secciones en U desprovistas de grandes o numerosos agujeros de drenaje. Las construcciones de rieles y vías férreas deben ser provistas de drenajes eficaces.

Las superficies horizontales deben tener una pendiente de, al menos, un 1%, o mejor un 2%. Es necesario no omitir ninguna pendiente en las partes superiores de las guarniciones. Estas pendientes deben preverse de manera que el agua vierta hacia el exterior de la obra. Además, hay que cuidar de que los desagües no estén obstruidos y el agua captada en la superficie de rodamiento vierta lejos de la obra.

b) Corrosión debida a efectos electrolíticos.- En contacto con el agua sobre todo en presencia de sales, el concreto es conductor; las corrientes eléctricas erráticas pueden engendrar un efecto electrolítico sobre el acero y provocar una fuerte corrosión. Los orígenes de estas corrientes son frecuentemente accidentales, como las tomas a tierra o las fugas; pueden también provocarse, como en el caso de la protección catódica.

Cuando se toman medidas de protección, hay que recordar que los sulfatos, cloruros y carbonatos favorecen la corrosión.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

hoja 27 de -

Lo mismo sucede con el agua de mar, que se aconseja no utilizar en la elaboración del concreto, ya que es difícil asegurar que las sales sean completamente absorbidas por las reacciones de hidratación. Los cloruros de calcio y magnesio utilizados para acelerar el fraguado del concreto o como anticongelantes favorecen la corrosión si se encuentran en proporción excesiva.

Además, si las armaduras son de diferentes metales, la corrosión ataca los puntos de unión de estribos y barras y en particular los de tirantes con barras. Por consiguiente, en una sección dada, todas las armaduras deben tener la misma composición y si es posible, provenir de la misma fábrica. Las precauciones a tomar, expuestas en el párrafo anterior, son también válidas.

### II.3.6 Corrosión del concreto.

El comportamiento y las reacciones químicas del concreto durante y después del endurecimiento atraen la atención de físicos y químicos desde hace un siglo, por lo menos, y no están completamente explicados.

Por esto, no pudiendo tratar la cuestión a fondo en esta exposición, nos contentaremos con citar algunos de los agentes destructores más corrientes algunas de las reacciones más frecuentes y algunos procedimientos para impedir o frenar las reacciones químicas destructoras.

a) Materiales defectuosos.- La utilización de materiales defectuosos o sucios provoca variaciones de volumen del concreto, fisuras y todo tipo de defectos imprevisibles. Por esta razón la discusión que sigue supone que se utilizan materiales conforme a las Normas para el cemento y para los agregados que el agua esté limpia y poco cargada de sales; que los aditivos, si los hay, son de tipo y marcas de uso corriente y suficientemente ensayados y que los materiales no se han ensuciado antes o durante la colocación del concreto.

b) Algunos de los más importantes agentes destructores. Los cementos comerciales son alcalinos y les atacan los ácidos, los compuestos orgánicos -- hidrolizables en ácidos y algunos alcoholes.

El agua del terreno, ácida a causa de la presencia de vegetales en descomposición, constituye a veces una fuente de dificultades a este respecto. -- Los pisos de lecherías plantean un problema a causa del ácido láctico de la leche vertida que se agria. Los pisos de cervecerías, de fábricas de pasta de papel y de productos alimenticios, son otros tantos problemas.

Las sales que contienen iones amonio y magnesio atacan al concreto --- reaccionando con el calcio. En particular, la sustitución del calcio por magnesio se produce en contacto con el agua de mar. Es uno de los mecanismos por los que el agua de mar ataca al concreto.

✓

Las soluciones de sulfato reaccionan con el aluminato tricálcico hidratado, constituyente normal del concreto para dar sulfato-aluminato hidratado - (estringita o sal de Candlot). Esta reacción va acompañada de un fuerte aumento de volumen, y provoca la fisuración y estallido de la masa de concreto.

Aunque este ataque por los sulfatos se produzca sobre todo en concretos situados en el mar, puede también producirse con residuos de combustión (en -- presencia de agua), con aguas residuales de minas e industrias, y más generalmente donde las soluciones de sulfato entran en contacto con un concreto endurecido de cemento portland. Conviene preocuparse de este problema allí donde el concreto se encuentra en presencia de soluciones de sulfato, de concentración (expresada en SO<sub>4</sub>) superior al 0.1%.

El aluminato tricálcico del cemento reacciona con los iones de cloro, - lo que constituye una razón suplementaria para no utilizar el agua salada para elaborar el concreto. El agua dulce tiene tendencia a arrastrar la cal libre del cemento, dejando un esqueleto sílico poroso. Sin embargo, esta reacción - es lenta y raramente plantea problemas, salvo si existe un gradiente hidráulico importante en el concreto.

Las fuertes temperaturas (por encima de 300°C) originan la descomposición de algunos hidratos del cemento reduciendo así su resistencia. La acción bacteriológica se cita con frecuencia entre las causas de la degradación del - concreto. De hecho, se trata de una causa indirecta. Por ejemplo, en las alcantarillas, el concreto es atacado porque las bacterias provocan la formación de anhídrido sulfuroso ligeramente ácido y ácido sulfuroso muy potente. Sea - como sea, el ataque biológico en forma de agujeros, causado por organismos marinos, es real. Varias especies de moluscos roen, asimismo, el concreto.- Se citan ejemplos de tales daños en pilas cilíndricas de concreto en aguas tropicales, y en recubrimientos, también de concreto, de pilotes. Aunque los daños puedan ser muy importantes, son poco frecuentes y no es necesario prever medidas de protección especiales, salvo si la experiencia de la región lo aconseja.

El gas carbónico reacciona con el concreto fresco. Por esta razón, debe prohibirse dejar entrar en contacto a los gases de combustión de maquinaria y otros tipos de aparatos con el concreto fresco.

La degradación del concreto puede deberse también a reacciones químicas entre cementos fuertemente básicos, y los componentes minerales de algunos agregados. Esta reacción provoca "cráteres" en la superficie del concreto, una malla de fisuras y la dilatación general de la masa.

Conviene hacer notar, sin embargo, que para atacar seriamente el concreto, la mayoría de los agentes químicos corrosivos deben estar en solución de concentración superior a un cierto mínimo. Los productos químicos sólidos rara vez le atacan. Para que el efecto sea máximo la solución química debe ser también - renovada, es decir, debe poder circular en contacto con el concreto. Por esta -

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

hoja 29 de 7

razón, el concreto sumergido es muy sensible al ataque de los agentes químicos, del mismo modo que es muy vulnerable cuando está sometido a soluciones agresivas a presión. Los gradientes de presión facilitan la penetración de las soluciones nocivas en la masa. Si la cara que no está a presión está sometida a la evaporación, se producirá en ella una concentración de sales, lo que aumenta el efecto corrosivo.

En general, los síntomas del ataque químico son la desagregación, la disgregación superficial y el aumento de espesor de fisuras y juntas. Se produce también una desintegración general de la masa del concreto y un aumento de volumen de la obra. Los áridos se separan y el cemento pierde sus propiedades de conglomerante. Cuando la reacción produce un incremento de volumen de la masa de concreto (reacción básica con los áridos, por ejemplo), se observa la formación de mallas de fisuras que aumentan de espesor y profundidad hasta que los elementos son destruidos por disgregación.

Cuando la dilatación se produce libremente, las fisuras se forman aleatoriamente. Cuando la dilatación está coartada a lo largo de uno o de varios ejes (pilas de puente o contrafuerte, donde la carga impide los desplazamientos verticales), las fisuras se manifiestan en forma de aberturas paralelas, dilatándose el concreto perpendicularmente a la dirección de las tensiones (Ver Fig. II.5)

Medidas preventivas: Interesa, ante todo, utilizar un concreto compacto de buena calidad, conforme a las normas fijadas por las especificaciones.

Un concreto tal, impide la penetración de soluciones químicas nocivas y resiste mejor y más tiempo a los ataques químicos que un concreto mediocre. Incluso el buen concreto puede ser, sin embargo, atacado en buena medida por los agentes citados, y es necesario tomar las precauciones siguientes en las fases de proyecto, realización y reparación de una obra.

1.- El concreto utilizado en medio selenitoso (sulfatado) debe estar confeccionado con cemento resistente a los sulfatos. En particular, el concreto utilizado para obras marítimas debe hacerse con un cemento protland cuyo contenido en aluminato tricálcico no supere el 8%.

Los cementos que cumplen las normas de los tipos II, IV y V cumplen esta condición; no así los cementos de los tipos I y III. El concreto utilizado en medios con gran concentración de sulfatos (más del 0.2% expresado en  $SO_4$ , o más de 1.000 por millón) debería confeccionarse con cementos de contenido aún menor de aluminato tricálcico, por ejemplo, un 5% esta condición la cumplen los cementos que observan las normas tipo V.

2.- En medio ácido, el empleo de caliza como árido reduce en cierta medida la agresividad del medio, neutralizando una parte del ácido que ataca al cemento. Sin embargo, una medida de protección más eficaz consiste en aplicar al concreto un revestimiento. En el comercio se encuentran revestimientos a base de -

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

hoja 30 de 73

hule. Los revestimientos asfálticos tienen una eficacia satisfactoria para -- proteger de aguas selenitosas o debilmente ácidas. También es posible impregnar el concreto con una solución de asfalto. Esto se utiliza, a veces, para proteger la obra del ataque de los sulfatos disueltos en agua de mar.

3.- Las fisuras en un concreto situado en medio nocivo deben ser rellenadas con productos asfálticos para impedir la penetración de soluciones químicas.

4.- Para impedir la reacción de las bases alcalinas con los áridos, -- hay que exigir el empleo de un cemento que contenga menos de un 0.60% de compuestos alcalinos (medido tomando el porcentaje de  $\text{Na}_2\text{O}$ , más el de  $\text{K}_2\text{O}$  multiplicado por 0,658); se ha demostrado que en un concreto hecho con áridos corrientes y un cemento tal, no se produce apenas esta reacción. Evidentemente, si se emplean áridos alcalinos, hay que reducir más la proporción de compuestos alcalinos en el cemento. Esta condición no debe, sin embargo, tomarse al pie de la letra. La mayoría de los cementos portland contienen más o menos iones alcalinos procedentes de las arcillas o margas con que se fabrican, y una limitación arbitraria puede incrementar, de forma sustancial, el costo del cemento. En la práctica, el mejor medio de asegurarse que los áridos no son sensibles a los álcalis consiste en escoger aquellos cuyas propiedades han sido controladas por ejemplo, utilizando los ensayos descritos por las Normas correspondientes.

La utilización de aireantes contribuye también a reducir la expansión provocada por la reacción.

#### II.B.7 Alteración atmosférica.

Como se ha indicado anteriormente, todos los concretos son más o menos porosos, y por tanto, más o menos capaces de absorber agua. Si el agua absorbida se expone a temperaturas inferiores a  $0^\circ\text{C}$ , se hiela y aumenta el volumen; la presión resultante fisura se disgrega. La repetición de este proceso lleva consigo la desintegración de la superficie del concreto.

Medidas preventivas: Siendo el problema esencial el de la dilatación del agua absorbida por la masa del concreto al helarse, la mejor precaución es disminuir la porosidad utilizando un concreto compacto y de buena calidad. En particular, la proporción agua/cemento no debe sobrepasar 23 litros por caso de cemento: a/c 0.5

La utilización de aireantes es indispensable. La eficacia de estos aditivos para incrementar la resistencia a los agentes atmosféricos está bien probada; en efecto, ha sido probada por millares de experiencias.

Es recomendable el empleo de encofrado con revestimiento absorbente para incrementar la compacidad de la superficie de concreto, cuando la obra se utiliza en condiciones particularmente severas; a nivel variable o sometidas al -----

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ

hoja 31 de 73

oleaje. Puede también recomendarse la aplicación de una protección superficial de resina.

La naturaleza del árido parece tener influencia sobre la resistencia -- del concreto a la alteración. Los áridos angulosos (triturados, por ejemplo) -- parecen comportarse mejor que los rodados. Esto puede deberse al hecho de que las partículas redondeadas tienen una menor superficie específica, y por tanto, una menor adherencia. Además, las partículas redondeadas son extraídas de su posición en el seno del concreto con mayor facilidad. Los materiales que componen el árido deben, evidentemente, ser impermeables, estables y de origen -- conocido.

#### II.B.8 Ondas de choque.

Siendo el concreto un material heterogéneo, es susceptible de disgregarse cuando está sometido a ondas de choque. Esto se debe a las diferentes velocidades de propagación de las ondas en los diferentes materiales; áridos, conglomerados y armaduras. Los pilotes prefabricados del concreto son muy sensibles a este fenómeno. Estos elementos necesitan generalmente una hincada potente para su colocación.

Los muelles y los espigones son también fuentes de problemas en este -- aspecto. Si no están convenientemente protegidos, pueden ser dañados por los -- choques durante los atraques, sobre todo en los puntos de concentración de esfuerzos, tales como ángulos, cornisas. Lo mismo ocurre con las cimentaciones -- de máquinas. Se han observado también casos de rotura de losas bajo el efecto de ondas de choque debidas al paso de vehículos, siendo más acentuado el efecto cuando es mayor la velocidad.

Medidas preventivas: La experiencia adquirida en las zonas sísmicas, ha demostrado que la utilización de secciones muy armadas garantiza un excelente -- resistencia de las obras de concreto a las ondas de choque. En obras marítimas es claro que esto favorece la corrosión del acero, por lo que es preferible prevenir defensas eficaces mejor que armar la obra para resistir a los choques. La resistencia a los choques puede también mejorarse por utilización, en la confección de concreto de áridos angulosos y rugosos (machacados) en vez de áridos rodados. En el caso de pilotes hincados, lo mejor es ayudar con chorro de agua -- con objeto de golpearlos con menor fuerza.

### II.B.9 Erosión (Abrasión)

Los casos que siguen son los ejemplos más frecuentes de erosión del concreto. En todo caso, la protección esencial consiste en utilizar un concreto de buena calidad, compacto y liso en superficie.

- a) Losas de pavimentos. La carga por eje de vehículos en la actualidad es normalmente fuerte, lo que produce erosión considerable en la superficie de rodamiento de las losas de puentes. Asimismo, la basura y detritus que no se retiran inmediatamente juegan el papel de abrasivos respecto del pavimento. La abrasión de las losas de pavimentos es, pues, un problema corriente.

Medidas preventivas. Se pueden recomendar el empleo de concreto de alta resistencia, superficies lisas y compactas, técnicas especiales de curado, tratamientos superficiales. Además, es útil la aplicación de un producto que refuerce la superficie o de un revestimiento antiabrasión, si estos son económicamente aceptables. Un tratamiento de este tipo, sin embargo, no debe aplicarse sino cuidadosamente y de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

Puede pensarse en el empleo de un endurecedor líquido (por ejemplo, el fluosilicato de magnesio o cinc, o el silicato de sodio). Estos tipos de tratamiento disminuyen la formación de polvo de concreto y contribuyen a la resistencia a los ataques químicos. Sin embargo, se adaptan mejor a la protección de una superficie deficiente que al tratamiento de losas de pavimento bien construidas. Se puede reducir el desgaste de las losas por abrasión, aumentando lo más posible el radio de las curvas y limpiando las superficies cuidadosamente.

- b) Obras marítimas en zonas de rompientes. En las zonas de rompientes, o próximas a ellas las olas excavan el fondo y erosionan todas las construcciones que alcanzan con las partículas de arena y de lodo que proyectan violentamente.

El ciclo se prosigue, poco a poco, año tras año, millones de veces, desgastando el concreto más duro y el acero más resistente. El remedio consiste en proyectar elementos de forma adecuada (redondeados) para presentar una menor oposición al ataque y tener en cuenta la abrasión inevitable dando mayor espesor a la capa de concreto o colocando un revestimiento o forro. Hay que evitar las coqueras, juntas y masas de lechada en la zona de rompientes, puesto que serían atacadas, abiertas y agrandadas por la erosión.

### II.B.10. Mala concepción de los detalles constructivos.

En los párrafos precedentes (1 a 9) se ha estudiado la degradación debida a deficiencias en los componentes del concreto, a una construcción inapropiada o mal concebida y a la agresividad del medio en sus diversas formas. Tan preocupante como esto es la presencia de detalles constructivos mal proyectados que, respetando las exigencias del Pliego de Condiciones, no satisfacen en la práctica.

Si se examina un gran número de obras situadas en lugares diversos, se descubre que las degradaciones que se producen con mayor frecuencia están ligadas a ciertos detalles. Así ocurre que ciertos efectos se producen por no preverlos durante la redacción del proyecto. Un gran número de detalles constructivos defectuosos se describen en los párrafos que siguen. Conviene tenerlos en cuenta durante la realización del proyecto.

- a) Angulos entrantes. Esta configuración (figura II-6) da lugar a una concentración de esfuerzos en el concreto, se puede mejorar la situación (ver fig. II.5), cambiando la disposición de las armaduras o colocando unos zunchos que equilibren la resultante de las fuerzas de las mismas.
- b) Variaciones bruscas de sección. Toda variación brusca de sección da lugar a concentración de esfuerzos que pueden provocar fisuras. Este fenómeno se encuentra frecuentemente en estructuras metálicas revestidas (figura II.7), se puede corregir bajando la viga metálica para conservar todo el canto de la losa en la vertical de la viga. Hay que asegurar también la continuidad de la armadura y prever estribos al nivel de la viga.
- c) Fugas en las juntas (ver figura II.8 y II.9). Cuando las juntas son necesarias, hay que estudiarlas de modo tal que se obligue al agua a seguir un camino largo y tortuoso antes de penetrar en ellas. Deben obturarse, y si es posible hacerlas estancas.
- d) Drenes mal proyectados. Siempre que sea posible, los desagües, ya estén en el tablero (figura II.10), en los petos, o en los bordillos de aceras, se proyectarán de modo que el agua evacuada no pueda proyectarse contra la parte de la obra situada debajo. Conviene también que los desagües sean bastante grandes (del orden de 10 cm) para impedir que se atasque. Las construcciones en voladizo deben preverse de ranuras o bordes que impidan que el agua corra por el elemento que abrigan.
- e) Drenaje insuficiente. Se trata de uno de los errores de proyecto más frecuentes. Es preciso, en efecto, que el agua no se pueda acumular. Las superficies horizontales, así como la coronación de los muros, deben tener una cierta pendiente, y hay que prever también grandes orificios de drenaje en número suficiente en las secciones en U, o en todas las partes en que se formen depósitos. El concreto no debe recibir el agua de estos orificios. El agua de drenaje debe ser separada de la obra, y en el caso de muros de contención, el vertido debe realizarse apartado de la vertical del muro.
- f) Juego insuficiente de las juntas de dilatación. Este defecto provoca la disgregación de las superficies vecinas de la junta



- g) Esfuerzos tangenciales no previstos. En pilas, soportes o contrafuertes los apoyos, deslizantes tienden a bloquearse con el tiempo bajo la influencia de la corrosión, de la acumulación de suciedad, etc., los esfuerzos longitudinales, en lugar de ser resistidos sólo por los apoyos fijos, son soportados también por los deslizantes, con lo que se producen tensiones tangenciales en el concreto que los soportan. Las tracciones que resultan provocan fisuras del tipo de las indicadas en la figura II.11. Esto se evita con estribos, como se ve en la figura.

Aunque en teoría no son necesarios, estos estribos se utilizan en la práctica y no constituyen un incremento de costo apreciable.

- h) Incompatibilidad de materiales o secciones.

1. Secciones incompatibles. Las vigas de concreto de gran sección y los elementos de pequeña sección a los cuales se enlazan, o que sirven para unirlos, son claramente incompatibles. A menos que la armadura se disponga apropiadamente, se producen fisuras. Por ejemplo cuando aparecen fisuras verticales de vigas I pretensadas el fenómeno se agrava por la fuerte armadura de las alas, que se opone a las deformaciones de retracción en tanto que la débil armadura del alma no las impide. En casos de este tipo es preferible colocar en el alma una armadura longitudinal de 0.5 % de cuantía, o más aunque en teoría no haga falta.

Otro ejemplo de secciones incompatibles es el de una losa de rodadura independiente sobre el tablero de un puente. La experiencia demuestra que este dispositivo no es satisfactorio.

El sol provoca una dilatación en la losa de rodadura superior a la del tablero que va debajo, lo que produce la separación y el pandeo de la losa superior. Esta, delgada y poco armada, se rompe el paso de los vehículos.

2. Materiales. Es importante usar materiales compatibles. En todo caso, hay que tener en cuenta un fenómeno específico del concreto: un vibrado excesivo o un exceso de agua provoca una segregación por capas. Un concreto así no es homogéneo. El agua y los finos tienen tendencias a reunirse en la superficie de la mezcla y a acomodarse más deprisa que los elementos gruesos en los ángulos del encofrado, sobre todo si hay exceso de vibrado, y si la mezcla tiene excesiva agua o se usa el vibrador para llenar con el concreto los puntos difíciles del encofrado. Asimismo, el excesivo picado y el vibrado de los encofrados provocan la formación de una capa espesa de lechada contra los mismos.

El resultado de todo esto es que el concreto se estratifica y, como se ha visto, tiene tendencia a comportarse como un conjunto de hojas bajo el efecto de los cambios de temperatura e higrométricos. Estos procedimientos deben proscribirse.

- II.B.11. Errores de cálculo.

El objeto de esta exposición no es, en absoluto, tratar de los errores de cálculo. Sin embargo se cometen y los síntomas que los ponen de manifiesto son las fisuras y la disgregación superficial (los mismos síntomas que provocan los restantes agentes destructores -

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

hoja 35 de 77

examinados aquí). Es pues necesario no olvidar estos errores en la lista de posibles causas de deterioros. Se examinan estas causas:

## II.C. DIAGNOSTICO DE LAS CAUSAS

II.C.1. Como se ha visto, diagnosticar las causas del deterioro de una obra de concreto consiste esencialmente en proceder por eliminación hasta llegar a una conclusión. El objeto de este planteamiento es proponer una marcha a seguir para formular un diagnóstico. Desgraciadamente, procediendo así, no siempre se llega a una conclusión única. Esto se debe, en parte, a la limitación de nuestros conocimientos actuales, pero más frecuentemente a una falta de datos, en particular en lo que se refiere a los antecedentes de la obra. Por ejemplo, en más de un cincuenta por ciento de los casos, datos esenciales, tales como el tipo de cemento, la composición del concreto, el origen del árido las condiciones atmosféricas durante la construcción, y para los pilotes, su longitud y las gráficas de hinca, no pueden ser obtenidos. A pesar de esto, sin embargo, se puede actuar eficazmente siguiendo las secuelas sugeridas, fiándose de la propia experiencia y dando prueba de buen sentido e ingenio. La experiencia es muy importante. Indicios que no pueden ser observados la primera vez que una situación se presenta serán fácilmente detectados la vez siguiente.

Antes de proceder al diagnóstico, conviene retener que, a menos que la causa del daño sea evidente, no hay que pararse a medio camino del proceso expuesto. Varios agentes destructores, actuando a la vez, pueden ser el origen de las dificultades, y es inútil identificar uno sin tener en cuenta los demás.

II.C.2. Etapa 1. Búsqueda de los errores del proyecto.

Es importante comprobar, en primer lugar, que el deterioro no es debido a una sobrecarga no considerada en el cálculo de la estructura. Haciendo justicia a las oficinas de proyectos, hay que decir que este caso es muy raro; pero se presenta a veces. Hay que asegurarse de que la degradación no se debe a esto, de la manera siguiente:

1. Se examina, en primer lugar, el tipo de esfuerzos que habría podido causar el deterioro observado. Por ejemplo, las tracciones provocan fisuras, generalmente sin disgregación superficial, y frecuentemente una fisura o un pequeño número de ellas bastan para suprimir las tensiones que las han provocado. Por otra parte, un esfuerzo de comprensión excesivo va, casi siempre, acompañado de disgregación superficial y de astillamiento, antes de que los esfuerzos desaparezcan. Un esfuerzo de torsión o de cortante excesivo, puede dar lugar a uno de estos fenómenos o a los dos a la vez. Sin embargo, ningún esfuerzo por superior que sea a las admisibles, basta para causar la desagregación del concreto.

Así, si el síntoma esencial de la degradación es la desagregación, es poco probable que la causa del mal esté en un error de cálculo. Por lo mismo, si el síntoma principal son las fisuras sin disgregación superficial, hay que eliminar como causas posibles a los esfuerzos de comprensión excesivos, y quizá incluso los debidos a la torsión y esfuerzo cortante. Si la obra está a la vez fisurada y disgregada, las tensiones excesivas no son la causa.

Hay que tratar también de encontrar la relación entre la ubicación de los deterioros en la obra y el origen probable del exceso de esfuerzos. Hay

✓

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE: ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

hoja 36 de 73

que tener en cuenta que, en las vigas, el alma absorbe los cortantes, las alas la flexión y que la torsión produce esfuerzos máximos en las fibras - extremas en sentido transversal. Por tanto, la presencia de fisuras de corte en las alas o de flexión en el alma, es incompatible con este esquema de distribución de esfuerzos. Hay que exceptuar el caso en el que el elemento (generalmente, el alma) está sometido a un conjunto complejo de esfuerzos. Esto debe comprobarse por el cálculo.

2. A continuación, una vez que se sabe qué tipo de esfuerzos pueden ser excesivos, hay que ver si se producen en las zonas dañadas. Por ejemplo, si se han atribuido provisionalmente las fisuras a una tensión por tracción excesiva y si estas fisuras aparecen en el ala que trabaja a compresión, hay una incompatibilidad; la causa, pues, no es un esfuerzo superior a la admisible. Del mismo modo, la disgregación superficial no tiene nada que ver en el estado de esfuerzos en las zonas que trabajan a tensión; las zonas "trituras" no tienen nada que ver con la distribución de esfuerzos en los elementos que trabajan a tensión o a cortante. Hay que ver también qué partes de elementos están deterioradas. En toda obra, algunas secciones están sometidas a esfuerzos elevados, inherentes a sus condiciones de trabajo, y otras no lo están. Hay que saber la ubicación de las zonas deterioradas coincide con el de los esfuerzos fuertes. A este respecto, no hay que olvidarse de comprobar si las fisuras o la disgregación están situadas al nivel de los extremos o los codos de armaduras, y hay que pensar también en el complejo estado de esfuerzos a que está sometida el alma en las proximidades de los apoyos.

3. Si no se ha encontrado ninguna incompatibilidad, hay que examinar la orientación de las degradaciones. Las fisuras de tensión son perpendiculares a la dirección de las tracciones. El esfuerzo cortante provoca roturas por tracción según diagonales. Las fisuras resultantes se inclinan en el alma. Los asentos de cimentación se manifiestan también generalmente, por fisuras oblicuas, aunque la red general correspondiente pueda no presentarse así en zonas inmediatas a alguna abertura o en los centros de claros. Hay que presentar el esquema de conjunto de los esfuerzos a los cuales está sometida la obra (sin tener en cuenta esfuerzos parásitos debidos a la temperatura o retracción, por ejemplo) y ver si tienen una relación lógica con la fisuración y demás daños.

4. Si a lo largo de la marcha seguida hasta aquí, se encuentra una incompatibilidad, es poco probable que haya habido un error en el cálculo, y se puede, provisionalmente, desechar esta hipótesis. Si todas las observaciones concuerdan con las hipótesis, es posible que la causa de los daños sea un error de cálculo, y hay que descender a un estudio detallado de los esfuerzos. Conviene notar que la eliminación como causa, admitida hasta aquí, de la existencia de esfuerzos mayores que los admisibles, no es más que provisional. Si, una vez llegado a la última etapa de la búsqueda, las comprobaciones hechas no están de acuerdo con los factores aún no eliminados, hay que volver atrás y buscar la solución en una distribución inhabitual de esfuerzos.

ILC.3. Etapa 2. Establecimiento de una relación entre las posibles causas y los síntomas fundamentales.

Suponiendo que no se pueda atribuir la causa de los daños observados a un cálculo mal realizado, se continúa el proceso de eliminación estableciendo una relación entre las causas de los deterioros y los tres síntomas fundamentales. Para ello, el lector podrá recurrir al cuadro III.2. Por ejemplo, si el síntoma consiste en la desagregación de la superficie del concreto no quedan más que tres causas posibles del deterioro. Si se trata de disgregación superficial, no hay más que siete posibilidades -- principales. Si los síntomas son las fisuras, hay que examinar ocho causas.

ILC.4. Etapa 3. Eliminación de posibilidades fácilmente identificables. Estas posibilidades son las siguientes:

a) Corrosión de la armadura. Esta causa es fácilmente identificable. El recubrimiento de concreto se separa de la armadura y ésta se oxida. Al principio, el deterioro se manifiesta por una serie de fisuras paralelas a las barras. Después se forma un plano de separación al nivel de las capas de armaduras y aparecen manchas de óxido en los bordes de las fisuras. Por último, el concreto se separa de las armaduras. Para establecer el diagnóstico, hay que comprobar que la ubicación de las fisuras coincide con el de las barras. Es necesario también separar un trozo del concreto dañado y ver si las armaduras están atacadas por la corrosión. Hay que separar algunas barras para ver si la parte corroída corresponde a la zona en que el concreto está fisurado. Conviene comprobar que el concreto está en buen estado al otro lado del plano de armaduras. Si todo concuerda se trata, indiscutiblemente, de un caso de corrosión de las armaduras. Hay que determinar también si la corrosión es química o electro-lítica. Para esta hay que dejar algunas barras al descubierto. Si la corrosión se produce en segmentos cortos y aislados de barra, en forma de picado, o en contacto con otras barras, se trata probablemente, de un ataque electrolítico. Si la corrosión es general, la causa es probablemente de orden químico. Hay que encontrar, a continuación, el origen del fenómeno; en el caso de ataque electrolítico, de donde vienen las corrientes. Una vez detectadas, hay que suprimirlas, de lo contrario seguirán los problemas. Sin embargo, en el caso de ataque químico, el origen del mismo no tiene importancia. Basta recubrir las barras de un material que, en lo sucesivo, impida la corrosión. Como control del diagnóstico es posible estudiar la densidad del concreto midiendo la absorción del agua, y comparándola con la de muestras tomadas de elementos sanos de la obra. Si la diferencia no es clara, podría ser que las diferencias tengan por causa principal las segregaciones ocurridas en la masa de concreto durante la puesta en obra; conviene comprobar esta hipótesis.

b) Ondas de choque. A menos que el deterioro sea muy antiguo y hayan desaparecido las pruebas, los daños debidos a las ondas de choque (impacto) son característicos. Los elementos de concreto aparecen disgregados y dejan, normalmente, al aire la malla de armaduras. Las roturas son limpias y no alteradas por agentes atmosféricos, y las armaduras no están corroídas. Por otra parte, la disgregación es profunda y no tiene aspec

IMPARTE:

ING. ALBERTO FREGOSO VAQUERO.

hoja 36 de 73

| Causa principal                                   | Síntomas principales observados |              |               | Situación probable del agente causante de la degradación. |
|---|---------------------------------|--------------|---------------|---|
|   | Fisuras                         | Disgregación | Desagregación |   |
| 1. Causas que se producen durante la construcción | X                               |              |               | Inactivo  |
| 2. Retracción durante el endurecimiento.          | X                               |              |               | Inactivo  |
| 3. Efectos térmicos.                              |                                 |              |               |   |
| a. Variación de la temperatura ambiente.          | X                               |              |               | Activo  |
| b. Variación de la temperatura interna.           | X                               | X            |               | Activo o Inactivo   |
| 4. Absorción de agua por el concreto.             | X                               |              |               | Activo  |
| 5. Corrosión de las armaduras.                    |                                 |              |               |   |
| a. Origen químico                                 | X                               | X            | X             | Activo  |
| b. Origen electrolítico.                          | X                               | X            | X             | Activo  |
| 6. Corrosión del concreto                         | X                               | X            | X             | Activo  |
| 7. Alteración atmosférica.                        |                                 | X            | X             | Activo  |
| 8. Ondas de choque.                               | X                               | X            |               | Inactivo  |
| 9. Erosión.                                       |                                 |              | X             | Activo  |
| 10. Detalles mal proyectados.                     | X                               | X            |               |   |
| 11. Errores de cálculo.                           | X                               | X            |               |   |

to de descantillamiento. Además, la obra pertenece al tipo de las habitualmente sometidas a impactos (muelles o puentes, por ejemplo), lo que hace que un daño tal sea inmediatamente sospechoso.

Resumen: Resumiendo la marcha seguida hasta aquí y suponiendo que las tres primeras etapas hayan dado resultados negativos, habremos suprimido tres posibilidades (cálculo erróneo de la obra, corrosión de la armadura y efectos de los choques), y nuestra lista, que en principio presentaba once posibilidades, ahora no presenta más que ocho. Además, si uno de los síntomas posibles es la desagregación, hay ahora tres posibilidades a tener en cuenta; si la obra aparece disgregada, y seis si sólo aparecen fisuras.

II.C.5. Etapa 4. Realización de investigaciones más profundas.

1. Reconstruir la historia de la obra. ¿Qué tipo de cemento se utilizó? ¿Qué áridos?, y ¿de dónde procedían? ¿Se colocó el concreto con canales? ¿Cómo se curó el concreto?.

Hay que interrogar a las personas que han participado en el proyecto y construcción de la obra y ver si se explican los daños. Sus sugerencias son, frecuentemente, muy valiosas.

2. Hay que asegurarse de que la obra no se ha movido, y comprobar su horizontalidad y verticalidad y ver si está de acuerdo con el proyecto original. Si no lo está, definir en qué difiere.

Hay que tratar de descubrir todo levantamiento o asiento de las superficies que se suponen planas. Es una operación muy delicada, pero que puede revelar deformaciones de encofrados durante la construcción, o asientos locales de la masa plástica de concreto.

3. Hay que hacer un estudio exhaustivo de la degradación, y ver dónde se ha producido y dónde son más serios los daños. Hay que levantar un plano de las fisuras y estudiar si se forman según un esquema tipo. Si es éste el caso, ver cuál es este esquema y determinar el tipo de fisuración. Esto da indicaciones de gran valor.

II.C.6. Etapa 5. Análisis de los indicios de que se dispone.

Es ésta fase difícil y desconcertante. En general conviene actuar según el siguiente proceso:

a) El síntoma fundamental es la desintegración de la superficie. Ante todo, hay que investigar si no se debe a la utilización de material defectuoso; procurarse muestras del producto alterado; hacer comprobar por un laboratorio que los materiales cumplen el pliego de condiciones y comprobar que este pliego es correcto. Si los materiales pertenecen a tipos reconocidos como defectuosos, no es necesario seguir. Si no pertenecen, pero no son de buena calidad, se ha dado un primer paso hacia una conclusión. Si los materiales son satisfactorios, no se puede sacar otra conclusión que no sea que uno de los tres agentes destructores (efecto químico, alteración atmosférica o abrasión) es la causa de los desperfectos. Para saber cuál, hay primero que examinar el medio. Si el ciclo hielo-dehielo no actúa sobre la parte dañada, sea porque está situada en medio cálido, sea porque se encuentra en zona de clima tropical o subtropical, debe desecharse la alteración atmosférica, y la causa será el ataque químico.

mico o la abrasión. Por otra parte, la alteración atmosférica no puede ser causa de los daños si el deterioro se produce en un medio raramente saturado.

A continuación, habrá que ver si la zona deteriorada está sometida a la abrasión. Si la obra lo está, hay que ver si existen señales de desgaste o pulimiento en los áridos. Si la acción del agente abrasivo no ha sido borrada por el paso de las ruedas o por la alteración que se deriva de ello, el árido debe mostrar algunas superficies pulidas o algunas estrías. Hay que ver si las partículas están trituradas, lo que caracteriza al efecto destructivo del tráfico.

Siguiendo el proceso, conviene ver hasta qué profundidad está alterado el concreto. Si el deterioro de la pasta de cemento penetra profundamente en el concreto, se trata probablemente de un ataque químico o corrosión del concreto. Por ejemplo, he sido testigo de un caso en el que las dificultades procedían del ataque por los sulfatos a una losa, en el que el concreto se levantaba con un simple pico hasta una profundidad de 20cm, es decir en todo su espesor.

Hay que investigar, seguidamente, los síntomas que habitualmente presenta el concreto sometido a un ataque químico, o sea: partículas de árido sobresaliendo de la masa, pérdida de adherencia del cemento. Para un estudio más profundo, hay que tomar varias muestras en las partes sanas y dañadas del concreto, y analizarlas química y físicamente. Si la comparación de los resultados da que los componentes del concreto figuran en proporciones iguales, a la de diseño, la alteración química no es la causa. Si las proporciones varían, si aparece un nuevo componente, o si uno o varios componentes de origen no aparecen o lo hacen en una proporción claramente reducida, la alteración química es la causa de ello; las variaciones de composición proporcionan información acerca de la reacción química en juego.

b) Aumento de volumen del concreto. Este fenómeno se pondrá en evidencia en la cuarta etapa. Hay tres causas posibles; reacción química, absorción de agua o elevación de la temperatura en la masa de concreto. Como estos tres agentes pueden actuar sobre tipos de obras parecidas, es difícil decir cuál de ellos se produce.

Hay que examinar el medio para ver si hay bastante agua para saturar la masa de concreto. Si éste no es el caso, el incremento de volumen no puede, evidentemente, deberse a este hecho.

Importa también medir los porcentajes de hinchazón de las diferentes partes de la obra y tratar de relacionarlos con las causas posibles y con las condiciones del medio específicas de la obra.

Si las variaciones de volumen del concreto se acompañan de una fisuración intensa, hay que suponer que la causa es el empleo de materiales de mala calidad, o un error del mismo tipo que lleve consigo una reacción química imprevista.

c) Disgregación de la obra. Una vez que se han eliminado la corrosión de la armadura y la insuficiencia del cálculo (etapas 1 y 3) como causas del mal estado, y si la degradación es localizada, queda por suponer que estas dificultades prevengan de cualquier detalle defectuoso del tipo de los descritos como malos detalles constructivos. Si es este el caso, la parte deteriorada del concreto y los detalles defectuosos están probablemente, próximos, por lo que conviene inspeccionar éstos. Otra posibilidad

es que se haya producido un ataque químico. Hay que ver también si no hay "estallidos" de la superficie, indicio de una reacción alcalina de los áridos, o de alguna reacción análoga. Si la disgregación es general, se debe en la mayor parte de los casos a la corrosión de las armaduras; hay que volver atrás y proceder, una vez más, a esta comprobación. Si éste no es, final y definitivamente, el caso, la causa buscada estará en los cambios de temperatura interna, en la alteración atmosférica o en la alteración química por corrosión del concreto.

Se pueden examinar estas hipótesis y escoger la buena siguiendo la marcha indicada en los párrafos a y b precedentes.

d) Fisuración. Si la degradación hubiera sido causada por un aumento del volumen del concreto debido a la absorción de agua, se habría detectado en las etapas precedentes, y por tanto, sólo restan cinco posibilidades.

Fenómenos debido a la ejecución.  
Esfuerzos de retracción.  
Esfuerzos debidos a los cambios de temperatura.  
Corrosión del concreto o reacciones químicas.  
Detalles mal proyectados.

Ante todo, hay que examinar los esfuerzos debidos a los cambios de temperatura y a la retracción, y para esto hay que tener una visión global de la obra o del elemento (vigas, losa, etc...) fisurado. Hay que ver si las degradaciones están situadas en puntos de concentración de esfuerzos, por ejemplo cerca de aberturas o variaciones bruscas de sección, o cerca de pasos de conducciones y tuberías. En este caso las variaciones de temperatura y la retracción son la causa de las fisuras. Hay que buscar, a continuación, la relación entre los lugares deteriorados y los puntos fijos de la estructura; buscar qué conjunto de fuerzas provocaría una elevación o un descenso de temperatura y, si los gradientes térmicos pueden existir, ver si aparecen ondulaciones en la obra, o al menos tendencia a tales deformaciones.

Hay que hacer un esquema de distribución de esfuerzos y plantearse las siguientes preguntas: ¿son perpendiculares las fisuras a las líneas de tensiones? ¿el desplazamiento lateral observado en los elementos de la estructura corresponde a la distribución probable de los gradientes térmicos, o bien corresponde a la distribución de esfuerzos que resulta de diferencias de retracción procedentes de diferencias de forma y colocación de sucesivos colados?. Si es éste el caso, los cambios de temperatura o la retracción son probablemente la causa de las fisuras, y se tiene la posibilidad de no hacer nada, o bien liberar la estructura de algunos esfuerzos. A continuación, el origen los detalles defectuosos y los desperfectos están generalmente próximos y puede así establecerse una relación entre ellos. Si las fisuras no corresponden a una distribución de esfuerzos en relación con la debida a los cambios de temperatura o a la retracción, hay que ver si su disposición o su emplazamiento corresponden a una o varias de las formas de degradación que tienen lugar durante la construcción.

Si las fisuras siguen un esquema radial o concéntrico, pueden corresponder a un asiento de la estructura durante la construcción. Si la inspección-



de conjunto realizada durante la cuarta etapa ha puesto de relieve un hinchamiento localizado de superficies planas, hay que considerar como probable un desplazamiento del encofrado durante el fraguado o endurecimiento del concreto. Por otra parte, si las fisuras son paralelas y próximas a un costado de una viga de concreto, ha habido probablemente un desplazamiento del encofrado durante el endurecimiento. Si las fisuras forman un plano de exfoliación horizontal bajo las armaduras superiores, se trata probablemente de un asiento de concreto por segregación.

Si las fisuras son aisladas, se deben probablemente a que se ha rebasado la resistencia del elemento, por efecto de la retracción o de los cambios de temperatura. Por consiguiente, retracción, variaciones térmicas o errores de cálculo deben ser examinados. En particular, las fisuras debidas a una sobrecarga se corresponden con las isostáticas y son, por esta razón, fáciles de diferenciar de las demás.

Hay que ver también:

1. Si la fisura afecta al concreto que trabaja a tensión, o también al que trabaja a compresión.
2. Si atraviesa la sección de lado a lado.
3. Si es profunda o superficial. Si es interna, externa, o ambas cosas a la vez. Por ejemplo, si la fisura es únicamente interna no puede corresponder a un desplazamiento del encofrado, así como a cualquier otro factor que tienda a hacer variar el volumen de la masa de concreto; se puede citar entre factores las variaciones de temperatura, higrométricas, o las reacciones químicas. Además, las fisuras superficiales tienen relación con la retracción.
4. Si el emplazamiento de la fisura corresponde a un cambio de la distribución o de la proporción de armadura o a un cambio de sección.
5. Si la red de fisuras está relacionada con la velocidad de colado, con un elemento de la obra añadido posteriormente, o con cualquier cambio de destino o utilización.
6. Si la degradación parece reciente o antigua.
7. Dónde cesa la degradación, y por qué.

Todos estos factores hay que tenerlos en cuenta para establecer una relación causa-efecto.

#### II.C.7. Etapa 6. Conocimiento de la causa de la degradación.

La etapa 1 y 5 describen esencialmente lo que ha ocurrido. La última etapa consiste en encontrar el porqué; es decir, saber lo que se ha hecho mal en el proyecto o en la ejecución y ha permitido la acción del agente destructor. Para descubrirlo, hay que volver a las discusiones que tratan de los medios de impedir la acción del agente responsable de la alteración; hay que ver en qué no se han respetado las medidas preventivas y asegurarse de que estos fallos no se repetirán durante las reparaciones. Así por ejemplo, las dificultades pueden provenir de la utilización de un cemento tipo III en agua de mar. De ello resulta que el concreto sea atacado por los sulfatos. Si se decide reparar el concreto dañado recubriéndolo, la regla de compatibilidad aconseja el uso de un cemento del tipo -

III para el recubrimiento, y los resultados no serán satisfactorios. En este caso, la regla de compatibilidad no podrá ser respetada, lo que constituye una de las razones para no adoptar la solución de recubrimiento.

#### II.C.8. Conclusión.

Acaba de describirse una marcha o secuela a seguir, abstracta e ideal, para diagnosticar las causas de la degradación del concreto. Esta marcha puede alcanzar un objetivo si el proyecto se ha hecho bien, la obra ha sido correctamente ejecutada y el concreto no ha sido atacado más que por un solo agente destructor. Estas condiciones se cumplen a veces. Lo más corriente, sin embargo, es que el proyecto y la ejecución sean correctos, y coexistan varios tipos de degradación. A medida que baja la calidad del proyecto y la ejecución, los procesos de deterioro van teniendo vía libre, y agentes destructores de todos tipos surgen con consecuencias diversas, inesperadas y desagradables. Para cada caso clásico, se encontrarán probablemente uno o varios casos excepcionales que no entran en los cuadros tipo descritos.

El diagnóstico es, pues, delicado y frecuente. Es más cuestión de posibilidad que de probabilidad. De hecho, como se ha dicho en la discusión, incluso en casos relativamente muy simples, puede que no aparezca ninguna conclusión; la reparación debe entonces proteger la obra de la acción de un gran número de posibles agentes destructores.

Hay que tener en cuenta que esta parte del capítulo no es, ni trata de ser, otra cosa que un procedimiento para aproximarse a la verdad; no puede reemplazar la reunión, examen e interpretación de todos los hechos que tienen algo que ver con el problema planteado. Esta discusión, que en realidad no constituye más que una primera aproximación, no es, sin embargo, inútil. Permite mostrar a quien lea esto, que una utilización apresurada o simplista de estos datos puede conducir a conclusiones erróneas, en lugar de prestar buena ayuda. Se advierte también al lector que, a menos -- que exista una conclusión muy clara, no debe omitirse ninguna de las etapas señaladas, con objeto de no dar de lado a ningún agente destructor -- accesorio o secundario. Además, conviene desarrollar la marcha a seguir para evaluar la resistencia de una estructura en mal estado. Esta evaluación es indispensable, sean cuales sean los tipos o causas de los desperfectos observados.

El diagrama de diagnóstico da una visión de conjunto del proceso propuesto y será igualmente útil para enfocar un problema (ver figura II.12).

## CONSTRUCCIONES CON ESTRUCTURA METALICA

### CAUSAS DE LOS DETERIOROS Y MEDIDAS DE PROTECCION

#### II. D) TIPOS DE DETERIOROS Y SUS CAUSAS

En este capítulo se ha supuesto tanto para las estructuras de concreto como las metálicas que las obras han sido realizadas con suficiente cuidado para que no existan deterioros debidos a falta de resistencia.

Establecido esto, existen cinco tipos fundamentales de deterioros a examinar, en construcciones metálicas. Son: la corrosión, la abrasión, el juego de las uniones, los esfuerzos de fatiga y los esfuerzos de impacto. Los síntomas y las principales causas de estos deterioros son los siguientes:

##### II.D. 1. La corrosión.

Se puede definir la corrosión como la transformación de metales en compuestos diversos, bajo la acción de fenómenos naturales; éste es, con mucho, el principal problema en materia de conservación de las estructuras metálicas. Los desperfectos causados por este fenómeno son fáciles de distinguir. Los síntomas son una superficie picada, oxidada, dejando aparecer, en general, placas o escamas de óxido que se desprenden con facilidad, de un color rojo oscuro típico.

En el proceso de la corrosión rápidamente se produce una reacción química o electroquímica que transforma el hierro puro en un óxido o en otro compuesto. En el caso del acero, este compuesto se adhiere mal al metal sano y se separa fácilmente en escama; la superficie de la sección se reduce. Esta reducción de sección y el aumento de esfuerzos consiguiente disminuyen la resistencia del elemento. La resistencia a los esfuerzos de fatiga disminuye también. En casos extremos, el elemento puede romper o pandear.

No es necesario que el proyectista o el ingeniero encargado de la conservación o reparación de obras conozcan con detalle el proceso de la corrosión sin embargo, es preciso saber que la corrosión existe. Donde es más susceptible de manifestarse, cómo impedirla o cómo prever los desperfectos cuando se producen. Se estudian en el apartado E de este capítulo.

##### II.D. 2. La erosión por abrasión

El deterioro de secciones de acero bajo el efecto de la abrasión puede cuantificarse sin dificultad y puede ser fácilmente distinguido del debido a la corrosión en razón del aspecto desgastado y liso de las superficies así dañadas. En los lugares en los que el agente abrasivo no se manifiesta y ha sido sustituido por un agente corrosivo, es menos fácil la distinción, pero habitualmente la superficie abrasionada forma generalmente una depresión a diferencia de las secciones vecinas.

La abrasión de las construcciones metálicas está relacionada con el trabajo de partes móviles en contacto; se produce también en elementos que sufren la acción del oleaje, o en partes sumergidas en un líquido en movimiento. El caso más frecuente es el de tablestacados y de obras sobre pilotes en zonas alcanzadas por el oleaje. De hecho, en una playa, el continuo movimiento de las olas, con una proporción importante de partículas en suspensión, puede atravesar una sección de acero de un centímetro de espesor en algunos años. Las conducciones sobre todo las del gas, que contienen una fuerte proporción de cenizas, son -- otra fuente de dificultades muy extendida. Los canales son también dañados frecuentemente de esta manera. En zonas desérticas el acero al aire puede, después de una tempestad, mostrar una superficie pulida por la abrasión del polvo y de los materiales transportados por el viento.

La abrasión del acero, cualquiera que sea su causa directa, puede ser impedida o reparada por blindaje o dando al elemento una forma hidrodinámica, como se verá en los párrafos 4 y 8 del apartado E.

#### II.D. 3. El juego de las uniones.

Los tornillos y los remaches de las uniones en obras metálicas, que sufren golpes o esfuerzos de impacto, tienen tendencia a tomar juego con el tiempo. El juego de las uniones es la causa de los deslizamientos en los nudos, provoca la deformación de la estructura, crea zonas de acumulación de esfuerzos muy elevados y acrecienta la posibilidad de rotura por fatiga. En consecuencia, hay que tratar de impedir estos hechos, y si las uniones se aflojan, repararlas rápidamente. Los soportes de grúas, las instalaciones ferroviarias, los soportes de máquinas de motor alternativo, son fuentes especiales de dificultades en este sentido. Mucho menos frecuentes son las dificultades de este tipo procedentes de edificios y otras obras que soportan cargas estáticas, o en las cuales la relación carga permanente sobrecarga de uso es elevada.

En consecuencia, las uniones de estructuras y elementos de acero que soportan cargas con impacto deben ser comprobadas regularmente por medio de los procedimientos de inspección habitualmente utilizados para comprobar obras nuevas. Los tornillos aflojados deben ser retirados y sustituidos, sea por tornillos nuevos, sea por tornillos de alta resistencia, y los remaches aflojados deben ser reapretados o sustituidos.

Parece ser que las obras cuyas uniones están hechas con tornillos de alta resistencia, convenientemente colocados, presentan una mayor seguridad respecto de estos fenómenos, incluso en condiciones severas de utilización. Sin embargo, la experiencia es todavía, en este campo, reducida, ya que las primeras estructuras en las que se utilizó sistemáticamente este tipo de uniones son muy recientes.

II.D. 4. El efecto de la fatiga.

Se puede definir este efecto como la rotura de un elemento de una obra bajo esfuerzos repetidos y variables que producen esfuerzos iguales o inferiores a los considerados como admisibles en el proyecto. La fatiga se manifiesta en las mismas condiciones y en los mismos tipos de obra descritos en el párrafo anterior. Los síntomas son pequeñas estrías perpendiculares a la dirección de los esfuerzos, y representan un grave peligro, sobre todo porque las roturas resultantes son muy difíciles de prever. Si las fisuras de fatiga no son advertidas, pueden provocar el hundimiento de la obra sin aviso previo. Por esta razón, los elementos sometidos a esfuerzos repetidos deben ser objeto de cuidadas inspecciones.

La reparación de elementos en los que se observan fisuras de fatiga consiste en devolverles su perdida resistencia. En la mayoría de los casos, este resultado se obtiene reforzando por medio de placas.

II.D. 5. El efecto de impacto.

Las estructuras de acero sufren más por el impacto de cargas en movimiento que las de concreto o madera. Esto se debe a la utilización para las obras de acero de secciones de espesor débil.

Los daños debidos a los impactos se caracterizan por deformaciones localizadas de los elementos afectados, que presentan una ondulación de débil longitud de onda. Sin embargo, el pandeo por esfuerzos superiores a los admisibles en perfiles trabajando a compresión, se presenta también bajo el aspecto de ondulaciones cuya longitud de onda puede ser, a veces, pequeña. Es esencial no confundir estos dos fenómenos, ya que los efectos de los impactos son más o menos superficiales y pueden ser fácilmente reparados, mientras que el pandeo es señal de defectos más profundos que pueden hacer necesaria la revisión del proyecto de la obra. No siempre es fácil diferenciarlos; si la deformación toma la forma de ondulaciones juntas, en forma de cresta de gallo o se produce en una placa trabajando a tensión, se trata probablemente de un problema de impacto; por el contrario, si se forma una curva en S cuyos arcos estén a ambos lados del eje del elemento, la causa es, probablemente, el pandeo. Entre estos dos extremos es difícil decir con toda seguridad cuál es la causa de la deformación, a menos que se pueda establecer preguntando a las personas que conozcan bien la historia de la obra, si ha habido efectivamente impacto. Si subsiste la duda hay que proceder al cálculo de los esfuerzos en el elemento en cuestión. Siempre que el cálculo ponga de manifiesto que los elementos de que se trate estén sometidos a esfuerzos próximos a los que provocan el pandeo, conviene ser pesimista, admitir que se han sobrepasado los esfuerzos críticos y reforzar.

Los casos de daños por impactos son frecuentes. Se pueden reparar reforzando un elemento con placas o recubriéndolo con otro material. Si los impactos son susceptibles de reproducirse y el peso y volumen lo permiten, la colocación de un recubrimiento es la mejor solución.

II. E) MEDIDAS DE PROTECCION.

II.E. 1. Asegurar la limpieza de la obra.

La corrosión se acelera fuertemente si se dejan acumular suciedad y basura sobre el elemento considerado. La razón de ello es que las basuras retienen la lluvia o las aguas residuales (e incluso pueden fijar la humedad del aire) y favorecen el contacto de la superficie del acero con el agua. Además, en regiones industriales, la suciedad está formada por un hollín muy rico en compuestos sulfúricos corrosivos. Por otra parte, esta suciedad oculta los defectos y dificulta la inspección.

Cualquiera que sea el revestimiento del acero, pintura u otro material, es esencial barrer, limpiar las superficies con aire comprimido o por aspiración; en los lugares accesibles conviene hacerlo a menudo, y en los menos accesibles, a intervalos regulares. Es discutible que para impedir la corrosión, las inspecciones y limpiezas regulares son más importantes que la pintura. No hay que creer que la suciedad acumulada forma una capa protectora. ....

II.E. 2. La pintura.

La pintura es la forma universal de protección del acero contra la corrosión, en todos los casos en que no existan dificultades particulares de accesibilidad, espesores pequeños, extensión de la superficie o condiciones de exposición particularmente severas. En este último caso, una protección suplementaria- recubrimiento, utilización de aleaciones inoxidables, secciones de metal superabundantes, o protección catódica- será necesaria.

La técnica y utilización de la pintura forman, por sí solas, una ciencia cuyo estudio detallado sobrepasaría el objeto de estas notas. Por esta razón el desarrollo siguiente se limita a los principios fundamentales que hay que conocer en el recubrimiento con pintura de las estructuras metálicas..

a) Preparación de la superficie a pintar. Conviene primero limpiar la superficie y protegerla de las partículas que pueden depositarse sobre ella. Es necesario recurrir a un disolvente que elimine la grasa, el aceite y la suciedad, y después hay que quitar las incrustaciones y el óxido (con rascador o cepillo metálico si se retiran con facilidad, o bien con herramienta mecánica si están fuertemente adheridos). Las incrustaciones y el óxido tenaces deben ser eliminados por decapado, por chorro de arena, o con soplete.

La duración de la protección depende mucho de la preparación de la superficie, siendo mayor cuanto más cuidada ha sido la limpieza.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

hoja 48 de 73

b) Tipos de pintura. Es preciso que las diferentes manos de pintura y los componentes de cada mano (diluyentes, colorantes, productos de imprimación), sean compatibles. Una manera de asegurarse consiste en exigir productos de la misma marca.

c) Aplicación de la pintura. Después de la limpieza, hay que aplicar la primera mano antes de que la superficie se ensucie de nuevo. Cuando se ha limpiado con soplete hay que pintar antes de que la superficie haya alcanzado de nuevo la temperatura ambiente (para que no haya condensación sobre el metal), pero después de que haya alcanzado una temperatura compatible con la pintura. Salvo para ciertas emulsiones, la superficie debe estar tan seca como sea posible, ni muy fría ni muy caliente. Las recomendaciones clásicas de aplicación indican que la pintura no debe ejecutarse en superficies cuya temperatura sea menos de + 5°C o mayor de + 60°C. Cada mano de pintura debe secarse totalmente antes de aplicar la siguiente.

La pintura puede aplicarse a brocha o pistola con igual éxito. El uso de baños, rodillos o pulverizadores, debe limitarse a casos particulares o reservarse a algunos revestimientos asfálticos.

d) Inspección de los trabajos. Es una operación necesaria, a la que algunas veces se concede poca importancia. Es necesario seguir de cerca los trabajos de limpieza para asegurarse que se hacen bien hasta el final. Cuando los pintores han comenzado su trabajo no les gusta interrumpirlo, y la pintura corre peligro de ser aplicada sobre zonas sucias o que no adhieran sólidamente a la superficie a pintar.

Después de cada mano hay que comprobar que no hay huecos, zonas sin pintar o burbujas que convenga retocar. Conviene que las manos sucesivas sean de colores diferentes para facilitar las comprobaciones.

Conviene comprobar el espesor de las diferentes manos. Existen aparatos para medir el espesor de la pintura fresca o seca y aparatos de detección eléctricos que permiten descubrir pequeños defectos.

Terminada la operación de pintura hay que asegurarse de que la superficie está en perfecto estado, antes de efectuar el pago de los trabajos.

e) Repetición de la operación de pintura. Antes de repintar hay que asegurarse de que la nueva pintura es compatible con la actual, y ver si ésta ha sido retocada total o parcialmente antes de aplicar la nueva.

El intervalo entre dos operaciones de pintura puede determinarse por el método del porcentaje preestablecido, y decidirse a realizar la nueva operación de pintura cuando un 15 % de la superficie pintada, por ejemplo, está dañada. No hay que aplicar varias manos nuevas de pintura sin quitar las antiguas, pues un revestimiento espeso tiende a perder su adherencia.

### II.E. 3. Otros revestimientos.

a) Pinturas asfálticas. Las consideraciones generales son análogas a las descritas en el párrafo 2, referente a la pintura.

Las normas precisan que los elementos de acero que van a ser recubiertos de concreto no deben pintarse. Sin embargo, la experiencia sugiere que deben pintarse o revestirse los quince primeros centímetros de la parte recubierta para impedir el ataque del agua que se infiltra por las fisuras de retracción, en obras no protegidas.

Precauciones a tomar.

1. Un recubrimiento de concreto no consiste en un simple relleno. Hay que utilizar un concreto de buena calidad, de 250 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a compresión simple, e insistir sobre una ejecución muy cuidada.

2. Un recubrimiento de concreto, incluso estando bien hecho, no protegerá al acero de la corrosión por electrólisis, y cuando el acero es susceptible de tener que conducir corrientes a tierra, hay que prever un sistema de toma de tierra individualizado.

b) Recubrimiento asfálticos armados. Estos revestimientos son una excelente protección contra la corrosión y se emplean frecuentemente para recubrir elementos enterrados en suelos muy corrosivos, como los cauces de ríos, terrenos pantanosos, rellenos de escorias, rellenos que contengan materias orgánicas basuras, por ejemplo) y zonas de mareas. Los recubrimientos se utilizan sobre todo para proteger canalizaciones, tirantes y uniones que sirvan para anclar obras de tensión, y en cualquier parte donde se desee una protección eficaz y duradera. El trabajo consiste en revestir la superficie metálica con una capa de producto asfáltico, barnizarla y recubrir todo con una o varias capas espirales de fieltro u otro material apropiado, saturado de una mezcla impermeable a base del asfalto. Este material refuerza y protege el revestimiento y aumenta su espesor.

c) Otros materiales. Los recubrimientos de concreto y de asfalto son, con mucho, los más comúnmente empleados para proteger el acero. Sin embargo, se utilizan otros materiales en casos particulares. Por ejemplo: se ha utilizado espuma de uretano recubierta de polisulfuro líquido para proteger de la corrosión las abrazaderas de tensado de los cables en la construcción del segundo tablero del puente "Jorge Washington" en Nueva York. La espuma servía para rellenar y el polisulfuro líquido para asegurar la estanqueidad.

Un recubrimiento formado con una aleación de cobre y níquel ha sido utilizado para recubrir y proteger piezas de acero de las superestructuras de varias plataformas marinas de sondeos en el golfo de México. Se emplean corrientemente aleaciones inoxidables para revestir pilotes y estructuras de plataformas de amarre a distancia de la costa, al nivel de las mareas y del oleaje.



EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 50 de 7

b) Galvanización. Este revestimiento se utiliza para obtener una protección más duradera que la proporcionada por los procedimientos clásicos de pintura. (Sin embargo, no es una protección absoluta y en climas húmedos o tropicales la misma capa de cinc se protege con una buena pintura). La galvanización es también útil en construcción submarina, donde ofrece una protección bastante satisfactoria.

Para las estructuras metálicas se preconiza generalmente la galvanización por un procedimiento de baño en caliente, porque la capa obtenida es más gruesa que la conseguida por otros procedimientos, tales como la galvanización al gris de cinc, la galvanoplastia o la aplicación por proyección. Es deseable que la capa sea gruesa, pues el poder protector del cinc es aproximadamente proporcional a su espesor. Todas las operaciones de fabricación, en especial los plegados, los cortes con soplete y las soldaduras deben efectuarse antes de la galvanización, ya que estas operaciones queman o disgregan el cinc protector.

#### II.E. 4. Recubrimiento grueso.

Los párrafos precedentes describen la protección contra la corrosión por aplicación de capas relativamente delgadas. Pero el inconveniente de las capas delgadas reside en que deben ser renovadas con frecuencia. Se puede asegurar una protección permanente o semipermanente recubriendo el elemento entero con concreto o material plástico, o revistiéndolo con una capa de metales no férricos u otros materiales inalterables.

a) El concreto. Se emplea con frecuencia el concreto para recubrir elementos de acero. Si no hay problemas de peso o volumen y si el recubrimiento se ejecuta bien, se puede obtener una protección económica y muy satisfactoria.

El recubrimiento de concreto es el más utilizado para proteger construcciones portuarias sometidas a las mareas y situadas bajo el nivel del mar, para conducciones enterradas, para revestir canalizaciones, en el interior de soportes tubulares, partes de obra que ya no serán accesibles al acabar los trabajos, y otras expuestas a atmósferas particularmente corrosivas, tales como humo de locomotas o fábricas de productores químicos.

Además de su papel protector respecto de la corrosión, los recubrimientos de concreto se utilizan para proteger el acero de la abrasión y, lógicamente, de los incendios.

La colocación del concreto puede hacerse utilizando cimbras y moldes o por proyección. El espesor de la capa de concreto que recubra el acero debe estar de acuerdo con las condiciones fijadas en este capítulo, y debe asegurarse una buena adherencia entre el acero y el concreto. Con este objeto se debe limpiar la superficie del acero de todas las suciedades, incrustaciones o escamas de óxido, y el concreto debe ser denso, rico en cemento y de buena calidad. Si el concreto es de mala calidad, la protección será insuficiente. Hay que colocar una especie de elemento de envoltura; generalmente consiste en una malla metálica de barras de pequeño diámetro espaciadas de 5 a 10 cm .

## II.E. 5. Aleaciones inoxidables.

La corrosión que sufre el acero depende tanto de su composición como del medio en que se encuentra. Para un medio dado, se puede disminuir la corrosión de una obra de acero utilizando aleaciones inoxidables en lugar de acero ordinario al carbono (ASTM -A7 o A36).

a) Obras al aire libre. Se pueden citar entre las aleaciones anti-corrosión el acero al cobre (ASTM-A7, A36 ó A373 que contengan al menos un 0.2% de cobre) y algunos aceros de alta resistencia y pequeña proporción de aleaciones, tales como los enumerados en la norma ASTM-A242.

Se puede preconizar el empleo del acero al cobre utilizando las normas ASTM, como se ha dicho. La mayoría de los aceros aleados en pequeña proporción, recomendados por su resistencia a la corrosión, se fabrican bajo licencia, y el ingeniero debe pedir información al fabricante, con objeto de escoger un producto que responda al fin deseado. No basta pedir ASTM-A242. Varios aceros de este tipo tienen una resistencia a la corrosión atmosférica superior a la del acero al cobre. Salvo en casos de condiciones muy severas, se utilizan aleaciones inoxidables, que cuestan poco más que el acero A36, y esto únicamente en ciertos casos críticos y no en la obra entera. Por ejemplo, se recomienda su empleo para:

1. Las uniones y partes móviles, como cubrejuntas, extremos de vigas y apoyos deslizantes.
2. Para uniones de elementos relativamente pequeños, como mallas, que presentan una gran superficie expuesta, por lo que sería muy costosa su conservación.
3. Para elementos que serán difícilmente accesibles una vez que la obra se acabe.
4. Para los drenes de calzada de un puente, rejillas y elementos del mismo tipo, que están particularmente expuestos porque se mojan y acumulan en ellos restos secos o húmedos con frecuencia. Además, el acero inoxidable se recomienda a veces para algunas partes de instalaciones marítimas o para obras situadas en zonas industriales donde la atmósfera es muy agresiva, como, por ejemplo, en las proximidades de tanques de ácido.

b) Instalaciones enterradas y sumergidas. Aunque no se disponga más que de pocos datos, parece que el empleo del acero al cobre o de aceros débilmente aleados de alta resistencia presentan pocas ventajas frente al acero ordinario al carbono, en las instalaciones enterradas o sumergidas donde el acero está constantemente húmedo. Sin embargo, las aleaciones de alto contenido en silicio, cromo y níquel resisten indiscutiblemente mejor a la corrosión en estos casos y pueden ser, en principio, útiles si su precio no es un obstáculo.

Precauciones a tomar: a excepción de ciertos usos en arquitectura, los aceros inoxidables deben pintarse, galvanizarse o protegerse, como los aceros ordinarios al carbono; la utilización de metales inoxidables es, esencialmente, una precaución suplementaria tomada para simplificar los problemas de conservación que conciernen a elementos muy expuestos o de acceso muy difícil.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 52 de 7

#### II.E.6. Metal superabundante.

Este término se aplica a los espesores de metal previstos en exceso en relación con los dados por los calculistas. Su objeto es proporcionar un margen que permita que se produzca la corrosión sin bajar de la resistencia necesaria del elemento. El campo de aplicación es el mismo que el de los aceros inoxidables; de hecho, si se considera sólo la resistencia de las obras, las dos técnicas son equivalentes.

Los espesores mínimos necesarios dados por numerosas instrucciones de construcciones metálicas son consecuencias de este principio. Por ejemplo, las normas aplicables a los puentes de carretera (AASHTO) recomiendan un espesor de metal de 10 mm para el alma de las pilas metálicas, así como para empalmes de los pilotes; la mayor parte de las demás especificaciones expresan exigencias comparables, al referirse a cimentaciones.

El método habitual cuando se trata de utilizar esta técnica consiste en calcular la dimensión del elemento en función de la resistencia necesaria; evaluar a continuación la pérdida de metal debida a la corrosión (han sido frecuentemente publicadas cifras relativas a este punto); y aumentar el espesor de metal en una cantidad equivalente a esa pérdida en un período de tiempo igual a la duración prevista de la obra. No hay que olvidar que la pérdida de metal se produce por los dos lados del elemento, y hay que tener en cuenta que puede ser distinta a cada lado, por ejemplo, en un tablestacado, uno de cuyos lados está en contacto con el relleno.

Las precauciones a tomar, citadas en el párrafo 5 (aleaciones inoxidables) a propósito de la pintura o galvanización del metal, son válidas en este caso.

#### II.E.7. Protección catódica

La corrosión en medio acuoso o húmedo es de naturaleza esencialmente electroquímica; está causada por una corriente que, partiendo de las zonas anódicas, pasa por la solución para alcanzar el metal en las zonas catódicas. Este tipo de corrosión puede ser prevenido haciendo pasar por el metal una corriente eléctrica contraria suficientemente fuerte para neutralizar las corrientes destructoras. La protección catódica, que consiste en acoplar, en la obra que se quiere proteger, un ánodo que aporte metal, desempeña este papel neutralizando las corrientes corrosivas formando capas de compuestos no solubles sobre las nuevas superficies catódicas.

Se utiliza sobre todo este método para proteger el acero enterrado (conducciones o pilotes), para proteger las partes sumergidas de las instalaciones marítimas tales como pilotajes y arriostramientos, para proteger las compuertas de esclusas y presas, el interior de depósitos y el exterior de depósitos enterrados. La protección catódica, sin embargo, no impide la corrosión, a menos que metal a proteger no esté en medio electrolítico (agua o suelo húmedo); no es eficaz para proteger los elementos de obras situadas sobre el nivel freático o en terreno muy seco.

Sin embargo,, aunque los principios de protección catódica sean simples, su aplicación necesita buen juicio y experiencia si se quiere que sea económica y eficaz. Es preferible asegurarse los servicios de un buen especialista en corrosión, para instalaciones importantes. Precauciones a tomar: los efectos sobre las obras adyacentes inducidos por la protección catódica no deben ser despreciados. Estas obras corren peligro de ser dañadas si no están convenientemente enlazadas al nuevo sistema o si no se prevén otros medios de protección.

#### II.E. 8. Revestimiento reforzado.

Este tipo de revestimiento se utiliza como medio de proteger la obra contra la abrasión.

Un recubrimiento de concreto, tal como el descrito en el párrafo 4, forma un excelente revestimiento. Se pueden citar, como otros procedimientos, las placas protectoras en acero laminado, las de madera, la utilización de metal superabundante, el revestimiento con metales duros, la utilización de pinturas anti abrasión, tales como los vinilos, el neopreno, y los revestimientos fenólicos endurecidos en caliente.

Cuando la abrasión es muy activa, hay que recubrir las obras con concreto. Las placas de acero laminado son muy eficaces, pero caras. Los otros procedimientos no son aplicables, en el mejor de los casos, más que en zonas poco expuestas.

Cuando es necesario un revestimiento grueso, hay que darle una forma adecuada. La importancia de esto la ha puesto de manifiesto ciertas experiencias realizadas con pilotes en H en zonas de rompientes; los pilotes de acero que tenían su forma original se rompieron por la abrasión debida a la arena en suspensión, mientras que las formas redondeadas resistieron.

#### II.E. 9. Influencia de los detalles constructivos.

Se pueden evitar numerosas dificultades debidas al deterioro de las construcciones metálicas prestando una particular atención a los detalles de proyecto; en particular, a los puntos siguientes:

1. Es preciso que en, medida de lo posible, todas las partes de la obra sean accesibles a fines de conservación o, si no lo son, que los elementos estén revestidos o hayan recibido una protección permanente cualquiera. Esto es menos necesario si están situados en un lugar bien protegido y caliente, alejado de los drenes de las posibles fuentes de humedad. La inaccesibilidad es lo que más dificultades plantea en una obra sobre todo si es metálica.

2. Hay que elegir la forma de las secciones de manera que tengan la menor superficie expuesta posible. Por ejemplo, desde el punto de vista de la lucha contra la corrosión, una doble T es preferible a angulares unidos, y una viga cajón preferible a una de sección en H. Siempre que los esfuerzos a que es la obra sometida lo permitan, las secciones compactas serán preferibles a las de gran superficie.

3. Hay que evitar formas o detalles en los que se pueda acumular la suciedad, Si el costo no es excesivo se pueden usar secciones redondeadas.
4. Hay que suprimir las bolsas, puntos bajos hendiduras susceptibles de retener el agua. Las secciones en U deben presentar su concavidad hacia abajo, o estar provistas de orificios de evacuación bastante grandes para no ser cegados por hojas o suciedad, o rellenarlas de concreto. Si la sección lleva rigidizadores, hay que hacer orificios de evacuación en las cubetas que forman --- (Fig. II-13). Los perfiles de ala ancha y las secciones en doble T, de alma horizontal, deben tener una pendiente suficiente para permitir el desague, o llevar orificios de evacuación.
5. La base de los soportes debe protegerse por un recubrimiento de concreto que sobrepase el nivel del terreno piso. La superficie de concreto adyacente debe tener una pendiente que permita alejar el agua de la estructura metálica. Las construcciones de concreto que soportan o están debajo de estructuras metálicas deben proveerse de drenes, goterones y surcos de drenaje, tales como los descritos en el apartado B.
6. Las hendiduras y agujeros en superficies horizontales de un elemento metálico deben ser suficientemente grandes para asegurar un desague real. Si se llena de concreto una cavidad, hay que utilizar un mortero expansivo de manera que no haya una retracción que permita penetrar el agua por las fisuras que se formarían entre el mortero y el borde de la cavidad.
7. Hay que evitar las disposiciones que conduzcan a hendiduras estrechas - que no se puedan llenar ni pintar. Un ejemplo es el de angulares o perfiles en U unidos o adosados, pero entre los que la presencia de cartelas deja juego. - En obras expuestas, esta unión conduce siempre a dificultades, salvo si el espacio entre elementos se obstruye (fig. II 14 ).
8. En uniones remachadas o atornilladas, o con perfiles metálicos adosados, hay que evitar la penetración del agua entre las placas o elementos adyacentes asegurándose que todas las superficies metálicas están en contacto. En uniones de fuerza hay que preparar las superficies en contacto antes del montaje.
9. Las uniones a tope totalmente soldadas son preferibles a los empalmes - por un lado a causa del agua que penetra entre las mismas y por traslape de -- placas, El otro porque es imposible quitar todo escarificando las superficies en contacto. El escarificado aumenta el efecto corrosivo de la humedad. Lo mismo ocurre con las soldaduras que no ciegan más que parcialmente los vacíos entre piezas.
10. Los soportes tubulares deben llenarse de concreto o cerrarse para ser aislados al aire.
11. Para evitar la corrosión por efecto pila eléctrica hay que aislar los - metales de naturaleza diferentes, en particular las aleaciones de aluminio y - cobre habitualmente utilizadas. La pintura al cromato de cinc o arandelas y -- juntas impregnadas de cromato de cinc son excelentes para esto. Los remaches - que unen los dos metales deben ser de acero inoxidable, o recubrirse de una -- vaina aislante.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 55 de 7

### CAPITULO III

#### REPARACION DE FISURAS, DISGREGACION Y DESAGREGACION DE CONCRETO

##### III.- A. INTRODUCCION. REPARACION DE FISURAS.

El problema de la fisuración en el concreto es uno de los menos conocidos. Casi siempre constituye una causa de problemas, y se le considera generalmente síntoma de proyecto defectuoso o de una mala calidad de los materiales. De hecho, en la mayoría de los casos ni los defectos de proyecto ni los de ejecución, son la causa de las fisuras. Las fisuras se producen en casi todas partes, salvo en obras muy rudimentarias o en elementos independientes. Sea como sea, a menos que las obras de concreto proyecten y/o construyan de forma especial, se fisuran y presentan filtraciones. Esto no quiere decir que el agua circule libremente. En general, lo único que sucede es que el agua se filtra lenta y regularmente. Sin embargo, incluso una filtración tan insignificante provoca la aparición de eflorescencias en parte de la superficie del concreto.

Si se producen fisuras y hay que reparar, la marcha a seguir es la siguiente:

##### III. A. 1- Determinación de la actividad de las fisuras.

Es necesario determinar la actividad de una fisura la cual se controla por medio de observaciones periódicas, utilizando testigos, como muestra la figura III-1. La figura III, muestra como se puede detectar el movimiento señalando el extremo de la fisura. La prolongación de la fisura más allá de la señal indica la continuación probable de la acción del factor que la produjo. La insuficiencia de esta técnica consiste en que no pone de manifiesto cualquier tendencia eventual de la fisura a cerrarse, y no proporciona datos cuantitativos del movimiento.

La figura III-1b muestra un procedimiento análogo. Se coloca con cuidado una punta( o un picadientes) en la fisura, y al menor incremento del espesor de la misma, cae. La insuficiencia, como en el caso anterior, consiste en la imposibilidad de indicar si la fisura se cierra o de medir los cambios que se produzcan. El mismo papel desempeña el trocito de cinta con entalladuras, visible en la figura III-1c. La ventaja de este procedimiento consiste en que si la fisura tiende a cerrarse, la cinta se pliega. Sin embargo, este método no es seguro. La cinta (ya sea de papel, celofán o tela) es sensible a los cambios de humedad, de manera que no hay seguridad de que los movimientos observados sean reales o debidos a la deformación propia de la cinta.

Los calibres utilizados para los electrodos y bujías, pueden servir para medir la amplitud de la fisura. Sin embargo, la dimensión aparente de la abertura cambia si el calibre está sucio o no se coloca a profundidad constante.

El dispositivo visible en la figura III-1d es el más satisfactorio de todos. Las dilataciones y contracciones se detectan por igual, y pueden medirse movimientos de 1/4 mm con un calibre como el representado en la figura. Si se desea una evaluación más precisa, se pueden utilizar extensómetros. Las bases de medida deben colocarse rígidamente y pegarse con cuidado a la superficie del concreto y se debe utilizar esmeril para preparar las superficies de fijación antes de colocarlas. Cuando es necesaria una gran precisión, es posible pegar perpendicularmente a las fisuras "gauges" indeformables. Sin embargo, son caros, sensibles a las variaciones higrométricas y resisten mal a los choques.

No hay que olvidar que, de un modo u otro, toda fisura es activa. Por ejemplo, si la carga aplicada a un elemento aumenta o disminuye, este elemento debe deformarse y la deformación se concentrará en los puntos débiles, esto es, en las fisuras. Lo mismo sucede con los esfuerzos debidos a las variaciones de temperatura, a las cuales no escapa ninguna obra. Es pues, la amplitud del movimiento lo que permite saber si las fisuras son activas o estabilizadas; los testigos permiten poner de manifiesto la diferencia. Si la amplitud del movimiento, medida en un período de tiempo suficiente (por ejemplo, seis meses o un año), permite un desplazamiento visible de los testigos o se evidencia de forma indiscutible, la fisura se considerará activa. Si los movimientos son más débiles, la fisura se considerará estable.

### III. A. 2- Elección de un método de reparación.

La elección de un método adecuado implica una contestación previa a las preguntas siguientes:

- 1: ¿Las fisuras son activas o estabilizadas?
- 2: ¿Por qué reparar? ¿Se trata simplemente de disminuir las filtraciones, o hay que suprimirlas? ¿Hay que reforzar la obra?
- 3: ¿Como se producen las fisuras? ¿Se presenta en forma de red, esto es, de un gran número de fisuras relativamente finas? ¿O son aisladas y de fuerte espesor?
- 4: ¿Cuáles son la amplitud y dirección de los probables movimientos futuros?

Para elegir, conviene seguir los diagramas de las figuras III.2 y III.3 y tener en cuentas las observaciones que siguen.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPORTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 57 de 7

a) Fisuras activas. En primer lugar, hay que saber si las fisuras se presentan como defectos aislados o si forman una red coherente; tras ello, hay que decidir si hay que restituir o no al concreto fisurado su resistencia a tensión.

1. Red de fisuras. Como se vé en la figura III-2, las redes de fisuras no pueden generalmente relacionarse con la aparición de esfuerzos superiores a los admisibles, y es frecuentemente inútil reforzar.

2. Fisuras aisladas. Si la fisura es aislada y activa, tratar de devolver al concreto su resistencia a tensión en la zona fisurada no hace más que trasladar la dificultad y hacer resurgir la fisura en otra parte de la obra. Si la fisura no crea un estado de esfuerzos inaceptables, hay que limitarse a obturarla preferentemente con un material de sellado elástico.

Después hay que estudiar cuál será el tipo de movimiento que deberá absorber la junta ¿Se trata solamente de dilatación y contracción (lo que corre parejo con las redes de fisuras), o existe una componente transversal o longitudinal a la junta, lo que ocurre parejo con las fisuras aisladas? Los detalles de ejecución dependen de los movimientos así previstos.

b) Fisuras estabilizadas. Como antes, hay que saber primero si las fisuras son aisladas o forman una red y estudiar a continuación si es necesario devolver al concreto su resistencia a tracción de la fisura. Tampoco ahora pueden relacionarse de forma indiscutible las redes de fisuras con esfuerzo excesivo, y es inútil reforzar. Los métodos de reparación aplicables en cada caso se indican en la fig. III-3. Hay que hacer constar que la simple aplicación de fuerzas externas no se recomienda cuando se trata a la vez de reforzar y de asegurar la estanqueidad, y que una reparación por esta técnica debe acompañarse del sellado de las fisuras. Una resina epoxi aporta una buena solución, pues contribuye a devolver a la sección su resistencia a tensión perpendicularmente a la fisura, cerrándola.

c) Amplitud de los movimientos ulteriores previsibles. La observación de los testigos (ver la etapa I) proporcionará algunas indicaciones sobre estos movimientos. En general, sin embargo, el período disponible para proceder a observaciones es demasiado corto para poder extraer conclusiones cuantitativas, y esto conduce al ingeniero a fiarse de los cálculos que tienen en cuenta temperatura, la retracción, las variaciones de carga, las deformaciones de la obra, los posibles asentamientos de apoyos y las variaciones higrométricas del concreto. Los efectos térmicos tenidos en cuenta incluyen las distorsiones (ondulaciones, etc.) debidas a los gradientes térmicos.

d) Cicatrización. La cicatrización es la facultad que posee el concreto de reparar sus fisuras por sí mismo; este fenómeno se conoce desde hace algún tiempo, y ha permitido la obturación de fisuras estabilizadas, cuando se deben por ejemplo, a la retracción durante el fraguado, o a cualquier negligencia durante la ejecución de la obra (descimbrado prematuro, asentamiento de los moldes, vibraciones, etc.).



El fenómeno de la cicatrización incrementa un poco, además, la resistencia del concreto dañado por las vibraciones durante el fraguado, o por los efectos de las heladas y del deshielo.

La cicatrización se debe a la carbonatación del óxido de calcio del cemento por el gas carbónico contenido en el agua y aire. De ello resulta que el carbonato cálcico y el hidróxido de calcio precipitan en cristales que se acumulan y desarrollan a lo largo de las paredes de la fisura. Los cristales se encajan dando así lugar al nacimiento de fuerzas de adherencia mecánicas a las que añade una adherencia química entre los cristales adyacentes, y entre los cristales y la superficie del cemento y los agregados inertes. Así, una parte de la resistencia a tensión del concreto se recupera, y la fisura puede colmatarse.

Es esencial que la fisura y el concreto adyacentes se saturen de agua durante la cicatrización, si se quiere desarrollar una resistencia apreciable. Para esto, es bueno sumergir la sección fisurada. Otra solución consiste en retener el agua sobre la superficie del concreto, saturando la fisura. Algunos ensayos efectuados han puesto de manifiesto que en algunos casos se llegaba a devolver al concreto un 25% de su resistencia a tensión medida a 90 días, sumergiendo la sección fisurada en agua durante un período equivalente. Otras secciones, dejadas simplemente en atmósfera confinada, no recuperaban prácticamente resistencia.

La saturación de agua debe continuar durante todo el período de cicatrización.

Un solo secado antes de resumergir la fisura basta para reducir, en fuertes proporciones, la resistencia recuperada.

Se debe proceder a este tipo de reparación tan pronto como sea posible. Todo retraso disminuye el efecto del tratamiento.

Se puede dejar secar la sección reparada, una vez terminada la operación, a condición de que no se someta a fuertes variaciones de temperatura o a una atmósfera particularmente seca. El secado disminuye algo la resistencia, probablemente a causa de los esfuerzos de retracción que induce. La pérdida de resistencia es más baja en secciones convenientemente reparadas que en las que la adherencia es mediocre.

La cicatrización no tiene lugar si la fisura es activa. Esto significa que una obra, para repararse así debe soportar una carga constante y estática. La reparación no tendrá lugar tampoco si el agua corre constantemente por la fisura, disolviendo y arrastrando la cal depositada, salvo si el agua corre con suficiente lentitud, como para evaporarse a la salida de la fisura, lo que permite depositarse a las sales disueltas.

La cicatrización es un método que se aplica, ante todo en obras situadas en medio húmedo o incluso sumergidas donde no existan agentes agresivos que puedan disolver los depósitos cristalinos.

### III. B.- REPARACION DE LA DISGREGACION Y DESAGREGACION

En la sección precedente exponía los métodos de reparación de fisuras en el concreto. Se ha visto que raras veces son las fisuras, por sí solas, indicio de un debilitamiento de la estructura. Por consiguiente, la reparación no implica el refuerzo; por esta razón los métodos de reparación descritos hasta aquí se referían, sobre todo, a la superficies, estando destinados principalmente a obturar las fisuras o a mejorar el aspecto exterior de la obra. Algo muy diferente sucede cuando se trata de reparar una obra que muestra síntomas de disgregación y desagregación. Se descubre entonces generalmente que ha habido importantes disminuciones de sección, fuerte corrosión del armado, o las dos cosas a la vez. Estos dos fenómenos son inquietantes desde el punto de vista de la resistencia general, y la reparación debe ser hecha urgentemente y restituir al menos una parte de la resistencia perdida. Este punto es importante y hay que tenerlo presente cuando se traten de aplicar las técnicas de reparación descritas en este capítulo.

Los principales métodos para reparar la disgregación y desagregación son el empleo de recubrimiento, de mortero proyectado, de concreto compactado, o la sustitución del concreto y la colocación de revestimiento de diversos tipos. El proceso a seguir se describe conforme a las siguientes prescripciones genéricas:

#### III. B.1.- Preparación de la superficie de concreto que va a ser reparado.

a) Limpieza. Es preciso retirar todo el concreto poroso, dañado, sucio y en general sospechoso. Cuando no es evidente que el concreto sano haya sido alcanzado, se aplica frecuentemente un método empírico consistente en considerar como bueno todo concreto que es difícil de quitar. Este método es satisfactorio, aunque hay excepciones. Por ejemplo, el recubrimiento de concreto del armado se separa fácilmente al golpearle un martillo neumático. Es, en efecto fácil, separar un concreto en excelente estado utilizando una herramienta puntiaguda o un martillo grande y siguiendo el plano de separación natural formado por el armado. Si no se tiene cuidado, las obras pueden aumentar el volumen considerable e inútilmente a causa de este factor. Por el contrario, es a veces difícil separar un concreto relativamente poroso de superficies en desplome a causa de la débil energía de los martillazos en estas condiciones.

Es bueno utilizar una herramienta neumática para separar el concreto en mal estado. Son preferibles las cabezas puntiagudas a las biseladas porque dejan planos de rotura libres de partículas de agregado triturado, cuya presencia podría disminuir la adherencia entre el nuevo concreto y el antiguo.

Otro factor a considerar en la determinación de la cantidad de concreto a destruir- sobre todo cuando se trata de la desconchadura del recubrimiento de concreto, producida por la corrosión de las armaduras-, es si el plano de separación entre el concreto dañado y el concreto en buen estado coincide con el plano del armado. En este caso, será preciso decidir sobre la oportunidad de romper el concreto más profundamente y colocar las barras al aire. Este problema debe plantearse previamente, y debe explicarse claramente la decisión tomada en la memoria, y señalarse en el pliego de condiciones, ya

El pliego de condiciones debe prever el control y la recepción de los trabajos ejecutados en el concreto primitivo antes de la colocación del nuevo concreto.

III. B.4- Compatibilidad de materiales y secciones.

No hay que tratar de reparar una obra con materiales diferentes a los existentes en ella, salvo si se prevé enlazar estrechamente los dos concretos, antiguo y nuevo, o hacerlos independientes.

III.B.5- Necesidad de emplear concreto y mortero de buena calidad.

Este factor ya se ha puesto en evidencia y se subraya en toda la extensión de estas notas. Es absurdo reparar un concreto malo con otro igual que él. Hay que tener en cuenta las siguientes particularidades:

1. No hay que utilizar más cemento que el que requiere la resistencia buscada. Existe en ocasiones, una cierta tendencia a pensar que el concreto es tanto mejor cuanto más cemento tiene, y añadir más para compensar un exceso de agua, en mal curado, u otras insuficiencias. El cemento, en este sentido, se parece a un medicamento en el que una dosis exacta conduce a buenos resultados, mientras que una cantidad demasiado débil o demasiado fuerte puede ser ineficaz e incluso perjudicial. De entrada, un concreto de fuerte dosificación en cemento sufre una retracción mayor que un concreto de débil dosificación. Además, si el medio o los agregados son agresivos, el exceso de cemento no hace más que favorecer las reacciones.

2. Se deben escoger agregados limpios y estables y lo más gruesos posible, en relación con la sección que se tenga. Procediendo así, se reducirá la relación agua/cemento y la proporción de finos.

3. Es preciso insistir con fuerza sobre la buena ejecución de la limpieza y de la colocación de las armaduras, así como de la eliminación de todo concreto primitivo en mal estado.

III.B.6- Recubrimiento.

Los daños a reparar se deben en general, en cierta medida, a un recubrimiento insuficiente. Hay, pues, que asegurarse, que el recubrimiento previsto en la reparación está de acuerdo con las prescripciones enunciadas en las normas del proyecto y de la obra.

III.B.7- Aspecto exterior.

Una de las razones esenciales por las cuales se reparan las obras de concreto es la estética. Deben tomarse las siguientes precauciones.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 61 de 7

que el costo de la destrucción de esta cantidad suplementaria de concreto es elevado.

b) Limpieza de la superficie. La superficie del concreto viejo que debe adherirse a la parte nueva, debe limpiarse y hemedecerse antes de la colocación del nuevo concreto o del mortero. Después de un lavado previo se procede a la limpieza por chorro de arena mejor que con cepillo metálico. Cuando el uso del cepillo metálico es indispensable es mejor recurrir a un procedimiento mecánico que a uno manual.

La superficie debe ser lavada otra vez. Puede utilizarse un decapado con ácido clorhídrico seguido de cepillado y lavado, en lugar del chorro de arena.

Es importante realizar las operaciones de limpieza inmediatamente antes de la colocación del concreto o del mortero, para evitar que las superficies sean manchadas por las proyecciones de polvo y de suciedad. En las regiones industriales el hollín que se deposita sobre las superficies horizontales constituye una fuente de dificultades a este respecto. El intervalo entre la limpieza y el tratamiento no debe jamás sobrepasar 2 ó 3 horas. El nuevo concreto no puede adherirse al antiguo si hay una película de aceite o la menor partícula sobre la superficie de contacto

c) Humedecimiento de la superficie. Después de la limpieza hay que saturar la superficie que se está reparando, que debe estar secándose en el momento de la puesta en la obra del nuevo concreto. Se satura regando con agua a presión o llenando los agujeros a reparar de yute mojado que se riega de vez en cuando para mantenerlo húmedo. Sea cual sea el método utilizado la superficie debe permanecer húmeda durante varias horas, a ser posible toda una noche para estar bien saturado.

### III. B.2- Armados. existentes.

Los armados existentes que deban quedar en el interior del concreto nuevo deben liberarse de toda huella de corrosión, aceite, suciedad y cualquier otro cuerpo extraño. Esta operación la efectuará en gran parte el chorro de arena destinado a limpiar la superficie del concreto, Sin embargo, este chorro no podrá limpiar la cara de las armaduras no expuestas al mismo; será necesario, pues, inspeccionar esta superficie, así como la del concreto situado debajo, y en caso necesario limpiar con cepillo metálico. Si se deben añadir nuevas barras, hay que recordar que las barras de origen, si no están rotas, continúan soportando esfuerzos, si es posible, conviene dejarlas en su sitio. Además, si en el curso de la reparación las cargas sobre la obra no han disminuido, las nuevas armaduras estarán sometidas a esfuerzos más débiles que las existentes. Para que las nuevas armaduras tomen una parte de la carga, es preciso que los esfuerzos en el concreto aumenten. La distribución de los mismos que resulte de ellos debe ser estudiada.

Conviene quitar todos los alambres inútiles, tacos, etc.. antes de colocar el nuevo concreto.

### III. B. 3 Control de los trabajos antes de la colocación del concreto.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 62 de 7

a) Parches. Cuando la reparación se refiere a una pequeña superficie y no se ejecuta cuidadosamente, puede ser más perjudicial que beneficiosa desde el punto de vista estético. No hay que dejar a los obreros apresurarse en su trabajo inmediatamente después de haber quitado los moldes y antes de que el ingeniero haya tenido tiempo de inspeccionar el trabajo realizado. Si hay que reparar una superficie que presenta un aspecto alveolar o hay que llenar los agujeros destinados a los anclajes de los tirantes, se debe exigir que el material de relleno sea de una composición parecida a la del concreto utilizado en la obra, que no sea más rico en cemento, y que no esté constituido por un cemento de marca o tipo diferentes.

b) Reparación de grandes superficies. La uniformidad de la reparación es una consideración importante. Conviene utilizar los mismo tipos de arena y de cemento para cada panel o para toda una serie de paneles análogos. La dosificación no debe variar. Pequeñas variaciones en la proporción arena/cemento, en la cantidad de agua utilizada, o en la relación áridos finos/áridos gruesos pueden llevar consigo cambios de color sensibles en la obra acabada. Salvo cuando se quiera deliberadamente producir estos cambios de color por razones de estética, hay que medir la cantidad de los diversos componentes por medio de dosificadores o pesándolos. No se debe hacer la dosificación con pala, ni medir la cantidad de agua por la consistencia de la pasta ni por cualquier otro método empírico. Los procedimientos de curado deben ser uniformes.

### III.B.8- Aditivos

Los aditivos desempeñan un papel más importante en la reparación que en la construcción de obras de concreto. Esto proviene del hecho de que la sección de concreto añadida, generalmente delgada, está sometida a condiciones severas. En tales circunstancias, pequeños errores en la ejecución de los trabajos o a nivel de la tecnología del concreto pueden producir graves defectos, una vez acabada la obra. Una utilización inteligente de los aditivos hace menos importantes los posibles errores. Los aditivos más frecuentemente utilizados para los trabajos de reparación son:

a) Aireantes. Es útil utilizar aireantes cuando el concreto o el mortero utilizado va a estar sometido a fases de hielo y deshielo. Los efectos positivos de los aireantes, en este sentido, son bien conocidos y se refieren tanto al mortero como al concreto.

b) Retardadores de fraguado y densificantes. Se recomienda el empleo de estos compuestos. Cuando hace calor, retardando el fraguado del concreto se reduce la fisuración debida a la segregación de los elementos en suspensión, lo que permite diferir los acabados y cerrar mejor las fisuras superficiales. Este tipo de aditivo mejora la trabajabilidad del concreto y reduce, por tanto, la cantidad de agua necesaria.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

hoja 63 de 71

Se mejoran así la compacidad, la resistencia y la impermeabilidad del concreto. Algunos de los productos que se encuentran en el comercio reducen sensiblemente la retracción del concreto. Otros la aumentan a pesar de la disminución de la relación agua/cemento, por lo que debe tenerse mucho cuidado en la elección del aditivo.

c) Aceleradores de fraguado. Los aceleradores aumentan la velocidad de fraguado y de endurecimiento del concreto y son útiles cuando se hacen "tapones" bajo carga hidrúlica, cuando se busca acabar con el trabajo antes de que suba el nivel freático y cuando se trata de superficies sobre las que el agua corre. Sin embargo, los aceleradores (incluyendo el cemento de alta resistencia inicial del tipo III) aumentan la velocidad de desprendimiento del calor de hidratación e incrementan la retracción del concreto. Conviene no utilizarlos más que en casos de absoluta necesidad.

d) Morteros expansivos. Se utilizan corrientemente dos tipos principales de mortero expansivo. Ambos se encuentran en forma de productos comerciales y son fáciles de obtener. El primero contiene como aditivo polvo de aluminio, que produce burbujas de hidrógeno y hace dilatar el mortero. La presión del gas desprendido es bastante débil y los moldes la resisten fácilmente; la dilatación sigue la línea de menor resistencia, es decir, se va hacia la cara libre del concreto. En casos extremos puede tomarse una lechada espumosa en la superficie superior del concreto. El segundo tipo de mortero expansivo contiene polvo o limaduras de hierro y un catalizador. Se basa en que el hierro debe oxidarse después del fraguado del concreto, lo que aumenta su volumen y debe compensar no sólo la retracción de fraguado, sino también la debida al endurecimiento. Las opiniones respecto a la aparición efectiva de este fenómeno son divergentes. En efecto, es necesaria la presencia de agua para que el hierro se oxide. Se ve difícilmente como podrá penetrar el agua en secciones muy gruesas, sobre todo, si están abrigadas. Sin embargo, en secciones pequeñas sometidas a la intemperie, hay grandes probabilidades de que la oxidación y dilatación deseadas se produzca, y este tipo de mortero expansivo se utiliza frecuentemente para inyectar los huecos de los tornillos de anclaje, para los de los anclajes de tirantes, y para la ejecución de parches. Aparecen en las superficies asyacentes manchas de óxido, razón ésta por la que hay que estudiar la cuestión a fondo antes de utilizar este tipo de mortero para reparar una superficie en la que las consideraciones estéticas tengan importancia.

e) Impermeabilizantes. Estos compuestos se recomiendan para los revestimientos destinados a evitar la corrosión de los armados, suprimiendo el contacto con el medio agresivo. Sin embargo, los recubrimientos de espesores apropiados producen los mismos efectos y el impermeabilizante, en caso necesario, es un simple elemento de seguridad suplementaria. Este tipo de aditivo no equivale a una membrana o dispositivo similar, ya que toda tentativa de impermeabilización interna del concreto está condenada al fracaso, salvo si se pueden evitar las fisuras, exigencia que es muy difícil de satisfacer, como se ha visto anteriormente.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 65 de

### III.E.- CONCRETO PREPAKT

El concreto prepaht es conveniente en algunos tipos de reparaciones, sobre todo, bajo el agua o en lugares de difícil acceso.

El concreto prepaht se prepara llenando los moldes-cimbra de agregados gruesos, e inyectando a continuación en los intersticios un mortero de arena y cemento. En algunos trabajos especiales se utiliza cemento puro. El mortero o el cemento inyectado en las cimbras llena los huecos, expulsando el agua y formando así un concreto.

El concreto prepaht se utiliza para reparar las superficies de la obra, hacer recubrimientos (ver apartado C), llenar cavidades en el interior o bajo las obras, recalzar y engrosar diques, contrafuertes, muros de contención y zapatas.

Se utiliza también para estabilizar escolleras y obras de escollera, como rompeolas.

### III.F.- SUSTITUCION DEL CONCRETO.

Este método consiste en sustituir el concreto defectuoso por concreto nuevo de un tipo corriente, colocado según los métodos clásicos.

Sustituir el concreto defectuoso por concreto nuevo de tipo corriente es una solución satisfactoria y económica, cuando el volumen del material que hay que sustituir es bastante importante, cuando la reparación debe realizarse en profundidad, es decir, tener más de 5 ó 10 cm (y como mínimo llegar más allá de las armaduras), y cuando parte a reparar es accesible. Cuando no lo es (por ejemplo, cuando está bajo el agua) la solución más adecuada consiste en utilizar concreto prepaht o inyectar, si el volumen necesario no es demasiado grande.

El método que se estudia aquí es particularmente conveniente cuando la parte a reparar debe ser estanca al agua y cuando el deterioro atraviesa de un lado a otro la sección del concreto primitivo. Las pilas, muros, obras hidráulicas y otras grandes obras situadas bajo el nivel del suelo o del agua se reparan generalmente por este método.

La sustitución del concreto, si es rentable desde el punto de vista económico, es probablemente el mejor de los métodos de reparación descritos en este capítulo, al menos en lo que se refiere a la calidad y durabilidad de la parte reparada.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 64 de 7

f) Otros aditivos y cementos especiales. El empleo de cenizas volantes o de cemento natural retarda el fraguado del concreto. Estos componentes sustituyen con frecuencia a una parte del cemento Portland que sería necesario. No hay que limitarse a añadirlos a la mezcla clásica. La composición del concreto debe estudiarse especialmente para permitir su utilización.

A continuación se hace una somera descripción de los principales procedimientos para reparar la disgregación y desagregación:

### III.C.- RECUBRIMIENTO

La utilización de recubrimientos es particularmente conveniente en la reparación de soportes, pilas y pilotes deteriorados, sobre todo, cuando la sección que se repara se encuentra parcial o totalmente sumergida.

Esta técnica consiste en reconstruir o aumentar la sección de un elemento en servicio (sobre todo cuando el elemento trabaja a compresión) recubriéndolo de concreto. No es necesario que el elemento de origen sea también de concreto. Es posible recubrir de concreto secciones de madera o de acer como protección de pilotes de acero en H, o para proteger y defender co el fuego secciones de madera. Esta técnica es válida para impedir que un elemento se deteriore más y para incrementar su resistencia.

### III.D.- MORTERO PROYECTADO.

El mortero proyectado se utiliza cuando se trata de restaurar superficies de concreto que no se han deteriorado en profundidad. Se puede aplicar esta técnica a la reparación de superficies verticales o en desplome, así como a superficies horizontales; es particularmente útil para la restauración de superficies que se han disgregado por la corrosión de las armaduras.

Aunque esta técnica está ampliamente extendida desde hace medio siglo, todavía se discute su eficacia. Las críticas están dirigidas sobre los siguientes puntos:

1. El material es poroso.
2. Sufre una retracción más importante que el concreto clásico.
3. El revestimiento puede contener bolsas, o recubrir y ocultar huecos.
4. La calidad de la reparación depende en gran proporción de la habilidad de los obreros.

Desde el punto de vista del costo se puede decir que toda reparación es costosa en relación con el costo de la construcción nueva.

Si se limita su campo de aplicación razonablemente, se puede decir que el método del mortero proyectado es competitivo en relación con otros métodos de reparación. Las otras críticas que se le dirigen son válidas; pero tomando las precauciones que se citan y teniendo en cuenta los límites de aplicación de este método, se pueden ejecutar trabajos de primera calidad



EXPOSICION:           MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
                  DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
                  DE CARRETERAS.

IMPARTE     :        ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 66 de 73

Es posible armar la nueva sección y darle una resistencia adecuada. Utilizando juntas de construcción y de retracción convenientes y haciéndolas estancas en caso necesario, se obtendrá una estanqueidad adecuada para el conjunto de la parte reparada. Se deben evitar las secciones de pequeño espesor, que --- constituyen fuentes de dificultades a causa de las variaciones de temperatura. De hecho, un espesor mayor disminuye la importancia y la frecuencia de las variaciones de temperatura en la masa subyacente y, lo que es más importante, al nivel de la separación entre el concreto nuevo y el antiguo. Además, debe determinarse la composición del nuevo concreto de manera que se parezca a la del concreto que se repara, lo que reduce el grado de incompatibilidad de los dos materiales, los efectos nefastos de las variaciones de temperatura, las variaciones de contenido de agua, y las tensiones diferenciales, elásticas o no.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 67 de 7

### III.G. CASOS ESPECIFICOS DE REPARACION, REFORZAMIENTO Y RECONSTRUCCION DE PUENTES

#### III.G. 1.- DESCRIPCION

El puente Río Mayo está ubicado en la km. 183+240, del tramo Empalme-Na-vojoa en la carretera México-Nogales en el estado de Sonora.

El puente está formado por diez tramos: ocho de 32.50 mts. y dos de 26.75 mts., con longitud total de 313.50 mts. y ancho de puente de 8.50 mts. - con una calzada de 7 mts.

La superficie está formado por tres tramos continuos de dos claros de - 32.50 mts., con volados extremos de 5.75 mts., y entre ellos 4 tramos - suspendidos (isostáticos) de 21 mts.

Los tramos suspendidos están formados por dos nervaduras y losa superior con peralte total de 1.79 mts.

Los tramos continuos tienen dos tipos de secciones. Sección cajón sobre los apoyos y dos nervaduras en centros de claro, ambas de peralte cons-- tante de 1.79 mts.

Las anomalías observadas y sus reparaciones son como sigue:

#### III.G. 2.- Agrietamiento General en la Superestructura.

Tanto en tramos suspendidos como en tramos continuos existían grietas - (fisuras) de cortante de 1-3 mm. de apertura localizadas a todo lo lar-- go del puente a cada 75 cm. entre sí aproximadamente.

Además existían unas grietas críticas que nacen a 1/3 de claro suben has-- ta la losa, continúan entre la losa y la nervadura y bajan a 2/3 de cla-- ro aproximadamente (sección centros de claro con dos nervaduras, en tra-- mos continuos ).

Estas fallas son debidas principalmente al cambio de cargas vivas en el puente, es decir, el puente se proyectó para una carga H-20 (18 T.peso) y actualmente circula la carga de T3-S3 (46 T. de peso).

Para corregir estas anomalías se inyectaron primeramente las fisuras con resina epóxica, para regresar a una configuración homogénea, colocando - una presfuerzo vertical para absorber el cortante y colocando un pres-- fuerzo longitudinal para flexión.

Se anexan fases de construcción.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 68 de 73

### III.G.1.3.- Ménsulas de Apoyo Tramos Suspendingos.

En éstas ménsulas tenían grietas (zonas de falla) por cortante por fricción combinado con una tensión producida por la contracción o dilatación de la superestructura por efectos de temperatura y que los apoyos que existían no permitían el movimiento horizontal.

Para corregir ésto fue necesario reubicar de lugar a los apoyos y cambiar de lugar a los apoyos y cambiar éstos, por apoyos de neopreno.

### III.G.1.4.- Superficie de rodamiento y juntas de calzada

La superficie de rodamiento ha sido esta reparación, la parte superior de la losa de concreto del puente; razón por la cual ésta sufrió desgaste natural provocada por el intenso tráfico soportado desde su construcción.

Por otra parte las juntas de calzada ya no existían y por tanto todas las juntas de dilatación se encontraban rellenas de tierra lo que no permitía el libre movimiento de la superestructura.

Se coló una sobrelosa de 7 cm. de espesor para que trabaje como nueva superficie de rodamiento, y se colocaron juntas de calzada tipo Mex T 50 en las juntas de dilatación.

### III.G.2.- PUENTE EL MARQUES

#### III.G.2.1.- DESCRIPCION DE LA OBRA:

Puente localizado en la carretera León-Playa Azul, tramo Carapan-Cuatro Caminos, en el estado de Michoacán.

Es un puente de concreto reforzado colado en el lugar y está constituido por cuatro tramos contínuos formando marco con las pilas y simplemente apoyado en los extremos, formando tres tramos de 15 mts. y uno de 20 m. con longitud total de 56 m. un ancho de puente de 9.00 m. con calzada de 8.10 m.

La superestructura esta formada por 4 nervaduras y losa superior con peralte total de 1.30 m. y losa de 0.15 m.

La separación entre nervaduras es de 2 m. entre sí. Transversalmente tiene un diafragma en centros de claro y uno en apoyos.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ

noja 69 de 73

### III.G.2.2.- OBSERVACIONES GENERALES:

Se encontraban grietas o fisuras de magnitud importante en los siguientes puntos:

- a) en el tramo 3-4. cerca del apoyo 4 en el tramo 4-5 cerca del apoyo 5 se apreciaron grietas de cortante y torsión de un tamaño aproximado de 20-30 mm. en las dos nervaduras centrales; además en el apoyo 4 existió un desprendimiento del recubrimiento de las varillas de las nervaduras centrales en la zona de comprensión producida por el momento negativo.
- b) En el tramo 3-4 cerca del apoyo 4 en nervaduras extremas se observó el mismo trazo de grieta de cortante pero de menor apertura aproximadamente de 8-10 mm.
- c) Existían a lo largo del puente varias fisuras de cortante, torsión y flexión de aperturas aproximadas de 2-4 mm., este tipo de fisuras se repetían a cada metro o metro y medio.
- e) En el tramo 4-5 existían con las mismas características mencionadas en el inciso anterior.

En el tramo 3-4 cerca del apoyo 4, la losa se desprendió en un área de aproximadamente 2.20 mts. de longitud por 1.20 de ancho entre las dos nervaduras que presentaban grietas críticas de cortante y torsión, razón por la cual dichos esfuerzos se incrementaron en losa y provocaron su falla.

Los apoyos de los estribos prácticamente no existían en algunos casos y en otros estaban muy deteriorados.

Por ser un puente curvo las nervaduras además de trabajar a cortante y a flexión, estaban sometidas al efecto torsor provocado por la curvatura del puente. Esta torsión incrementaba notablemente los esfuerzos de tensión diagonal en el alma. Acelerándose así la aparición de las -- grietas.

Las cargas vivas eran mayores a las del proyecto del puente, lo que -- provocó que conforme transcurría el tiempo aparecieran mayor cantidad de fisuras y que las ya existentes incrementasen su magnitud.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 70 de 73

### III.G.2.3.- DESCRIPCION DEL REFORZAMIENTO:

La reparación y reforzamiento del puente consiste básicamente en reforzar la estructura a flexión, cortante y torsión y en colar una sobrelosa de 10 cms. de espesor.

Las fases para este refuerzo las podemos resumir en :

- Fase I.- Inyección de grietas de espesor menor de 5 mm.
- Fase II.- Fabricación de block de anclaje de presfuerzo longitudinal en estribos y prefabricación de desviadores de concreto para presfuerzo vertical.
- Fase III.- Colocación y tensado parcial de estribos presforzados - en zonas de grietas críticas para cerrar su abertura. - Suspensión total del tráfico durante 48 hrs. para inyección de grietas mayores de 5 mm., y tensado definitivo de los estribos presforzados.
- Fase IV.- Colocación tensado e inyectado de los cables de presfuerzo longitudinal.
- Fase V.- Picado de losa superior, armado y colocado de sobrelosa de 10 cm. en un carril del puente.
- Fase VI.- Iniciar de fase II a V para el otro carril del puente.
- Fase VII.- Cambio de apoyos en estribos y colocación de juntas de calzada.

### III.G.3.- PUENTE CHILTEPEC

#### III.G.3.1.- OBSERVACIONES GENERALES Y DESCRIPCION DE LA OBRA:

El puente "Chiltepec" está ubicado en la carretera Buena Vista Puerto Angel; tramo Tuxtepec-Valle Nacional km. 21-000 estado de Oaxaca.

Es un puente de vigas construido en el año de 1955 compuesto por dowe-las prefabricadas. Al parecer, debido a un error de fabricación no se pudieron insertar los cables por los ductos que estaban en las almas - de las vigas, por lo que se decidió colocarlos por fuera, adoptando co-mo unidad resistente dos vigas. Por los agentes corrosivos, clima tro-pical, excrementos de aves, etc., y debido, sobre todo, a que los ca-bles no estaban protegidos se habían producido la rotura de algunos de los hilos de los cables de presfuerzo 12  $\emptyset$  7 (12 hilos de 7 mm) ponien-do en peligro la estabilidad del puente.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 71 de 73

Estructuralmente es un puente de 3 claros de 40-64.66-40 mts. (longitud total = 144.6 metros) con un cantiliver en el tramo central de -- 13.08 mts. y un tramo suspendido de 38.5 mts. El puente está compuesto de 4 vigas con un ancho de calzada de 7 mts.

### III.G.3.2.- DESCRIPCION DEL REFORZAMIENTO

El principio de reparación consistió en la sustitución de todo el presfuerzo existente por uno nuevo compuesto por unidades 12 T 13 (12 torones de 13 mm), debidamente protegidos a través de tubos de acero galvanizado y una lechada de cemento ( agua + cemento ). Para el anclaje del presfuerzo longitudinal se colaron nuevos diafragmas que a su vez llevan presfuerzo transversal y vertical que evita el deslizamiento de los mismos. la parte más complicada ha sido la zona del apoyo en cantiliver ya que el presfuerzo existente se anclaba en su extremo y a la hora de efectuar la sustitución del presfuerzo iba a quedar sin refuerzo esta zona, por lo que se previó la transferencia de la reacción a los nuevos diafragmas a través de una estructura metálica con la cual se levantó el tramo suspendido 10 cms. A continuación se colocó el presfuerzo en la zona del apoyo en cantiliver para poder resistir el nuevo la reacción en su posición original, que es la que tienen el puente en servicio.

En general se puede decir que es un tipo de obra donde el orden estricto en la ejecución de las distintas fases, la meticulosidad en el trabajo y el control continuo de la obra son los factores fundamentales para llevar a buen término la misma.

### III.G.4.- PUENTE RIO GRANDE

#### III.G.4.1.- DESCRIPCION DEL PUENTE:

El puente Río Grande, está situado en la carretera Tehuacán, Puebla-Tlaxiahuaca, Oaxaca, en el km 11+590. La superestructura está constituida de diez tramos de dos vigas isotáticas de 35 m de claro y un tramo de curva de dos vigas isostáticas del lado de tehuacán.

Las diez pilas intermedias son de mampostería con sus cabezales de concreto reforzado. A cada pila el cabezal se compone de 2 topes antisísmicos, que se apoyan dentro de la estructura. Los estribos son de concreto reforzado.

#### III.G.4.2.- DESCRIPCION DE LAS FALLAS.

##### Pila N° 2:

En pila N° 2, se notaba un desplome en sentido transversal al eje del puente.

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 72 de 73

Este desplome fue a consecuencia de un asentamiento de la cimentación debido a un deslave de material del substrato, aguas arriba.

Tramo 1-2 y 2-3 :

Estos dos tramos tenían un desplazamiento en sentido aguas arriba de 45 cm. a consecuencia del asentamiento de la pila N° 2. Así que se notaba una desnivelación de la losa superior del orden de 20 cm., a consecuencia de este desnivel las estructuras sufrían un efecto de torsión bastante fuerte, como lo han revelado algunas grietas en las nervaduras.

Apoyos:

Los apoyos en general se encontraban en mal estado. Algunos estaban aplastados al grado de que el diafragma tocaba la parte superior del tope antisísmico y empezaron a romperse por compresión. Otros apoyos se encontraban deformados y los neoprenos desligados de sus placas de zuncho de acero.

Topes antisísmicos.

Algunos de los topes fueron agrietados o parcialmente rotos.

#### III.G.4.3- REPARACION Y REFORZAMIENTO DE LA PILA N° 2.

La obra consistió en lo siguiente:

- a) REFORZAR la zona de unión de los micropilotes con la mampostería, por medio de perforaciones inclinadas e inyección de lechada.
- b) ESTABILIZAR la pila en su posición por medio de micropilotes hincados hasta el suelo firme.
- c) PROTEGER la pila de las socavaciones por una pantalla perimetral de micropilotes alrededor de la pila.
- d) TRANSFERIR las cargas y descargas de la pila a los micropilotes, por medio de un cinturón de concreto presforzado, uniendo mampostería y pilotes.
- e) INCREMENTAR el ancho y la capacidad del cabezal de pila para poder nivelar y alinear los tramos desplazados.

#### III.G.4.4.- REFUERZO DE LOS DIAFRAGMAS

El procedimiento de reforzamiento requirió que no se suspendiera el tránsito vehicular, por lo que fué necesario reforzar la unión diafragma-nervadura por medio de un presfuerzo transversal y así poder levantar la

EXPOSICION: MANTENIMIENTO Y CONSERVACION  
DE PUENTES DE LA RED FEDERAL  
DE CARRETERAS.

IMPARTE : ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.

noja 73 de 73

estructura con toda seguridad para el usuario del puente.

#### III.G.4.5.- CAMBIO DE APOYOS

Una vez reforzados los diafragmas se prepararon los dispositivos de alzado junto a los dispositivos antisísmicos, consistentes en gatos hidráulicos con collarín de cuerda, los que se accionaron simultáneamente para evitar torsiones innecesarias a la estructura, una vez alcanzada la altura necesaria se retiraron los apoyos existentes y se sustituyeron con los nuevos.

#### III.G.4.6.- REGRESO O ALINEACION EN SU LUGAR DE LOS TRAMOS 1-2 y 2-3

- a) Los dispositivos de alzado incluyeron placas de acero y de teflón engrasadas para disminuir la fuerza de fricción en el instante del empuje horizontal para alinear la superestructura.
- b) Una vez contruidas las ménsulas de empuje en el extremo y sobre la corona de la pila, permitió el deslizamiento lateral de la superestructura con el empuje de un gato hidráulico como los utilizados en el alzado.
- c) Con los tramos 1-2 y 2-3 en su lugar, se reconstruyeron los bancos de apoyo con la cual se consiguió la renivelación de los mismos y la colocación de los nuevos dispositivos de apoyo.



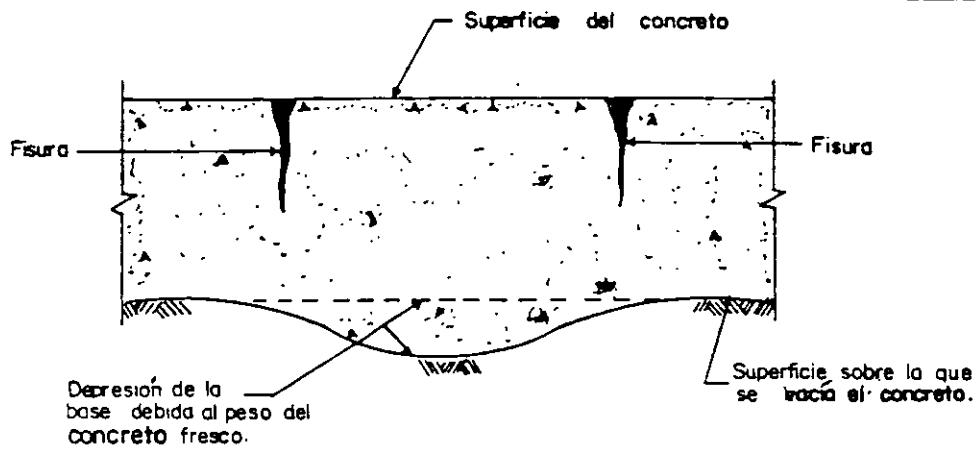


FIG. II - 1 - Fisura debida al asiento de la superficie sobre la que se traza durante la construcción

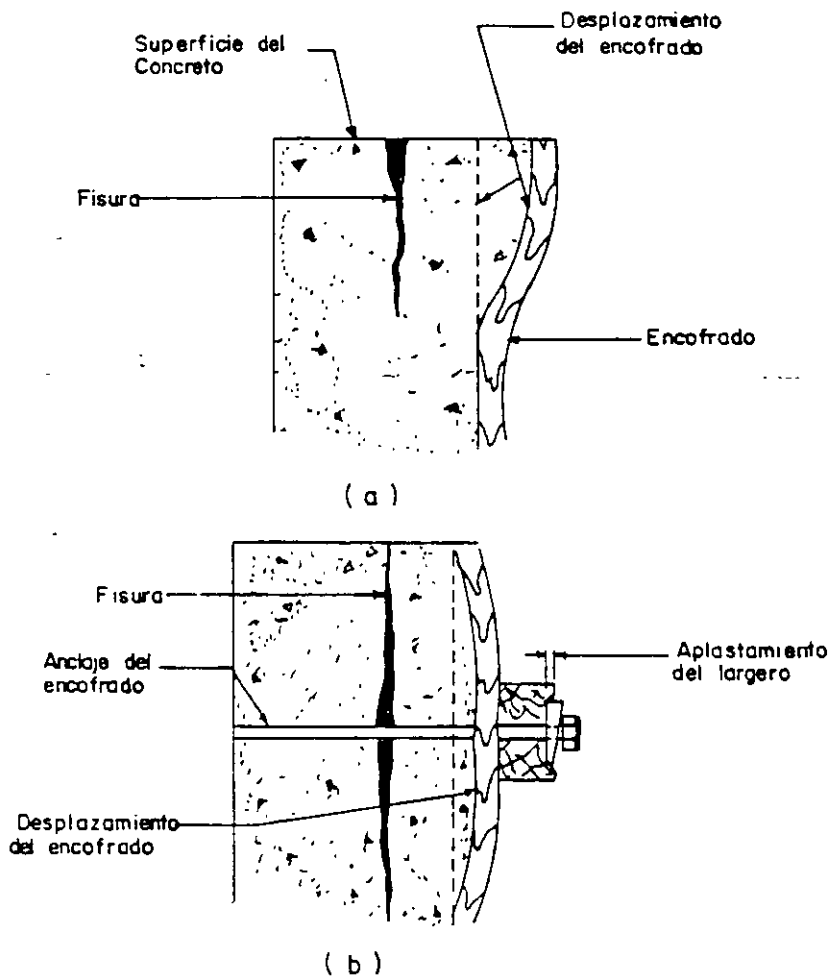
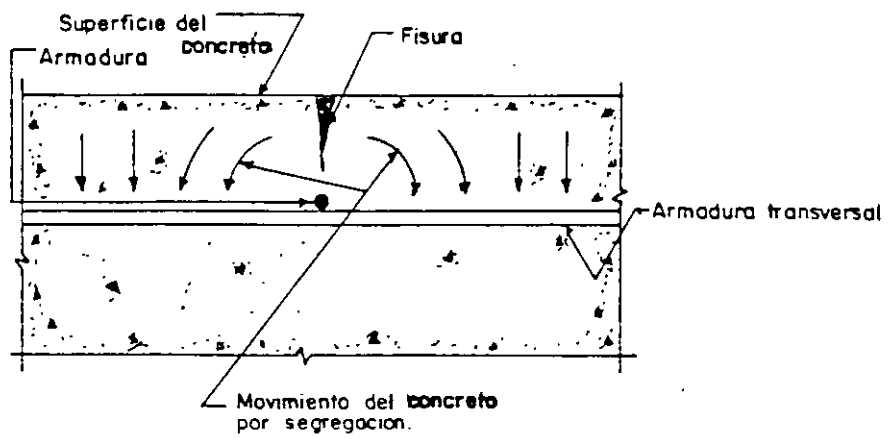
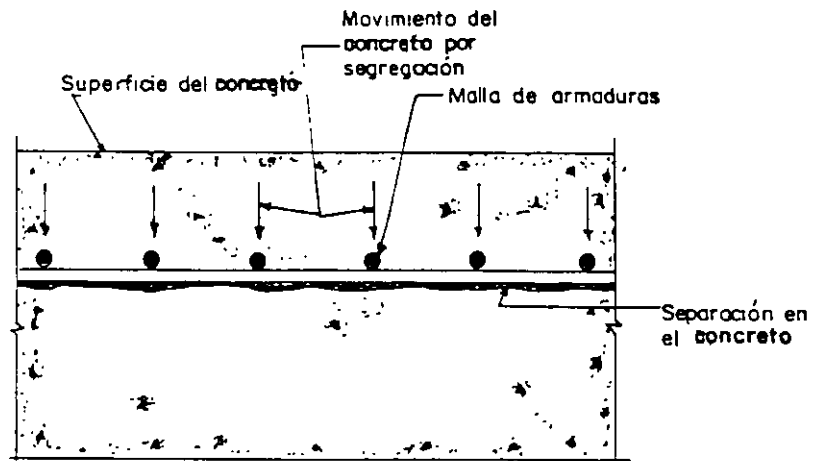


FIG. II - 2.- Fisuras debidas a movimientos del encofrado durante el fraguado del concreto.



(a)



(b)

FIG II - 3 - Fisuras en el concreto a causa de la segregacion

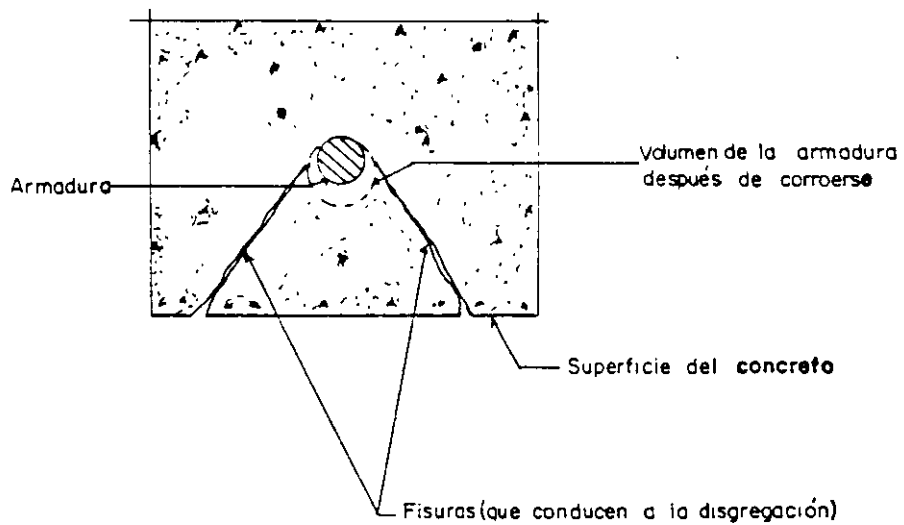


FIG II - 4 - Fisuras en el concreto debidas a la corrosión de las armaduras

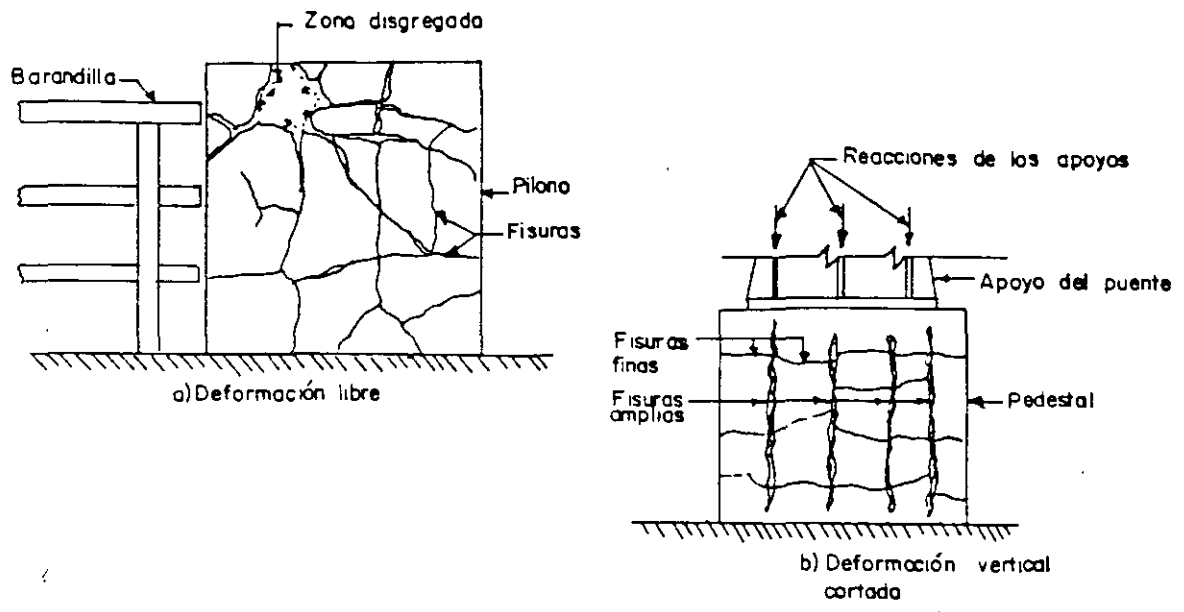


FIG II - 5 - Aspecto del deterioro debido al hinchamiento de la masa del concreto.

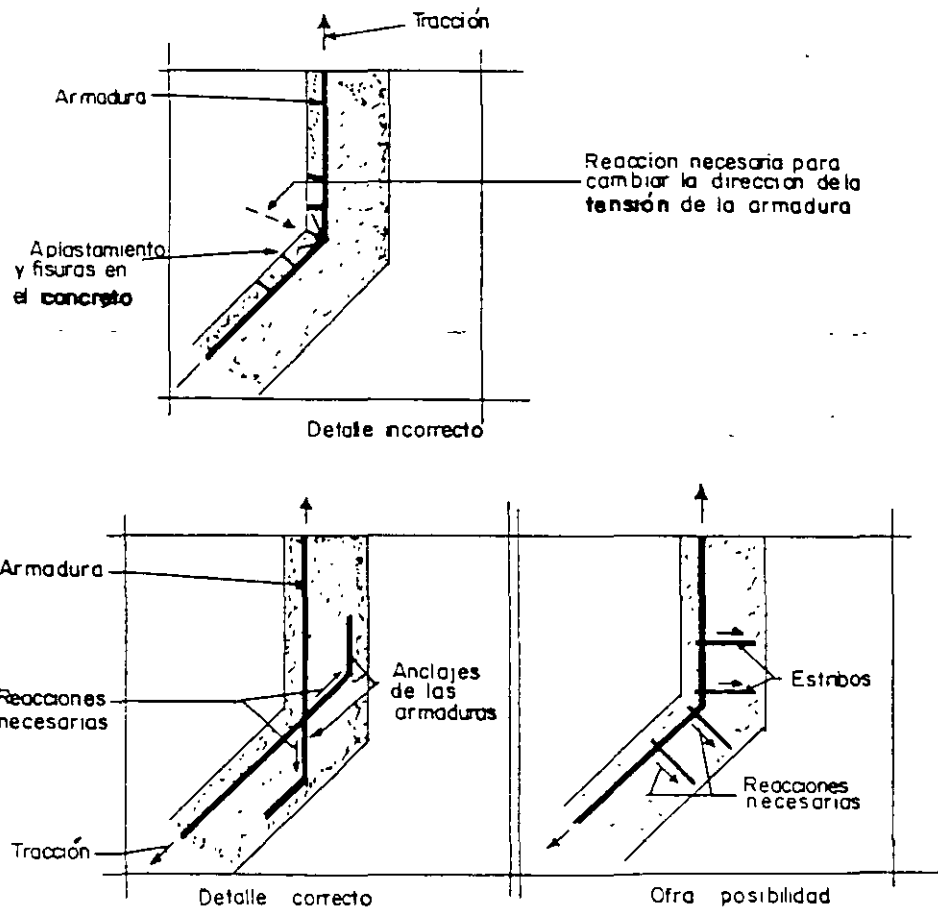


FIG II - 6 - Causa del aplastamiento y fisuración de un ángulo entrante

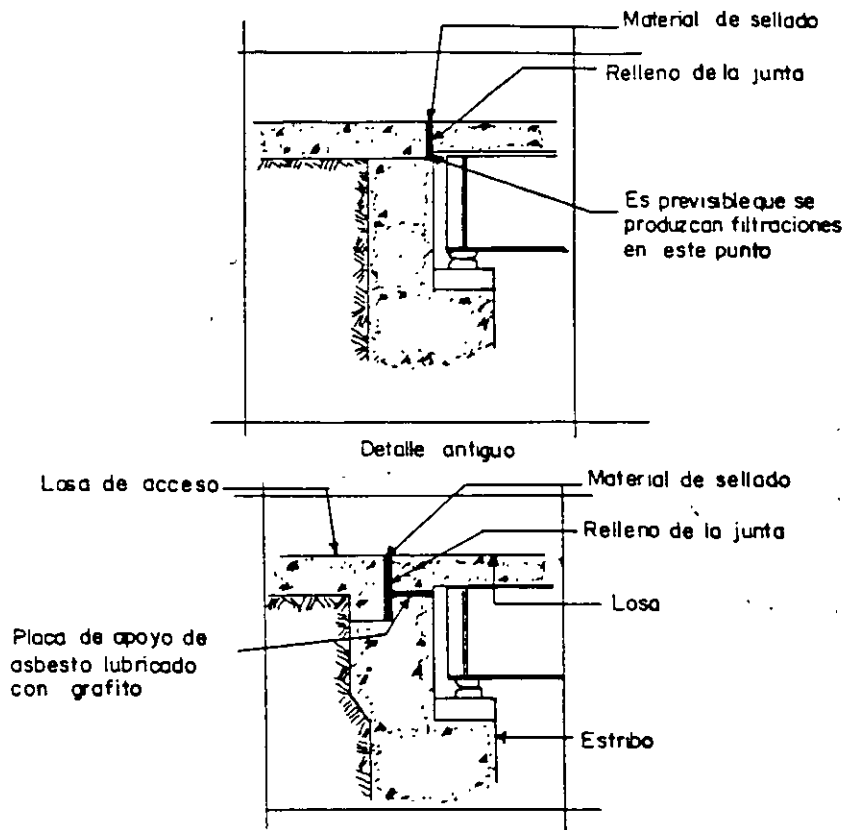


FIG II - 9 .- Modificación de un detalle de un apoyo en un estribo para detener la penetración del agua en la junta de dilatación

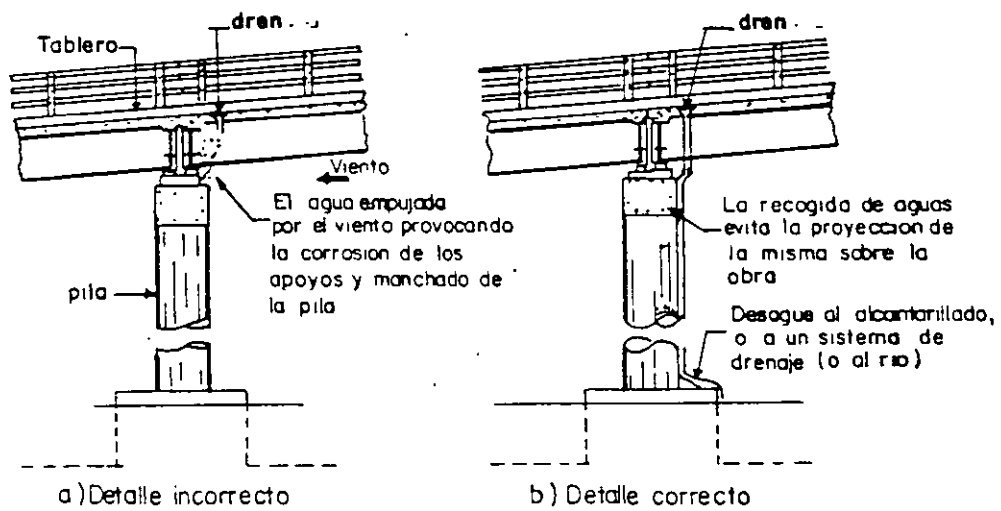


FIG II - 10 - Tratamiento correcto de los imbornales

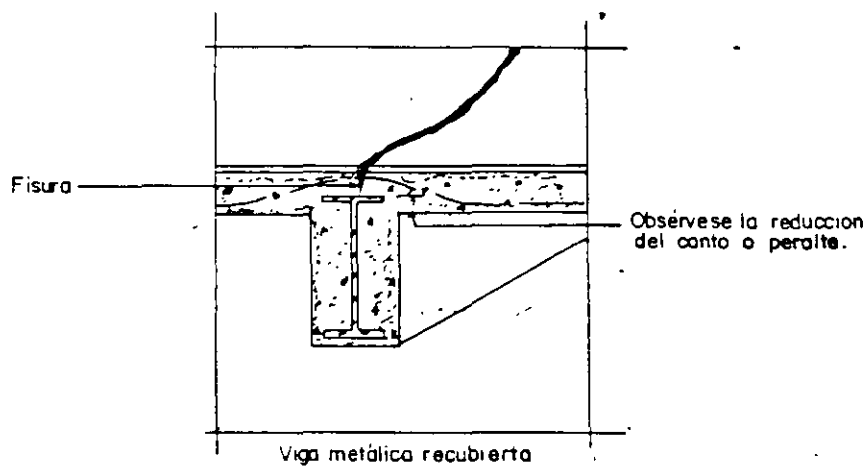
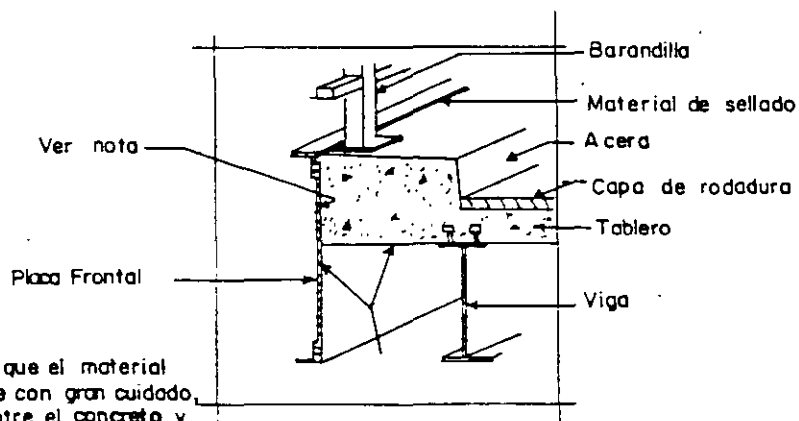


FIG. II - 7- Fisuras debidas a cambios bruscos de sección



NOTA A menos que el material de sellado se coloque con gran cuidado, el agua se infiltre entre el concreto y el acero, provocando la corrosión de la placa frontal en A y de todos sus anclajes en el hormigon

FIG II - 8- Una disposición corriente susceptible de provocar desperfectos a causa de la penetración del agua

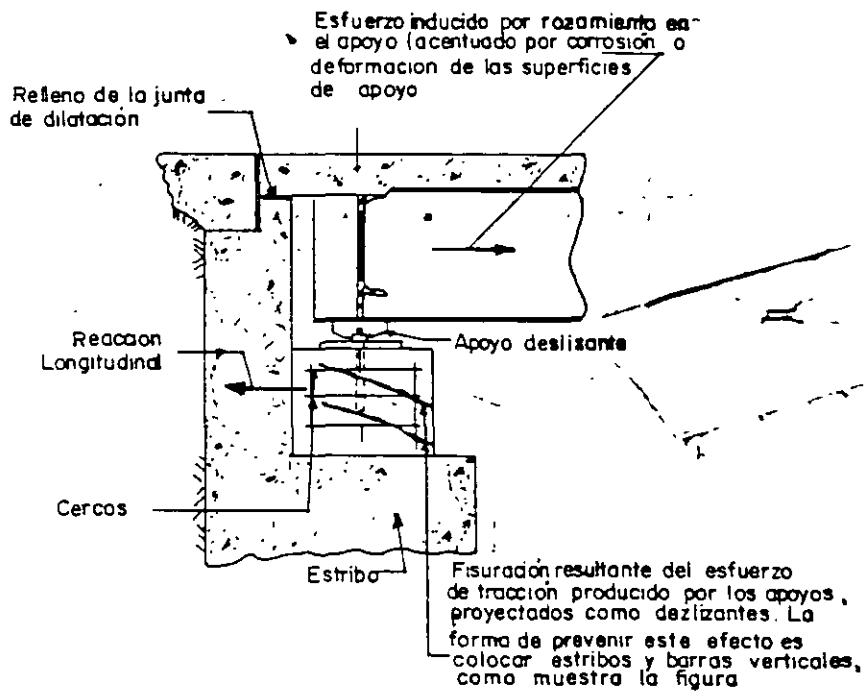


FIG. II - IIa - Fisuración de un apoyo de viga

El tablero se apoya sobre el estribo sin ningún dispositivo de absorción de los esfuerzos de rozamiento. El cortante Longitudinal por rozamiento o adherencia produce las fisuras que se aprecian en la figura. La medida preventiva correspondiente consiste en liberar el tablero del rozamiento, como se indica en la figura 3-II a.

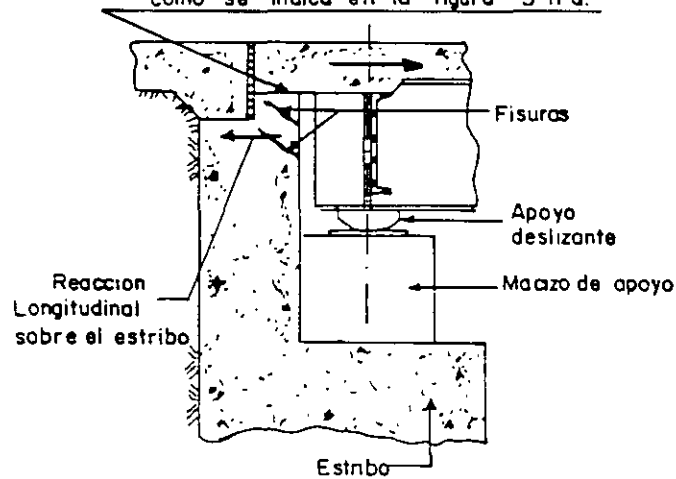


FIG II - IIb - Fisuración del apoyo del tablero

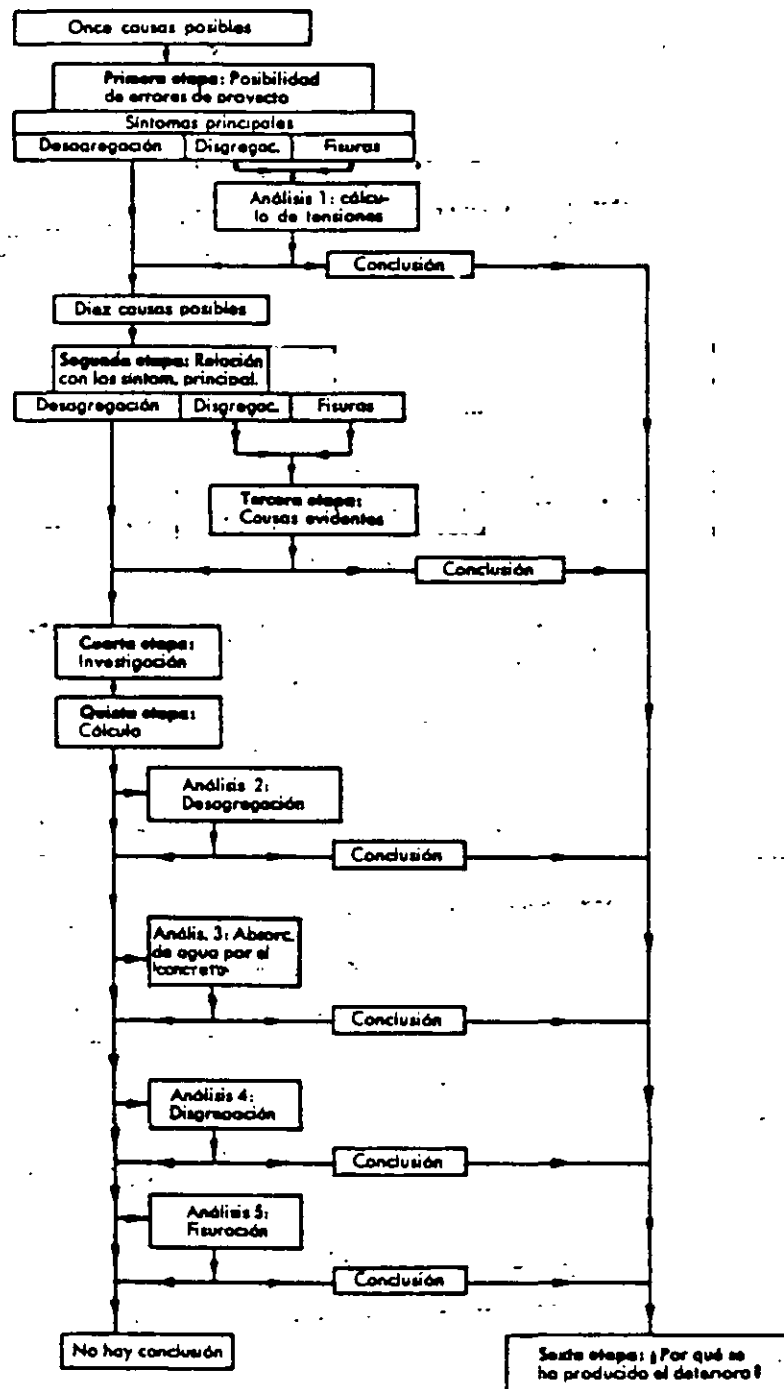


FIG II - 12 - Estructuras de concreto. Diagnóstico de las causas de los deterioros  
Diagrama general de actuación

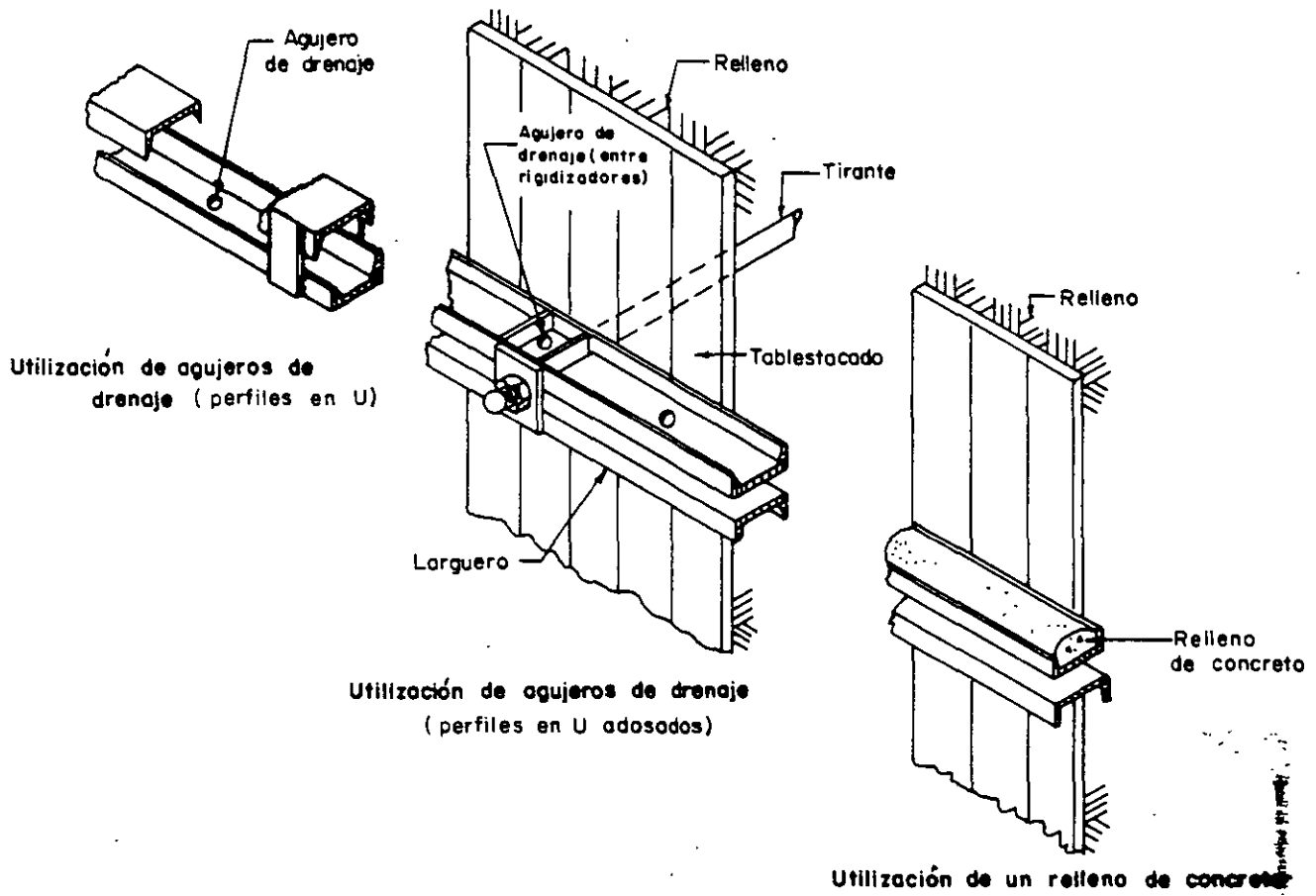


FIGURA II. 13.- Drenajes de perfiles estructurales. El tratamiento de dobles T de ala ancha y normales es análogo.

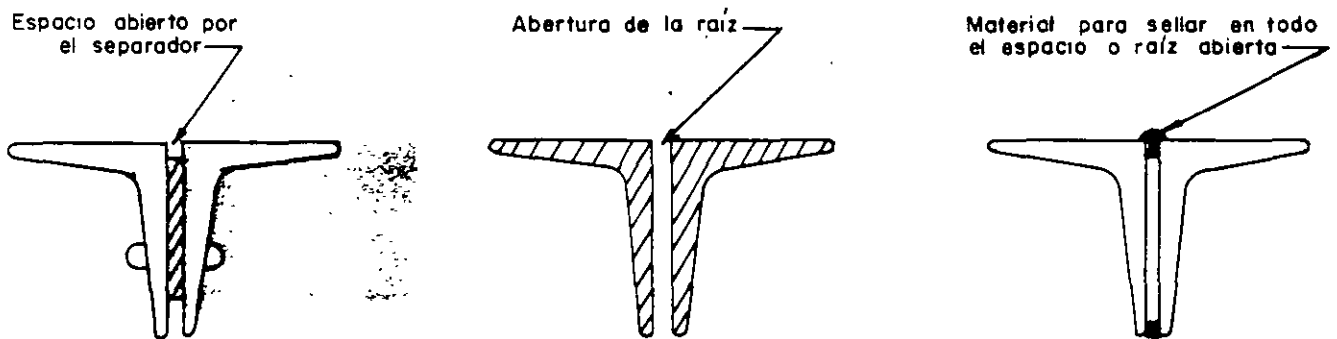
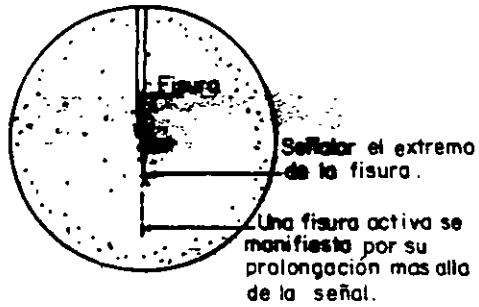
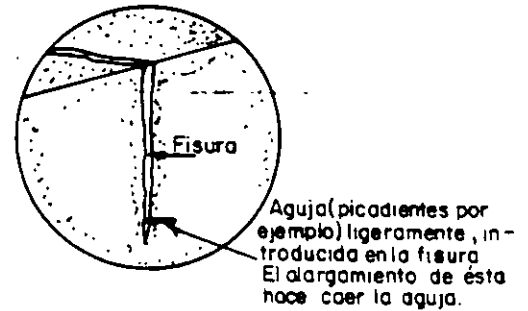


FIGURA II. 14.- Tratamiento de espacios abiertos reducidos y de difícil acceso.

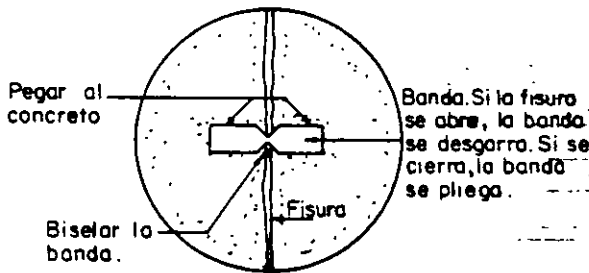




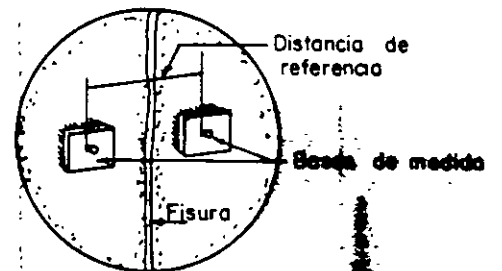
a) Señal en el extremo de la fisura



b) Aguja de madera



c) Banda



d) Bases de medida

FIG. III - 1.- TESTIGOS

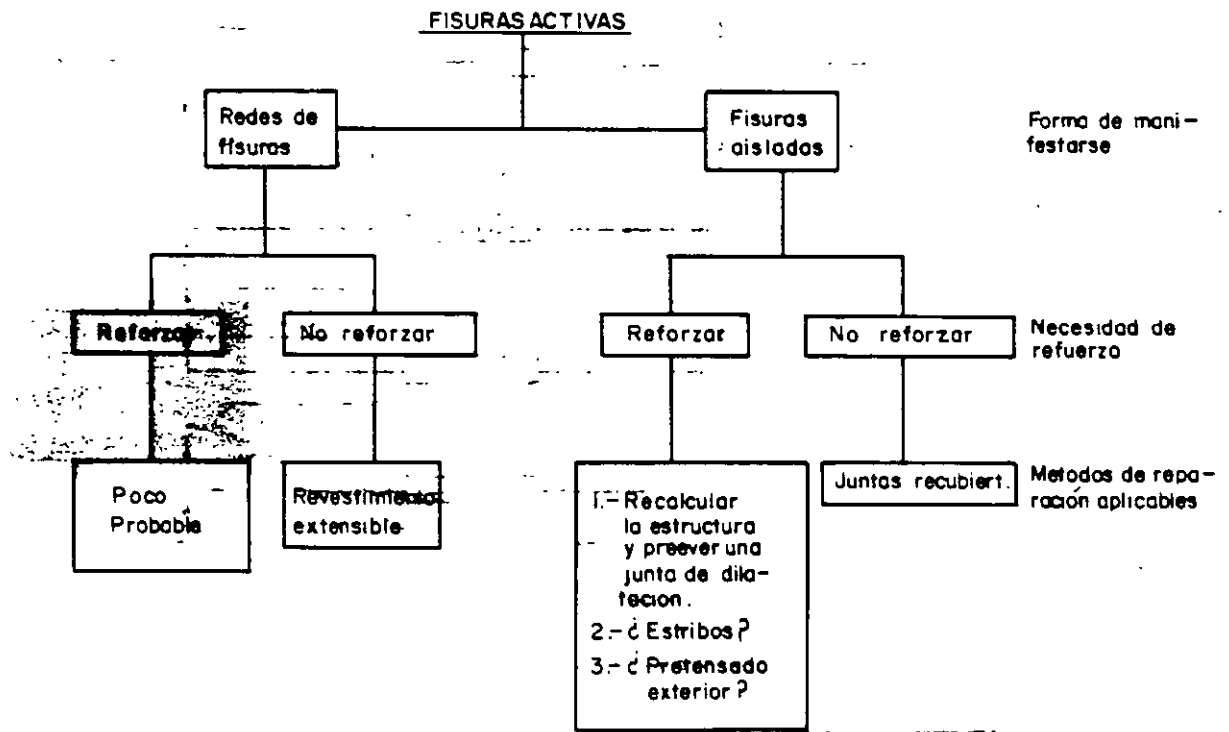


FIG. III - 2.- EL signo de interrogación significa que el método no es recomendable más que si la reparación es provisional y las condiciones de servicio no son severas.

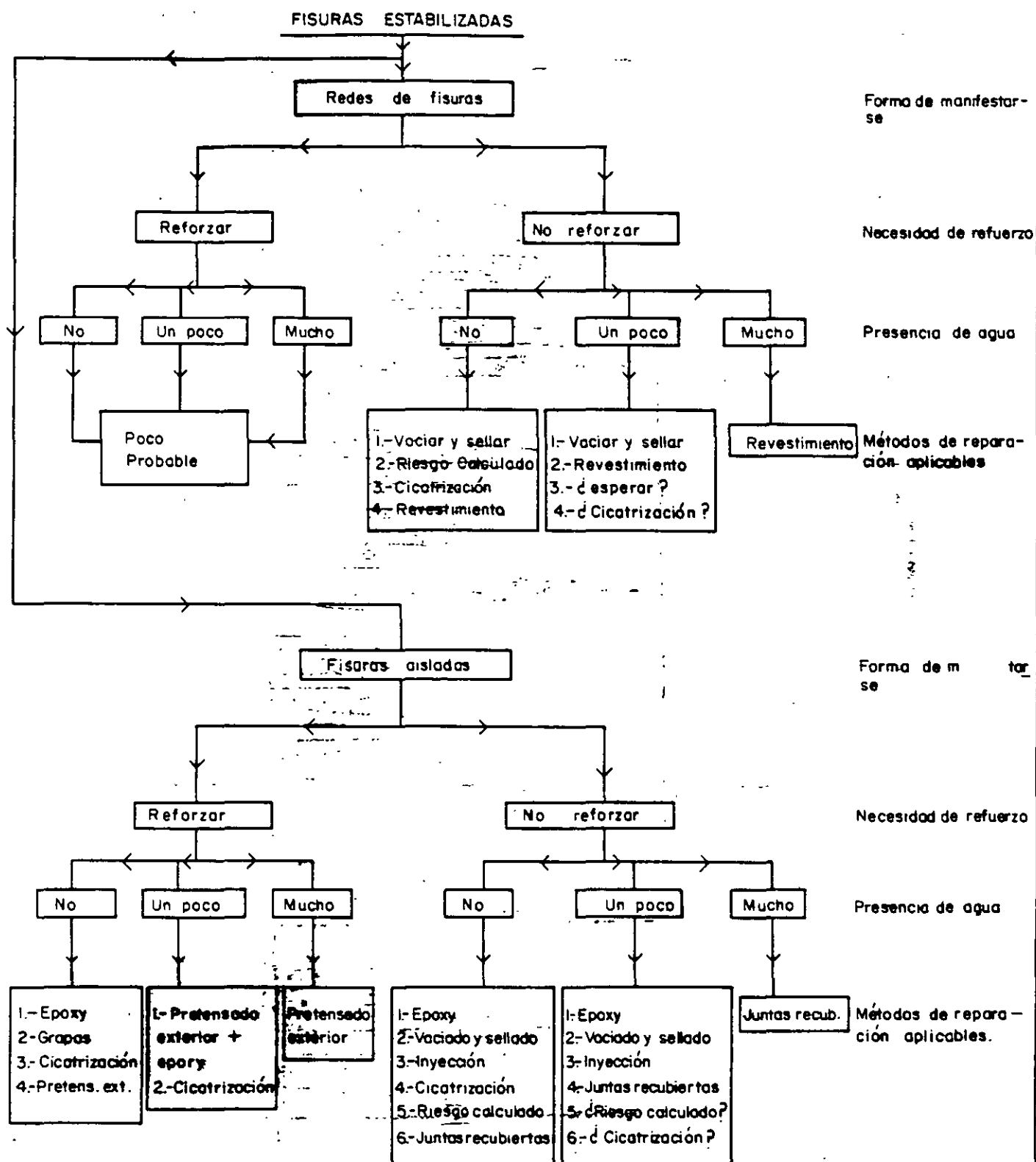


FIG. III-3.- EL signo de interrogación tiene el mismo significado que en la figura anterior.



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

**CURSOS INSTITUCIONALES  
MANTENIMIENTO Y REPARACION DE PUENTES DE CONCRETO**

**Del 23 al 27 de noviembre de 1998.  
TAMPICO, TAMAULIPAS**

*TEMA*  
*Manual de Inspección y Calificación de Puentes*

**Ing. Alberto Fregoso Vázquez  
Palacio de Minería  
Noviembre/1998.**

*SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES*

*SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA*

*DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE CARRETERAS*

*DIRECCION TECNICA*

*SUBDIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS*

**MANUAL DE INSPECCION Y  
CALIFICACION DE PUENTES**

*ING. ALBERTO FREGOSO VAZQUEZ.*

## ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.

EN LA EVOLUCION DE LAS ETAPAS DE LA VIDA DE UN PUENTE, HAY QUE MANTENERLO EN CONDICIONES DE SERVICIO DESDE QUE ES ABIERTO A LA CIRCULACION, A FIN DE GARANTIZAR A LOS USUARIOS LAS CONDICIONES DE SEGURIDAD Y UTILIZACION CONVENIENTES. PARA EL LOGRO DE ESTE OBJETIVO DEBE SER VIGILADO PERMANENTEMENTE, MANTENIDO, CONSERVADO Y EN SU CASO LLEVAR A CABO LAS OBRAS CONVENIENTES DE REPARACION, REFORZAMIENTO, RECONSTRUCCION O MODERNIZACION DE SUS ESTRUCTURACIONES.

ASI, ESTAS ESTRUCTURAS SON OBRAS LAS CUALES NO SON UNA EXCEPCION A LA REGLA DE QUE SE DEGRADAN EN EL TRANCURSO DEL TIEMPO YA QUE ES TAN SOMETIDAS A DIVERSAS AGRESIONES COMO SON EL TRANSITO VEHICULAR CADA VEZ MAS PESADO E INTENSO, ASIMISMO A LA POLUCION ATMOSFERICA, EMISIONES DE HUMOS, VARIACIONES DE TEMPERATURA, EFECTOS DEL AGUA, IMPACTOS, EFECTOS DINÁMICOS, ETC.

ES POR ELLO, CON BASE FUNDAMENTAL EN RAZONES DE SEGURIDAD PARA LOS USUARIOS, QUE LA VIGILANCIA, MANTENIMIENTO Y CONSERVACION DE LOS PUENTES ES INDISPENSABLE; PUES CUALQUIERA QUE SEA LA CALIDAD INICIAL DE UN PUENTE, SUS CONDICIONES ALEATORIAS ~~SE~~ OPERACION, ADEMAS DE ENVEJECIMIENTO NATURAL DE LOS MATERIALES DE CONSTITUYAN SUS ESTRUCTURACIONES, HACE QUE LAS MISMAS SE DETERIOREN Y DEGRADEN, HASTA VERSE EN MUCHAS OCASIONES AMENAZADAS DE RUINA, MOTIVO POR EL CUAL SI NO SE LLEVA UNA SUPERVISION CONVENIENTE DE LA

VIGILANCIA, MANTENIMIENTO, CONSERVACION Y DE TODAS LAS OBRAS QUE EMANEN DE ESTAS ACCIONES, HABRA CON TODA SEGURIDAD MUCHOS MAS ACCIDENTES Y AUN COLAPSOS.

ECONOMICAMENTE, SIEMPRE RESULTA MUCHO MAS VENTAJOSO CONSERVAR REGULARMENTE LOS PUENTES, ES DECIR, MANTENERLOS CONSTANTEMENTE EN BUEN ESTADO DE SERVICIO TOMANDO LAS MEDIDAS PREVENTIVAS NECESARIAS; QUE DEJAR QUE LOS DETERIOROS Y DEGRADACIONES PROSIGAN HASTA EL PUNTO EN QUE LA SEGURIDAD SE VEA SERIAMENTE COMPROMETIDA. DESDE ESTE PUNTO DE VISTA UN ELEMENTO ESENCIAL ES EL EXPEDIENTE DE LA OBRA, DONDE DEBE ENCONTRARSE, TODA LA HISTORIA DEL PUENTE A PARTIR DE SU CONSTRUCCION, SUS PRUEBAS Y PUESTA EN SERVICIO, MISMO QUE DEBE ESTAR CONSTANTEMENTE AL DIA.

EL LOGRO DE LO ANTERIOR, HACE NECESARIO LA INSPECCION SISTEMATIZADA Y PERIODICA DE LAS ESTRUCTURACIONES DE LOS PUENTES Y SUS OBRAS AUXILIARES, A TRAVES DE SUPERVISORES QUE COORDINEN TODAS LAS ACTIVIDADES RELATIVAS; ENTENDIENDO POR INSPECCION DE PUENTES, EL USO DE LAS TECNICAS REQUERIDAS PARA DETERMINAR LAS CONDICIONES FISICAS Y EL COMPORTAMIENTO DE SUS ESTRUCTURACIONES.

BAJO ESTAS PREMISAS, EL SUPERVISOR DE CONSERVACION DE ESTRUCTURAS DE PUENTES ES EL PROFESIONAL DE LA INGENIERIA CIVIL QUI EN DEBE ASUMIR LA CUOTA DE RESPONSABILIDAD QUE LE CORRESPONDA EN LA COORDINACION Y CONTROL DE LA INSPECCION SUPERIOR DE LAS ESTRUCTURACIONES DE LOS PUENTES, SUS OBRAS AUXILIARES Y OTRAS QUE FOR-

EN PARTE DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL.

RESPECTO A ESTE PUNTO, EL INSPECTOR DE PUENTES, SUBORDINADO AL SUPERVISOR, DEBE ESTAR FAMILIARIZADO CON LA TERMINOLOGIA Y LA TEORIA ELEMENTAL RELATIVA A LA CONSTRUCCION DE PUENTES. DEBE ASIMISMO, CONOCER LOS INSTRUMENTOS, DISPOSITIVOS Y EQUIPO ESPECIALIZADO QUE SE USARA DURANTE LA INSPECCION Y TOMARA MEDIDAS NECESARIAS DE SEGURIDAD QUE SEAN REQUERIDAS DURANTE LA INSPECCION. EL INSPECTOR DE PUENTES DEBE TENER CONOCIMIENTO DE PLANIFICACION, ORGANIZACION Y LA PREPARACION NECESARIA PARA ENCARGARSE POR COMPLETO DE LA INSPECCION.

SIN EMBARGO, PARA ESTAR ENTERADAMENTE CALIFICADO EN EL EXAMEN DE PUENTES, HACE FALTA TENER CONOCIMIENTO DE LOS DEFECTOS Y DEFICIENCIAS CUANDO ESTOS SEAN OBSERVADOS. HACE FALTA SABER QUE SITUACIONES Y CONDICIONES REPRESENTAN UN RIESGO POTENCIAL DE LA ESTRUCTURACION DEL PUENTE Y POR ENDE PARA LA SEGURIDAD PUBLICA. LAS INSTRUCCIONES, INFORMES Y MANUALES DE ENTRENAMIENTO DEL INSPECTOR DE PUENTES LO PODRAN EN CONDICIONES DE PODER RECONOCER LOS DIFERENTES GRADOS DE DETERIORO DEL PUENTE, Y PRECISAR CON DETALLE SU LOCALIZACION Y CATEGORIA PARA DESCRIBIR LA SEVERIDAD DEL DAÑO.

LAS ACCIONES CONCERNIENTES A INSPECCION, CONDUCEN EN PRIMER LUGAR A ENCONTRAR LOS PROBLEMAS QUE MAS USUALMENTE PROVOCAN DETERIORO. LA INSPECCION DE TIPOS ESPECIALES DE PUENTES O DE COMPONENTES DE ESTOS, TALES COMO LOS QUE ENCONTRAMOS EN PUENTES MO-

VILES O SUSPENDIDOS, REQUIEREN LA ASISTENCIA DE PERSONAL ENTRENADO ESPECIALMETE PARA ESTOS CASOS. POR LO TANTO, SECCIONES O TRAMOS DE PUENTES MOVILES Y TRAMOS SUSPENDIDOS, DEBEN CONTEMPLARSE ENTERAMENTE COMO CASOS ESPECIALES. LAS INSPECCIONES DE PUENTES QUE REQUIERAN DE INVESTIGACION SUBACUATICA DEBERAN SER REALIZADAS CON LA GUIA Y LA ASISTENCIA DE PERSONAL EXPERIMENTADO.

EL TIPO DE MATERIALES USADOS EN LA CONSTRUCCION DE LOS PUENTES DEBE SER ESTABLECIDO INICIALMENTE PARA QUE EL INSPECTOR PUEDA APRECIAR LOS PARTICULARES GRADOS DE DETERIORO DE CADA UNO DE ELLOS. POR EJEMPLO, LA CORROSION ES UNA GRAN ENEMIGA DEL ACERO; EL CONCRETO SUFRE DETERIOROS A CONSECUENCIA ESCAMADURAS, DESCASCAMIENTO, DESCONCHAMIENTO Y DESPRENDIMIENTO; LA MADERA ESTA SUJETA A LA ACCION DEL TIEMPO, HONGOS Y ATAQUES DE INSECTOS.

EN SUMA, LOS MATERIALES PARA CONSTRUCCION DE LAS ESTRUCTURAS SON MUY IMPORTANTES, ASI COMO OTRO MATERIAL MUY IMPORTANTE LO ES EL SUELO SOBE EL CUAL SE DESPLANTAN LAS CIMENTACIONES, CUANDO HAY MOVIMIENTO EN EL SUELO DE CIMENTACION, PROBLEMAS ESTRUCTURALES PUEDEN DESARROLLARSE. LOS SIGUIENTES MOVIMIENTOS FORMAN PARTE <sup>DE</sup> LOS DE SEVERA CATEGORIA: MOVIMIENTO LATERAL, MOVIMIENTO VERTICAL (ASENTAMIENTO), ASENTAMIENTO DE PILAS Y MOVIMIENTOS ROTACIONALES.

LAS CAUSAS DE ESTOS MOVIMIENTOS SON DESLIZAMIENTO DE TALUDES, BAJA CAPACIDAD DE SOPORTE DEL SUELO AL NIVEL DE DESPLANTE,



CONSOLIDACION DEL SUELO, FILTRACIONES, INTEMPERIZACION, FUERZAS TERMICAS, FUERZAS DE FLOTACION Y ARRASTRE DE PILAS POR CORRIENTES

UNA DE LAS CAUSAS MAS COMUNES DE FALLA ES LA AVERIA FISICA DE LOS MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA PRODUCIDO POR SOBRECARGAS Y COLISIONES. LOS ELEMENTOS DE LA SUBESTRUCTURA Y DE LA SUPERESTRUCTURA DEBEN SER CUIDADOSAMENTE INSPECCIONADOS PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE DETERIORO DISCUTIDOS POSTERIORMENTE EN LA SECCION REFERENTE A DIVERSOS MATERIALES.

LOS PUENTES EN VIAS FLUVIALES NAVEGABLES DEBEN SER INSPECCIONADOS PARA DETERMINAR SU CONDICION Y SU CORRESPONDIENTE MANTENIMIENTO.

LOS ACCESOS DEL PUENTE, DRENAJE, ILUMINACION Y SEÑALAMIENTO DEBEN SER REVISADOS Y DEBE CONSIDERARSE TODO DESPERFECTO QUE NO ESTE DENTRO DE LOS NIVELES DE ACEPTACION ESTABLECIDOS Y ASENTADO EN EL REPORTE CORRESPONDIENTE.

ES NECESARIO PARA EL INSPECTOR EL EJERCICIO DE JUICIOS DE VALOR EN LA REALIZACION DE SU LABOR. SIN EMBARGO, DEBE CONSULTAR CONTINUAMENTE CON SU SUPERIOR, EL SUPERVISOR DE ESTRUCTURAS, CUANDO SE ENCUENTRE ANTE UN PROBLEMA QUE REQUIERA DE MAYOR EXPERIENCIA O CAPACIDAD. ES MUY IMPORTANTE QUE EL INSPECTOR REALICE UN REPORTE SEÑALANDO LA SEVERIDAD, LOCALIZACION Y EXTENSION DEL DETERIORO. LA DESCRIPCION DEL DETERIORO DEBE EFECTUARSE COMPLE-

TAMENTE, DOCUMENTANDOSE FOTOGRAFICAMENTE O PRACTICANDO CROQUIS O BOSQUEJOS. EL INGENIERO QUE ENCABEZA EL EQUIPO DE INSPECCION DEBE COMPORTARSE FRANCO Y ABIERTO A LA DISCUSION CON TODOS LOS MIEMBROS PERTENECIENTES AL EQUIPO PARA INTERCAMBIAR TODA LA INFORMACION CONCERNIENTE A LAS LABORES DE INSPECCION.

AL RESPECTO, EN LA EMISION DE JUICIOS DE VALOR POR EL INSPECTOR DE PUENTES, BAJO LA TUTELA DEL SUPERVISOR, ES NECESARIO EL CONOCIMIENTO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS DIVERSOS MATERIALES QUE PUEDEN CONSTITUIR A SU VEZ LAS ESTRUCTURACIONES DE UN PUENTE.

ASIMISMO, UN BUEN ENTRENAMIENTO DEL INSPECTOR DE PUENTES, REQUIERE QUE SEPA OBSERVAR DICHS COMPORTAMIENTOS APLICANDO TODO SU ESFUERZO EN LA INTERPRETACION DE LO QUE VE, CON BASE EN LA EXPERIENCIA CON LA QUE CUENTE RESPECTO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

A CONTINUACION SE INSTRUYE SOBRE LA OBSERVACION DE LOS MATERIALES MAS COMUNMENTE USADOS EN LA CONSTRUCCION DE PUENTES:

## CONCRETO:

### GENERALIDADES

EL CONCRETO ES ESENCIALMENTE UN MATERIAL DE TRABAJO A COMPRESION, EL CUAL ADQUIERE RESISTENCIA Y PUEDE SER USADO EN LA MA-

## YORIA DE USOS ESTRUCTURALES

ESTE MATERIAL ES USADO EN MIEMBROS RELATIVAMENTE MASIVOS QUE TRANSMITEN SU CARGA DIRECTAMENTE POR COMPRESION, SIENDO EL CONCRETO BAJO EN SU RESISTENCIA A ESFUERZOS DE TENSION, ES REFORZADO CON VARILLAS DE ACERO LAS CUALES VUELVEN SATISFACTORIA LA CONSTRUCCION DANDO FEXIBILIDAD A LOS MIEMBROS DE UNA ESTRUCTURA, TALES COMO LA LOSA, LAS VIGAS DEL PUENTE, ETC. EL CONCRETO PRETENSADO ES PRODUCIDO MEDIANTE UNA TECNICA CONSISTENTE EN LA APLICACION DE GRANDES FUERZAS DE COMPRESION POR MEDIO DE CABLES ALTAMENTE TENSADOS Y VARILLAS DE ACERO DE ALTA RESISTENCIA A LA TENSION. ESTA FUERZA COMPRIMIDA ES SUFICIENTE PARA COMPENSAR LA TENSION CAUSADA POR LA APLICACION DE CARGAS. EL PRETENSADO INCREMENTA CONSIDERABLEMENTE EL CLARO QUE SE PUEDE LOGRAR EN PUENTES DE CONCRETO.

## **PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DEL CONCRETO**

LAS PRINCIPALES PROPIEDADES DEL CONCRETO QUE SON DE INTERES Y CONCIERNEN AL INSPECTOR DE PUENTES SE SEÑALARAN MAS ABAJO. EL CONCRETO POSEE TAMBIEN OTRAS PROPIEDADES COMO CONDUCTIVIDAD TERMICA, CAMBIO DE VOLUMEN, ABSORCION DE ENERGIA, ETC., LAS CUALES NO ESTAN DIRECTAMENTE RELACIONADAS CON EL PROBLEMA DE MANTENIMIENTO DE PUENTES Y POR LO TANTO NO SE ENCUETRAN SUJETAS A DISCUSION EN LO QUE SIGUE.

- A) **RESISTENCIA:** LA RESISTENCIA A FUERZA DE COMPRESION ES ALTA, PERO AL SER SOMETIDO A UNA FUERZA <sup>de</sup> CONSTANTE O DE TENSION ES MUCHO MENOR, SIENDO ALREDEDOR DE 12 % AL 10 % RESPECTIVAMENTE, DE LA CORRESPONDIENTE EN COMPRESION.
- B) **POROSIDAD:** EL CONCRETO ES INHERENTEMENTE POROSO Y PERMEABLE PUESTO QUE LA PASTA DE CEMENTO NUNCA LLENA COMPLETAMENTE LOS ESPACIOS ENTRE LAS PARTICULAS DE LOS AGREGADOS.
- C) **EXTENSIBILIDAD:** PUEDE DECIRSE QUE EL CONCRETO ES EXTENSIBLE YA QUE PUEDE TENER GRANDES ALARGAMIENTOS SIN RESQUEBRAJARSE. SIN EMBARGO, ESTO PRESUPONE UN CONCRETO DE ALTA CALIDAD Y LIBERTAD DE SUJECCION, ES DECIR QUE SE LE PERMITA DILATARSE LIBREMENTE.
- D) **RESISTENCIA AL FUEGO:** EL CONCRETO DE ALTA CALIDAD ES ALTAMENTE RESISTENTE A LOS EFECTOS DEL FUEGO. SIN EMBARGO, UN INTENSO CALOR PRODUCE DAÑOS, ANTE TODO CUANDO ES AFECTADO EL ACERO DE REFUERZO, PRODUCIENDOSE ESTALLAMIENTOS Y FRACTURACIONES.
- E) **ELASTICIDAD:** EL CONCRETO BAJO CARGAS ORDINARIAS ES ELASTICO, EL ESFUERZO ES PROPORCIONAL A LA DEFORMACION PRODUCIDA. SUJETO A CARGAS SOSTENIDAS MUERTAS O MOVILES, LA ELASTICIDAD DEL CONCRETO ES SIGNIFICATIVAMENTE MAS BAJA DEBIDO AL FENOMENO DE FLUJO PLASTICO Y DE FATIGA, QUE SE OBSERVA EN DEFOR-

MACIONES PERMANENTES O MUY GRANDES AUN PARA CARGAS PEQUEÑAS.

- F) DURABILIDAD: LA DURABILIDAD DEL CONCRETO SE VE AFECTADA POR EL INTEMPERISMO Y LAS CONDICIONES DEL CLIMA. EN GENERAL, CUANDO LA PROPORCION DEL AGUA-CEMENTO SE INCREMENTA, LA DURABILIDAD DECRECE CORRESPONDIENTEMENTE. CORRECTAMENTE PROPORCIONADO, MEZCLADO Y COLOCADO EL CONCRETO ES ALTAMENTE DURABLE.
- G) ANISOTROPIA: EL CONCRETO POR SI MISMO ES GENERALMENTE ISOTROPICO, O SEA QUE SUS PROPIEDADES MECANICAS SON LAS MISMAS EN CUALQUIER DIRECCION, SOLO CUANDO SE REFUERZA CON VARILLA DE ACERO O SE PRETENSA SE VUELVE ANISOTROPICO, LA RESISTENCIA DEPENDE DE LA DIRECCION EN LA CUAL SE APLICA LA CARGA, O ELEMENTO MECANICO. ESTO ES MUY IMPORTANTE TENERLO EN CUENTA CUANDO SE TRATA DE DETERMINAR LAS CAUSAS DEL DETERIORO.

#### **FACTORES QUE CAUSAN EL DETERIORO**

- A) CONGELAMIENTO Y DESHIELO: LOS POROS DEL CONCRETO ABSORBEN AGUA, LA QUE AL CONGELARSE CREA UNA PRESION EXPANSIVA. ESTA PRESION PRODUCE RESQUEBRAJAMIENTO, DESCARAPELAMIENTO O DESPORTILLAMIENTO Y ASTILLAMIENTO.
- B) ACCION DE LA SAL: EL USO DE LA SAL O DE OTROS DESCONGELANTES CONTRIBUYEN A LA INTEMPERIZACION DEL CONCRETO A TRAVES DE LA RECRISTALIZACION, EN UN MODO SIMILAR COMO LO HACE EL CONGE-

#### LAMIENTO Y DESHIELO.

LA SAL INCREMENTA LA RETENCION DE AGUA O PUEDE ATACAR QUIMICAMENTE AL CONCRETO SI ESTAN PRESENTES CIERTOS COMPONENTES EN LA MASA DEL MISMO.

- C) **DEFORMACIONES TERMICAS DIFERENCIALES:** GRANDES VARIACIONES DE TEMPERATURA PUEDEN PROVOCAR UNA DEFORMACION DIFERENCIAL EXCESIVA ENTRE LA SUPERFICIE Y EL INTERIOR DEL CONCRETO, LO QUE PROVOCA OCASIONALMENTE UN DETERIORO. AGREGADOS CON BAJO COEFICIENTE DE DILATACION TERMICO RESPECTO A LA PASTA DE CEMENTO TAMBIEN PROVOCAN ALTOS ESFUERZOS DE TENSION, CON EL CONSIGUIENTE DETERIORO.
- D) **DEFECTO EN LOS AGREGADOS:** AQUELLOS AGREGADOS DE ESTRUCTURA DEBIL Y/O HENDIDA, SON MATERIALES VULNERABLES A LOS EFECTOS DEL INTEMPERISMO, LA HUMEDAD ATMOSFERICA Y DEL FRIO INTENSO.
- E) **AGREGADOS REACTIVOS Y ALTA ALCALINIDAD EN LA PASTA DE CEMENTO:** EL RESQUEBRAJAMIENTO Y DEBILIDAD DEL CONCRETO EN LA ESTRUCTURA RESULTA DE ESTAS COMBINACIONES, ESPECIALMENTE CUANDO SE ENCUENTRA EXPUESTO A LOS ELEMENTOS INTEMPERIZANTES.
- F) **COMPONENTES SULFATADOS EN LA TIERRA Y EL AGUA:** LOS SULFATOS DE SODIO, MAGNESIO Y CALCIO TIENEN EFECTOS MUY PERJUDICIALES SOBRE LOS COMPONENTES DEL CONCRETO Y LE CAUSAN UN MAS RAPIDO

## DETERIORO.

- G) FILTRACIONES: LA FILTRACION DE AGUA A TRAVES DE GRIETAS O FISURAS EN EL INTERIOR DE LA MASA DE CONCRETO, PROVOCA ESCURRIMIENTO DE HIDROXIDO DE CALCIO DISUELTO Y OTROS COMPONENTES. EL RESULTADO DE TAL ACCION OCASIONA ERUPCIONES O INCRUSTACIONES EN LA SUPERFICIE DE LAS GRIETAS.
- H) ATAQUE QUIMICO: GRAN NUMERO DE AGENTES QUIMICOS ATACAN AL CONCRETO. SIN EMBARGO, EL CONCRETO PARA VIAS CARRETERAS USUALMENTE SE ESCUENTRA SUJETO A LA ACCION DE AGENTES QUIMICOS PRESENTES EN LOS ADITIVOS.
- I) DETERIORO POR DESGASTE O ABRASION: EL DESGASTE POR TRAFICO VEHICULAR Y LOS IMPACTOS CAUSAN DETERIORO A LA LOSA DEL PUENTE; ASI COMO LAS GUARNICIONES SON DAÑADAS POR RASPADURAS PROVOCADAS POR VEHICULOS QUE DERRAPAN EN SUPERFICIES DE RODAMIENTO DESGASTADAS Y LISAS. EN LA LOSA EL DESGASTE SE PRESENTA CON GRIETAS Y DAÑOS EN LAS JUNTAS DE DILATACION.
- J) FUERZAS DE FLEXION Y CONTRACCION: AMBAS FUERZAS PRODUCEN EN CIERTO MODO ESTADOS IMPORTANTES DE TENSION DE LOS CUALES PUEDEN RESULTAR GRIETAS.
- K) CORROSION EN EL ACERO DE REFUERZO: EL INCREMENTO EN EL VOLUMEN DEL ACERO DE REFUERZO CORROIDO OCASIONA UN AUMENTO EN

LA PRESION INTERNA DE LA MASA DEL CONCRETO, DANDO POR RESULTADO DESPRENDIMIENTO DE LOS RECUBRIMIENTOS.

**QUE OBSERVAR DURANTE LA INSPECCION**

DESCONCHAMIENTO O DESCARAPELAMIENTO: LA GRADUAL Y PERDIDA CONTINUA DEL MORTERO Y AGREGADOS SUPERFICIALES SOBRE UN AREA DE CONCRETO EXPUESTA, SE CLASIFICA COMO SIGUE:

- (1) DESCONCHAMIENTO LIGERO: EL DAÑO EN LA SUPERFICIE DEL CONCRETO CON PERDIDA DE MORTERO NO DEBE EXCEDER 0.5 CM DE PROFUNDIDAD, CON EXPOSICION SUPERFICIAL DE LOS AGREGADOS GRUESOS.
- (2) DESCONCHAMIENTO MEDIO: LA PERDIDA DE MORTERO SUPERFICIAL DEBE SER ENTRE 0.5 Y 1.0 CM DE PROFUNDIDAD, INCLUYENDO PERDIDA DE MORTERO ADICIONAL ENTRE LOS AGREGADOS Y DAÑO O EROSION DE LOS MISMOS.
- (3) DESCONCHAMIENTO FUERTE: EL DAÑO EN LA SUPERFICIE DEL CONCRETO POR DESAGREGACION DEL MORTERO Y PARTICULAS DE AGREGADO GRUESO CIRCUNVECINAS, DEBE ENCONTRARSE ENTRE 1.0 Y 2.5 CM DE PROFUNDIDAD. LOS AGREGADOS DEBEN ESTAR CLARAMENTE EXPUESTOS FUERA DEL CONCRETO.
- (4) DESCONCHAMIENTO SEVERO: EL DAÑO EN LOS AGREGADOS ES VISIBLE EN LA SUPERFICIE DEL CONCRETO. LA PROFUNDIDAD DEL DESCONCHAMIENTO O DESCARAPELAMIENTO EXCEDE 2.5 CM.



NOTA: EL INSPECTOR DEBE DESCRIBIR EL CARACTER DEL DESCONCHAMIENTO O DESCARAPELAMIENTO, EL AREA APROXIMADA OBSERVADA Y LA LOCALIZACION DE LA MISMA RESPECTO AL PUENTE.

AGRIETAMIENTO: UNA GRIETA ES UNA LINEA QUE MUESTRA UNA FRACTURA EN EL CONCRETO. LA GRIETA SE PUEDE EXTENDER PARCIAL O COMPLETAMENTE A LO LARGO Y A TRAVES DEL MIEMBRO DEL CONCRETO.

ES POSIBLE OBSERVAR GRANDES FISURAS EN LA LOSA, IGUALMENTE EN LOS ESTRIBOS, MUROS, Y SE PRESENTAN EN LAS AREAS ADYACENTES A LAS JUNTAS DE EXPANSION. TAMBIEN PUEDEN PRESENTARSE GRIETAS EN LAS PILAS, PARAPETOS, TRABES, NERVADURAS Y EN OTROS ELEMENTOS DE CONCRETO. CUANDO SE REPORTEN GRIETAS DEBEN DESCRIBIRSE SU TIPO, DIMENSIONES DE ABERTURA Y LONGITUD, DIRECCION Y LOCALIZACION. HAY QUE COMPARAR LOS RESULTADOS DE LA INSPECCION GENERAL CON LOS DE LA INSPECCION PREVIA PARA DETERMINAR SI EL AGRIETAMIENTO CONTINUARA O SI SE DETENDRA. LAS GRIETAS PERMITEN DIAGNOSTICAR CON SEGURIDAD EL QUE SE PUEDA DETERMINAR UN FUTURO PROBLEMA, POR ESO ES IMPORTANTE SU CAUSA Y SU EXTENSION. LAS GRIETAS SE ENCUENTRAN CLASIFICADAS DE LA SIGUIENTE MANERA:

GRIETAS TRANSVERSALES: LAS GRIETAS SON REGULARES, EN LINEA RECTA APROXIMADAMENTE Y PERPENDICULARES AL EJE CENTRAL DE PUENTE. LAS GRIETAS TRANSVERSALES VARIAN EN ANCHO, LARGO Y ESPACIAMIENTO. FRECUENTEMENTE SE ENCUENTRAN GRIETAS SOBRE EL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL EN LA LOSA DE PUENTES SOBRE NERVADURAS O TRABES LONGI-

TUDINALES. HAY GRIETAS QUE PUEDEN EXTENDERSE COMPLETAMENTE EN TODA LA SUPERFICIE DE LA LOSA. LAS MISMAS GRIETAS SE PROLONGAN HASTA LAS GUARNICIONES Y LOS PARAPETOS. EN LOS PUENTES ESVIAJADOS EN DONDE EL ACERO DE REFUERZO DE LOS TABLEROS DE LA LOSA, NO SE COLOCA EN ANGULO RECTO CON EL EJE CENTRAL DEL PUENTE, ESTE TIPO DE GRIETAS PUEDEN APARECER CON LA ORIENTACION DEL ACERO DE REFUERZO. EN LOS PUENTES CON ESTRUCTURACION CONTINUA, PUEDEN APRECIARSE GRIETAS TRANSVERSALES MUY PRONUNCIADAS SOBRE EL EJE DE LAS PILAS, EN LAS ZONAS DONDE SE PRODUCE EL MOMENTO NEGATIVO. LOS CORONAMIENTOS DE LAS PILAS TAMBIEN PUEDEN ESTAR SUJETOS A AGRIETAMIENTOS TRANSVERSALES.

**AGRIETAMIENTO HORIZONTAL:** ESTA FORMA DE AGRIETAMIENTO OCURRE POR LO GENERAL EN MUROS, ESTRIBOS, SISTEMA DE PILAS Y COLUMNAS. SON EN SU NATURALEZA SIMILARES A LAS GRIETAS TRANSVERSALES Y SE ENLISTAN COMO TALES.

**AGRIETAMIENTO LONGITUDINAL:** ESTAS SE PRESENTAN GENERALMENTE RECTAS (EN LA LOSA) CORRIENDO PARALELAMENTE AL EJE CENTRAL DEL CAMINO. TIENEN DIFERENTE ANCHURA, LONGITUD Y ESPACIAMIENTO. ESTAS GRIETAS SE EXTIENDEN PARCIAL O TOTALMENTE A LO LARGO DE LA LOSA.

**AGRIETAMIENTO VERTICAL:** LAS GRIETAS VERTICALES SE PUEDEN ENCONTRAR EN MUROS, ESTRIBOS, SISTEMA DE PILAS Y EN LAS CORONAS; SON SIMILARES A LAS GRIETAS LONGITUDINALES QUE SE PRESENTAN EN LA LOSA Y DEBEN DESCRIBIRSE TAL CUAL SON. ASIMISMO SE ENCUENTRAN EN

LAS ZONAS DE TENSION POR MOMENTOS FLEXIONANTES DE LAS NERVADURAS O TRABES DE CONCRETO SIMPLEMENTE ARMADO.

**AGRIETAMIENTO DIAGONAL:** ESTAS GRIETAS APARECEN REGULARMENTE PARALELAS EN LAS LOSAS DE PUENTES ESVAJADOS, EN LOS EXTREMOS DONDE FORMAN LOS ANGULOS AGUDOS Y OBTUSOS. ESTAS GRIETAS USUALMENTE SON SUPERFICIALES Y VARIAN EN SU LONGITUD, ANCHURA Y ESPACIAMIENTO. CUANDO SE PRESENTAN EN LAS CARAS VERTICALES DE LAS VIGAS O CORAMIENTO DE PILAS DE UNA MANERA PROFUNDA, PRESUPONDRÁ UN SERIO PROBLEMA.

**RETICULA O MAPAS DE GRIETAS:** LAS GRIETAS INTERCONECTADAS FORMAN RETICULAS DE TAMAÑO VARIABLE Y APARECEN DE FORMA SIMILAR QUE LAS OBSERVADAS EN LOS PLANOS EXPUESTOS AL SOL. SON DE ESCASA ANCHURA, FINAS Y PUEDEN SER DEFINIDAS FACILMENTE. SE ENCUENTRAN CON MAYOR FRECUENCIA EN LOS MUROS Y EN LA LOSA.

**GRIETAS-D:** ESTAS USUALMENTE SE DEFINEN POR SU TONALIDAD OSCURA Y APARECEN POR LO GENERAL CERCA DE LOS BORDES, DE LAS JUNTAS DE DILATACION. CRECEN GRADUALMENTE Y PUEDEN PRODUCIR FALLAS EVENTUALES. LAS GRIETAS VERTICALES QUE APARECEN PROXIMAS A LAS JUNTAS VERTICALES DE EXPANSION DE LOS ESTRIBOS Y EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN SE CLASIFICAN COMO GRIETAS-D. ESTE TIPO DE AGRIETAMIENTO ES INDICATIVO DE QUE EL CONCRETO SE ENCUENTRA SUJETO A REACCIONES ALCALINAS.

**GRIETAS CAOTICAS:** ESTAN SON DE FORMA SORPRENDENTE E IRREGULAR, APARECEN POR LO GENERAL EN LA SUPERFICIE DE LA LOSA. NO TIENEN UNA FORMA PARTICULAR Y NO SIGUEN NINGUNA LOGICA DE LAS DESCRIPCIONES ANTES SEÑALADAS.

**RESQUEBRAJAMIENTO:** EL RESQUEBRAJAMIENTO CONSISTE EN UNA DEPRESION CIRCULAR O UNA DEPRESION OVAL EN EL CONCRETO.

ES CAUSADO POR LA SEPARACION O REMOCION DE UNA PORCION DE SUPERFICIE DE CONCRETO MANIFESTADA POR UNA FRACTURA EN UN PLANO PARALELO, O LIGERAMENTE INCLINADO A LA SUPERFICIE. EL RESQUEBRAJAMIENTO SE CLASIFICA DE LA SIGUIENTE MANERA:

- (1) **PEQUEÑO:** CON NO MAS DE 2.5 CM DE PROFUNDIDAD Y APROXIMADAMENTE 15 CM DE DIAMETRO.
- (2) **AMPLIO:** MAS DE 2.5 CM DE PROFUNDIDAD Y MAS DE 15 X 25 CM DE DIAMETRO.
- (3) **AREA HUNDIDA:** UN AREA DE CONCRETO QUE PRESENTA HUNDIMIENTO O VACIO CONSIDERABLE Y QUE POR MEDIO DEL SONIDO PRODUCIDO POR LOS GOLPES DE UN MARTILLO PUEDE NOTARSE LA EXISTENCIA DE UN PLANO DE FRACTURA AL NIVEL DEL LECHO DE VARILLAS DE ACERO; INDICA LA EXISTENCIA DE UNA FRACTURA DEBAJO DE LA SUPERFICIE.

**JUNTAS RESQUEBRAJADAS:** ESTO CONSISTE EN UNA EXTENSA DEPRESION A LO LARGO DE JUNTAS DE EXPANSION, CONTRACCION O CONSTRUCCION.

DESPORTILLAMIENTO: ES CUANDO PEQUEÑOS FRAGMENTOS CONICOS SALTAN DE LA SUPERFICIE DEL CONCRETO PRODUCIENDO AGUJEROS. GENERALMENTE SE TRATA PARTES DEL AGREGADO GRUESO QUE SE HACEN ARICOS Y DE LOS QUE PUEDEN OBSERVARSE FRAGMENTOS ADHERIDOS AL FONDO DE LOS AGUJEROS.

## ACERO :

### GENERALIDADES

EL ACERO ES ALTAMENTE CONFIABLE ASI COMO VERSATIL PARA LA CONSTRUCCION, SE PUEDE APROVECHAR DE MUY VARIADAS FORMAS; ALAMBRE, CABLE, PLACA, PERFILES LAMINADOS Y VIGAS O TRABES LAMINADAS O ARMADAS. MUCHOS DE LOS MAS LARGOS PUENTES DEL PAIS SE ENCUENTRAN PRIMORDIALMENTE CONSTRUIDOS DE ACERO.

### PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DEL ACERO

- A) RESISTENCIA: EL ACERO POSEE UNA CAPACIDAD RESISTENTE TREMENDA BAJO CARGAS DE COMPRESION Y TENSION Y ES ALTAMENTE RESISTENTE SOMETIDO A ESFUERZOS CORTANTES. SECCIONES DELGADAS DE ACERO, SIN EMBARGO, SON VULNERABLES AL PANDEO POR COMPRESION.
- B) DUCTIBILIDAD: EL ACERO ORDINARIO Y NORMAL DE BAJO CONTENIDO DE CARBON Y BAJA ALEACION, UTILIZADO EN LA CONSTRUCCION DE PUENTES ES COMPLETAMENTE DUCTIL. SU FRAGILIDAD SUELE OCURRIR

POR EXCESO DE TRATAMIENTO TERMICO, SOLDADURA O FATIGA DEL METAL.

- C) DURABILIDAD: EL ACERO, CUANDO SE LE PROTEGE ADECUADAMENTE, ES EN EXTREMO DURABLE.
- D) RESISTENCIA AL FUEGO: EL ACERO DISMINUYE NOTABLEMENTE SU RESISTENCIA CUANDO SE EXPONE A ALTAS TEMPERATURAS, TALES COMO LAS CONSECUENTES DE UN INCENDIO.
- E) CORROSION: SIN PROTECCION, EL ACERO AL CARBON SE CORROE RAPIDAMENTE. SIN EMBARGO, ESTO NO OCURRE SI SE LE APLICA PROTECCION A BASE DE ANTICORROSIVOS.
- F) SOLDADURA: SI BIEN EL ACERO ACEPTA LA SOLDADURA, ES NECESARIO

DETERMINAR LA CONSTITUCION QUIMICA DEL ACERO Y SELECCIONAR EL MAS ADECUADO PROCEDIMIENTO PARA LAS OPERACIONES DE SOLDADURA EN EL PUENTE.

- G) OTRAS: EL ACERO ES DE COMPORTAMIENTO ELASTICO Y CONDUCTOR DE CALOR Y ELECTICIDAD.

**FACTORES QUE CAUSAN DETERIORO EN LAS ESTRUCTURAS DE ACERO**

- A) AIRE Y HUMEDAD: EL AIRE Y LA HUMEDAD SON CAUSANTES PRIMARIAMENTE DE OXIDACION Y POSTERIORMENTE DE CORROSION EN EL ACERO, ESPECIALMETE EN CLIMAS MARINOS.
- B) GASES INDUSTRIALES Y DE VEHICULOS: LOS GASES DISPERSOS EN LA ATMOSFERA, PRODUCTO DE LA COMBUSTION DE DIESEL PARTICULARMENTE PRODUCEN EL ACIDO SULFURICO, CAUSANDO SEVERO DETERIORO EN EL ACERO.
- C) AGENTES ALCALINOS: HAY AGENTES ALCALINOS, ESENCIALMENTE HIDROXIDOS DE SODIO Y CALCIO QUE ATACAN AL ACERO, LOS PRODUCIDOS POR CARBONATOS SON LOS QUE MAS COMUNMENTE SE ENCUENTRAN EN LOS PUENTES.
- D) AGUA MARINA Y FANGO: SIN PROTECCION DE LOS MIEMBROS DE ACERO, CADA UNO DE LOS ELEMENTOS SUMERGIDOS EN AGUA MARINA Y CUBIERTOS DE FANGO, CORREN EL GRAN RIESGO DE SUFRIR SERIOS DAÑOS QUE PUEDEN PROVOCAR FALLAS DE LA SECCION DE ACERO.
- E) ESFUERZOS TERMICOS O SOBRECARGAS: CUANDO EL MOVIMIENTO POR DILATAACION TERMICA DE LOS MIEMBROS, ES RESTRINGIDO, O ALGUNO DE LOS MIEMBROS ES SOMETIDO A UN SOBRESFUERO, SE PUEDEN PRODUCIR DEFORMACIONES O FRACTURAS (O DESPRENDIMIENTO DE REMACHES Y PERNOS).

- F) **FATIGA Y CONCENTRACION DE FUERZAS:** LA MAYORIA DE FRACTURAS SON PRODUCTO DE FATIGA O DEFICIENCIA DE DETALLES CONSTRUCTIVOS QUE PRODUCEN DE UNA GRAN CONCENTRACION DE ESFUERZOS. EJEMPLOS DE ESTO SON: ESQUINAS AGUDAS, CAMBIOS BRUSCOS DE ESPESOR Y/O ANCHO DE LAS PLACAS, PESADAS CONCENTRACIONES DE SOLDADURA, UNA INSUFICIENTE AREA DE SOPORTE EN LOS APOYOS, ETC.
- G) **FUEGO:** CAUSA EN EXTREMO SERIOS DAÑOS Y DEFORMACIONES EN LOS ELEMENTOS DE ACERO.
- H) **COLISIONES:** CAMIONES, CARGAS EXCEDIDAS, DESCARRILAMIENTOS DE AUTOS, ETC., CUANDO GOLPEAN LAS TRABES O LAS COLUMNAS, PRODUCEN DAÑOS CONSIDERABLES AL PUENTE.
- I) **DESECHOS ANIMALES:** ESTA ES UNA CAUSA DE CORROSION Y ES CONSIDERADA COMO UN TIPO ESPECIAL DE ATAQUE QUIMICO QUE PUEDE LLEGAR A SER MUY SEVERO.
- J) **SOLDADURAS:** CUANDO EL ELEMENTO FLUIDIFICADOR NO ES NEUTRALIZADO, SUELE OCURRIR CORROSION. SI LA SOLDADURA LLEGA A ROMPERSE, COMUNMENTE ES A CAUSA DE UNA DEFICIENCIA EN LA TECNICA DE SOLDADO O POR DEFICIENCIA DEL ACERO A RECIBIR APLICACIONES DE SOLDADURA.
- K) **ACCION DE LA GALVANIZACION:** OTROS METALES DE DIFERENTES CARACTERISTICAS FISICO-QUIMICAS QUE CONTACTEN CON EL ACERO PRODUCEN



UN GRADIENTE ELECTRICO QUE PUEDE CAUSAR CORROSION SEVERA.

### **LO QUE HAY QUE OBSERVAR DURANTE LA INSPECCION**

A) HERRUMBRE: LA HERRUMBRE EN EL ACERO PRESENTA VARIAS COLORACIONES QUE VAN DESDE EL ROJO INTENSO HASTA EL CAFE ROJIZO. INICIALMENTE, LA HERRUMBRE ES UN FINO GRANULADO, PERO A MEDIDA QUE TRASCURRE EL TIEMPO HASTA CONVERTIRSE EN PEQUEÑAS ESCAMAS. EVENTUALMENTE, LA HERRUMBRE SE DISEMINA A LO LARGO DE TODO EL MIEMBRO. EL INSPECTOR DEBE ANOTAR SU LOCALIZACION, CARACTERISTICAS Y EL AREA DE EXTENSION. LA PROFUNDIDAD DE LA CORROSION DEBE SER REVISADA Y DEBEN MEDIRSE TODAS LAS PERFORACIONES PARA ANOTARLAS POSTERIORMENTE.

LA OXIDACION Y CORROSION SE CLASIFICA DE LA SIGUIENTE FORMA:

- (1) LIGERA: ES LA FORMACION DE HERRUMBRE EN LA PARTE SUPERFICIAL O SOBRE LA PINTURA, ESENCIALMENTE ES PRODUCTO DE EL PROCESO QUIMICO DE OXIDACION.
- (2) MODERADA: ES LA FORMACION DE ESCAMAS DE HERRUMBRE O CUANDO ADQUIERE LA FORMA DE PEQUEÑOS GRANULOS. LAS AREAS AFECTADAS SON FACILMETE DISCERNIBLES, SE TRATA AGUI DE UN PROCESO AVANZADO DE OXIDACION.
- (3) SEVERA: ES CUANDO LA HERRUMBRE ES DENSA Y ESTRATIFICADA O

CUANDO PROVOCA PICADURAS EN LA SUPERFICIE DEL METAL. ESTA CORROSION CULMINA GENERALMENTE CON LA PERFORACION DE LA MISMA SECCION DE ACERO. ES PRODUCTO DE LA OXIDACION QUIMICA MUY AVANZADA O ESENCIALMENTE DEL PROCESO FISICO DE CORROSION DEBIDO A LA PRESENCIA DE UN PONTENCIAL ELECTRICO EN LA MASA DE ACERO.

B) GRIETAS: LAS GRIETAS EN EL ACERO SE DIVERSIFICAN DE FORMAS MUY FINAS PERO SUFICIENTES PARA DEBILITAR AL MIEMBRO AFECTADO. TODOS LOS TIPOS DE GRIETAS SON OBVIAMENTE SERIOS, Y DEBEN SER REPORTADOS DE INMEDIATO Y ESPECIFICAR CUANDO SE TRATA DE GRIETAS QUE SE CIERRAN Y SE ABREN.

C) PANDEO Y TORSION: ESTAS CONDICIONES SE DESARROLLAN A CAUSA DE LOS ESFUERZOS TERMICOS, SOBRECARGAS O ALGUNAS OTRAS CIRCUNSTANCIAS DE CARGA COMO LA REVERSIBLE, QUE AUN SIN LLEGAR A PRODUCIR

LOS ESFUERZOS DE TRABAJO OCASIONAN FATIGA EN EL ACERO.

ESTAS CONDICIONES PROVOCAN FALLAS QUE CONTRIBUYEN AL DETERIORO DE LOS MIEMBROS ADYACENTES. LOS DAÑOS POR COLISION SON UNA CAUSA MAS QUE PROVOCAN PANDEO, TORSION Y CORTES.

HAY QUE OBSERVAR CUIDADOSAMENTE LAS GRIETAS Y PLEGADURAS QUE PROCEDEN RADIALMENTE DE LOS EMPALMES. HAY QUE ANOTAR LOS MIEMBROS DAÑADOS, SU TIPO, LOCALIZACION Y EXTENSION DEL DAÑO

Y, SI ES POSIBLE, CALCULAR EL GRADO DE DEFORMACION.

- D) CONCENTRACION DE ESFUERZOS: DEBE OBSERVARSE LA PINTURA QUE SE ENCUENTRA ALREDEDOR DE LAS JUNTAS YA QUE LA EXISTENCIA DE FINAS GRIETAS INDICAN ALTAS CONCENTRACIONES DE ESFUERZOS.

HAY QUE PONERSE ALERTA CON CUALQUIER TIPO DE DEFORMACION TANTO EN LOS PERNOS COMO EN LOS REMACHES Y DE LAS PLACAS O CARTABONES QUE SUJETAN.

- E) ACERO ESTRUCTURAL EN ESTRUCTURACIONES MIXTAS: EN LA INSPECCION DE ESTRUCTURAS DE ACERO Y CONCRETO HAY QUE OBSERVAR PARTICULARMENTE LA PARTE DE CONCRETO DE LA SUPERESTRUCTURA O LA SUBESTRUCTURA EN CONTACTO CON LAS CARAS DE ACERO Y LOS ANCLAJES ENTRE AMBOS MATERIALES.

## EL SISTEMA DE REPORTES EN LA INSPECCION DE PUENTES.

### **ASPECTOS GENERALES**

UN BUEN SISTEMA DE REPORTES EN LA INSPECCION DE PUENTES ES ESENCIAL EN LA PROTECCION DE LAS OBRAS PUBLICAS TALES COMO ESTRUCTURAS Y PUENTES, ASI COMO EN LA SEGURIDAD DE LOS USUARIOS SALVAGUARDANDO SU VIDA. ES POR ELLO MUY IMPORTANTE QUE LOS REPORTES DE LA INSPECCION DE PUENTES SEAN CLAROS Y COMPLETOS PUES SON PARTE INTEGRAL PARA UNA VIDA MAS DURADERA DE LA ESTRUCTURA.

DESDE HACE ALGUN TIEMPO SE HA VENIDO LLEVANDO UN SISTEMA DE REPORTES SEGUN UNA DIVERSIDAD DE FORMATOS EN LA INSPECCION DE PUENTES, ESPECIFICAMENTE DESDE EL AÑO DE 1981, EN EL QUE SE CREO EL *INVENTARIO DE PUENTES*, SIN EMBARGO, LA INFORMACION CONTENIDA EN MUCHOS DE ESTOS REPORTES ES, DESAFORTUNADAMENTE, INSUFICIENTE PARA SER UTILIZADA EN ANALISIS Y EVALUACIONES QUE PERMITAN ESTABLECER UNA PUNTUACION TANTO CUALITATIVA COMO CUANTITATIVA. EN LO GENERAL, EL SISTEMA DE REPORTES DE PUENTES TIENE QUE SER REFORMULADO Y PROYECTADO PARA QUE LA INFORMACION CONTENIDA SEA ANALIZADA Y EVALUADA, EN TODA SU EXTENSION, POR MEDIO DE PROCEDIMIENTOS ELECTRONICOS. ESTE REQUERIMIENTO SE DEBE AL GRAN NUMERO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES LOCALIZADAS EN TODOS LOS ESTADOS. UN SISTEMA UNIFORME DE REPORTES ES ESENCIAL EN LA EVALUACION CORRECTA Y EFICIENTE DE LAS CONDICIONES DE LA ESTRUCTURA. ADEMAS, ESTA EVALUACION PERMITIRA DETERMINAR PRIORIDADES DE MANTENIMIENTO O REEMPLAZO, ASI COMO CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y LOS COSTOS DE CONSERVACION DE LOS PUENTES DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL. LA INFORMACION NECESARIA PARA FORMULAR DETERMINACIONES QUE DEBEN CONSIDERARSE, PROVIENEN DEL SISTEMA DE REPORTES EN LA INSPECCION DE PUENTES. CONSECUENTEMENTE, LA IMPORTANCIA DEL SISTEMA DE REPORTES NO PUEDE SER ENFATIZADO DE OTRA MANERA. LOS ACONTECIMIENTOS DE TODO PROGRAMA DE INSPECCION DE PUENTES DEPENDEN DE ESTE SISTEMA DE REPORTES.

#### **OBJETIVOS**

EL OBJETIVO DE UN SISTEMA DE REPORTES EN LA INSPECCION DE PUENTES ES CONTAR CON PERSONAL PREPARADO Y EXPERIMENTADO QUE EFECTUE OBSERVACIONES OBJETIVAS Y SUBJETIVAS DE TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE UN PUENTE Y REALICE DEDUCCIONES LOGICAS ASI COMO CONCLUSIONES DE DICHAS OBSERVACIONES. EL REPORTE DE INSPECCION DE PUENTES DEBE PRESENTAR UN SISTEMATICO INVENTARIO DE LAS CONDICIONES GENERALES DE TODOS LOS MIEMBROS DEL PUENTE Y SUS POSIBLES FUTURAS FALLAS. SIN EMBARGO, LOS REPORTES SON LA FORMA BASICA PARA CUANTIFICAR LA MANO DE OBRA, EQUIPO, MATERIAL Y FONDOS QUE SON NECESARIOS PARA EL MANTENIMIENTO INTEGRAL DE LAS ESTRUCTURA.

#### **REQUERIMIENTOS**

LOS REQUERIMIENTOS PARA UN BUEN REPORTE DE CAMPO SON:

- A) UN ESTUDIO COMPLETO SOBRE LA INFORMACION HISTORICA DISPONIBLE, INCLUYENDO EL PROYECTO Y/O PLANOS DE LA ESTRUCTURA, MODIFICACIONES DE CAMPO AL PROYECTO Y AL DISEÑO, INFORMACION DE CIMENTACION, REGISTROS DE INSPECCIONES PREVIAS Y TODA OTRA INFORMACION DISPONIBLE, RELATIVA A LA ESTRUCTURA.
- B) INFORMACION DE REPARACIONES EFECTUADAS Y TRABAJOS DE RECONSTRUCCION EJECUTADOS EN LA ESTRUCTURA.
- C) INFORMACION GENERAL INVENTARIADA DEL PUENTE.
- D) UN PROCEDIMIENTO PARA EFECTUAR LA INSPECCION DE LA ESTRUCTURA.

- E) UN SISTEMA DE REGISTRO DE INSPECCION:
- 1.- LIBRETA DE NOTAS FORMATEADA.
  - 2.- FORMATOS NORMALIZADOS.
  - 3.- CUADERNO DE NOTAS Y FORMATOS NORMALIZADOS.
- F) UN SISTEMA DE ANOTACION NORMALIZADO PARA INDICAR LA CONDICION DE VARIOS ELEMENTOS O MIEMBROS.
- G) DIBUJOS Y BOSQUEJOS DE MIEMBROS Y COMPONENTES QUE SERAN INSPECCIONADOS.
- H) UNA NOMENCLATURA UNIFORME PARA LOS ELEMENTOS Y MIEMBROS DEL PUENTE Y LOS COMPONENTES INTEGRADOS DE ESTOS MIEMBROS.
- I) UNA BREVE DESCRIPCION DE:
- 1.- CONDICIONES CUALITATIVAS DE LA ESTRUCTURA EN GENERAL.
  - 2.- RESUMEN CUANTITATIVO.
    - A) TRABAJOS NECESARIOS PRIORITARIOS Y SUS COSTOS.
    - B) TOTAL DE COSTOS DE TODAS LAS REPARACIONES.
- J) APROVISIONAMIENTO DE REPORTES ESPECIALIZADOS COMO LOS ESTRUCTURALES, MECANICOS Y ELECTRICOS.
- K) UNA SECCION CON RELACIONES DE OBSERVACIONES Y REPORTES CONCISOS ACERCA DE LA CONDICION DE LA ESTRUCTURA.

L) UNA SECCION ESPECIAL PARA LOS PROCEDIMIENTOS DE REPARACION QUE PUEDAN SER RECOMENTADOS POR EL INSPECTOR.

M) UNA SECCION EN LA CUAL EL INSPECTOR DE INSTRUCCIONES ESPECIALES PARA LA REPARACION O PARA AMPLIAR LA INSPECCION DE LA ESTRUCTURA.

LA ANTERIOR DEBE CONSIDERARSE COMO LOS REQUERIMIENTOS MINIMOS EN EL ESTABLECIMIENTO DE SISTEMA DE REPORTES DE PUENTES PARA CONSEGUIR CALIDAD, UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD EN LA INSPECCION A LO LARGO DE LOS AÑOS. ASI COMO LAS ESTRUCTURAS CAMBIAN, TAMBIEN LOS AVANCES TECNICOS Y SON NECESARIOS CIERTOS REFINAMIENTOS, DE ESTE CONTENIDO BASICO DE UN SISTEMA DE REPORTES, QUE AUN ASI ES FAVORABLE Y APLICABLE DURANTE MUCHOS AÑOS.

## **ORGANIZACION SISTEMATICA DE LA INSPECCION:**

### **TIPOS DE INSPECCION**

CONFORME A LOS CONCEPTOS ANOTADOS, LA CLASIFICACION DE LAS INSPECCIONES DE LOS PUENTES ES COMO SIGUE:

- 1) RUTINARIA, DE MANTENIMIENTO Y CONSERVACION NORMAL.
- 2) INVENTARIO.

- 3) EVALUACION ESTRUCTURAL.
- 4) TRANSITO DE CARGAS ESPECIFICAS.
- 5) EMERGENCIA.

LA INSPECCION RUTINARIA, CON PRIORIDAD MINIMA ANUAL, MAS MENOS SEIS MESES, CONSISTE ESENCIALMETE EN UN EXAMEN VISUAL DE LA OBRA, COMPLETANDO EVENTUALMENTE POR TRABAJOS DE MEDICION. AQUI LO IMPORTANTE ES SABER OBSERVAR Y ESFORZARSE POR INTERPRETAR LO QUE SE VE, SIENDO NECESARIO, TAMBIEN, PODER COMPARAR LAS CONSTATAciones HECHAS CON LAS DE LA INSPECCION PRECEDENTE, LO QUE JUSTIFICA EL ESTABLECIMIENTO Y CLASIFICACION DE LAS PRUEBAS QUE DETERMINEN EL COMPORTAMIENTO ULTERIOR DEL PUENTE, LAS CUALES DEFINEN EL ESTADO CERO DE UN PUENTE.

LAS INSPECCIONES NECESARIAS PARA MANTENER ACTUALIZADO EL INVENTARIO DE PUENTES, DEBEN REALIZARSE CADA TRES AOS MAS MENOS UN AÑO; Y PERMITIRAN CAPTAR LA INFORMACION REFERENTE A TODAS LAS OBRAS QUE EN ESE LAPSO SE HAYAN EFECTUADO, RELATIVAS A REPARACIONES, REFORZAMIENTOS, RECONSTRUCCIONES Y MODERNIZACIONES LA QUE A SU VEZ, DEBIDAMENTE SISTEMATIZADA, DEBE CAPTURARSE EN SISTEMAS COMPUTARIZADOS.

LAS INSPECCIONES PARA EVALUACION ESTRUCTURAL, QUE DEBEN EFECTUARSE CADA DOS AOS MAS MENOS MEDIO AÑO, SON MAS DETALLADAS Y PROFUNDAS. UNCLUYEN UN EXAMEN VISUAL MAS COMPLETO, DETALLADO Y EXHAUSTIVO, ASI COMO MEDIDAS MAS EXACTAS DE ASENTAMIENTOS, FLE-



CHAS, MOVIMIENTOS DE APOYO, ETC., PRECISANDO EL ACCESO A TODAS LAS ZONAS DEL PUENTE.

CUANDO SE DESCUBREN ANOMALIAS, O SI INVESTIGACIONES MAS PROFUNDAS SE DEMUESTRAN NECESARIAS, CONVIENE RECURRIR A EMPRESAS ESPECIALIZADAS PARA PROCEDER A UNA AUSCULTACION REALMENTE PROFUNDA DE LA OBRA O DE ALGUNO DE SUS ELEMENTOS.

LAS TECNICAS EMPLEADAS HAN LOGRADO GRANDES PROGRESOS EN LOS ULTIMOS AÑOS Y ACTUALMENTE SON NUMEROSAS Y VARIADAS.

EN LOS PASADOS VEINTICINCO AÑOS, A CAUSA DEL DESARROLLO DE LAS INFRAESTRUCTURAS PETROQUIMICA Y GENERACION DE ENERGIA - ELECTRICA, SE HA SUSCITADO LA NECESIDAD DEL TRANSPORTE DE PIEZAS DE GRAN MASA Y VOLUMEN, ASPECTO CONTEMPLADO EN EL REGLAMENTO SOBRE EL PESO, DIMENSIONES Y CAPACIDAD DE LOS VEHICULOS DE AUTOTRANSPORTE QUE TRANSITAN EN LOS CAMINOS DE JURISDICCION FEDERAL.

EL CUMPLIMIENTO A ESTE REGLAMENTO, ESTABLECE LA NECESIDAD DE REALIZAR ESTUDIOS DE INGENIERIA DE TRANSPORTE, DE LOS CUALES SON MUY IMPORTANTES LAS INSPECCIONES QUE DEBEN LLEVARSE A CABO, DE TODOS LOS PUENTES LOCALIZADOS EN LA RUTA QUE SE PUEDA UTILIZAR, CON EL OBJETO DE DETERMINAR LAS NORMAS, ESPECIFICACIONES Y PRECEPTOS QUE DEBEN CUMPLIRSE DURANTE UNA TRANSPORTACION, DE LA MISMA MANERA QUE LOS PROYECTOS DE DESVIACION, RECALCE, APUNTALA-

MIENTO O REFORZAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS QUE MANIFIESTAN ESCASA CAPACIDAD DE CARGA O CUYO COMPORTAMIENTO A LA FATIGA PUEDA VERSE SERIAMENTE COMPROMETIDO.

DURANTE LOS FENOMENOS METEORICOS COMO SISMOS, LLUVIAS TORRENCIALES, ETC., SE PRESENTAN SITUACIONES DE EMERGENCIA DE INSPECCION, POR COLAPSOS, DISLOCACIONES DE MAMPOSTERIA, ASENTAMIENTOS, EROSIONES, SOCAVACIONES, ETC., LAS QUE DEBEN REALIZARSE POR PERSONAL ALTAMENTE CALIFICADO DE INSPECCION SUPERIOR, COMO LO ES EL SUPERVISOR DE ESTRUCTURAS, BAJO CUYA AUTORIDAD SE ENCUENTRAN LOS INSPECTORES DE PUENTES.

### **REPORTES DE LA INSPECCION**

LA PLANIFICACION CUIDADOSA DE LA INSPECCION Y LA SELECCION APROPIADA DE FORMATOS DE REPORTES SON ESENCIALMENTE PARA UNA BUENA ORGANIZACION, ASI COMO UNA COMPLETA Y EFICIENTE INSPECCION. DURANTE LA FASE DE PLANIFICACION DEBE SEGUIRSE LO ANTES DICHO Y DEBERA CONSIDERARSE:

- 1.- LA CEDULA DE INSPECCION.
- 2.- EL TIPO DE INSPECCION.
- 3.- LOS RECURSOS REQUERIDOS: MANO DE OBRA, EQUIPO, MATERIALES. E INSTRUMENTOS ESPECIALES.

- 4 - UN ESTUDIO DE TODA LA INFORMACION DISPONIBLE DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES, INSPECCIONES PREVIAS, REPORTES DE INVENTARIO Y REPARACIONES PREVIAS.
- 5.- EL TIPO DE SISTEMA DE REPORTES SE HARA EN: CUADERNOS DE NOTAS, FORMATOS O AMBOS.
- 6.- LAS ANOTACIONES EN EL CUADERNO DE NOTAS DEBEN INCLUIR EL SISTEMA CODIFICADO ASI COMO LOS DIBUJOS Y BOSQUEJOS.
- 7.- COORDINAR LOS RECURSOS NECESARIOS, PARTICULARMENTE EL PERSONAL ESPECIALIZADO Y EQUIPO ADECUADO.
- 8.- PROCEDIMIENTOS DE LA INSPECCION.
- 9.- PROGRAMA DE INSPECCION:

UN PROGRAMA ES NECESARIO PARA ASEGURAR QUE TODA LA ESTRUCTURA SEA INSPECCIONADA DE ACUERDO AL MISMO. UNA CEDULA DE INSPECCION DETALLADA ES ESENCIAL PARA ASEGURAR QUE LA MANO DE OBRA Y EL EQUIPO SOLICITADO SEAN REQUERIDOS Y SE CUENTE CON ELLOS CUANDO SE LES NECESITE. EL TIEMPO DE AGUAS, AVENIDAS Y TEMPORADAS DE TRAFICO PESADO SE CONSIDERAN DENTRO DE LA CEDULA DE INSPECCION.

#### **TIPOS DE REPORTES.**

- 1.- CUADERNO DE NOTAS: EL CUADERNO DE NOTAS SE USA NORMALMENTE EN ESTRUCTURAS QUE SON COMPLEJAS O UNICAS, DONDE NO SUELE USARSE EL FORMATO DE REPORTES (VER LA SECCION PREPARACION DEL CUADERNO DE NOTAS)
  
- 2.- FORMAS DE REGISTRO: LAS FORMAS DEBEN SER SUFICIENTEMENTE FLEXIBLES, ASI SERAN MAS ADAPTABLES EN SU APLICACION A UNA MAYOR VARIEDAD DE ESTRUCTURAS.
  
- 3.- CUADERNO DE NOTAS Y FORMATO DE REGISTRO: ES ALGUNAS VECES VENTAJOSO EL USO DE UN CUADERNO DE NOTAS PARA ALGUNAS PARTES DE LA ESTRUCTURA ASI COMO PARTES COMPLEJAS DE LA MISMA Y FORMAS DE REGISTRO PARA EL RESTO DE LAS PARTES.

## PREPARACION DEL CUADERNO DE NOTAS DE INSPECCION:

### ~~GENERALIDADES~~

CUANDO UN CUADERNO DE NOTAS SE SELECCIONA PARA REGISTRAR LOS RESULTADOS DE UNA INSPECCION DE PUENTES, LA INFORMACION DEBE RECOGERSE SISTEMATICAMENTE.

A CONTINUACION SE DESCRIBE EL PROCEDIMIENTO QUE SE SUGIERE PARA FORMAR UN CUADERNO DE NOTAS.

A) **PORTADA:** LA PORTADA O PAGINA INICIAL DEBE CONTENER EL NOMBRE DE LA ESTRUCTURA, LA IDENTIFICACION NUMERICA, EL NUMERO DE LA SECCION DE LA CARRETERA, Y EL NOMBRE DEL CRUCE. ATRAS DE LA PAGINA INICIAL O PORTADA, SE PODRA UTILIZAR PARA NOTAS DE LOS NOMBRES DE LOS ELEMENTOS QUE SE INSPECCIONARAN, LAS PERSONAS A CARGO DE ESTA LABOR, EL TIPO DE INSPECCION Y LOS DATOS QUE SURJAN DE ESTA.

B) **FORMATO GENERAL O DISPOSICION GENERAL DEL CUADERNO:** LA PAGINA DEL LADO IZQUIERDO DEBERA CONTENER EL NOMBRE DE LOS MIEMBROS QUE SERAN INSPECCIONADOS, ASI COMO SUS COMPONENTES Y ESPACIO APROPIADO PARA COMENTARIOS. LA PAGINA DEL LADO DERECHO DEBERA RESERVARSE PARA EFECTUAR BOSQUEJOS Y CROQUIS DE ESTOS MIEMBROS. EL CUADERNO DE NOTAS DEBE SER ARREGLADO EN SECCIONES EN EL ORDEN EN QUE FUE CONSTRUIDA LA ESTRUCTURA, EMPEZANDO POR LA SUBESTRUCTURA Y TERMINANDO CON SUPERESTRUCTURA. EL FORMATO DE CADA UNA DE LAS SECCIONES DEL CUADERNO DE NOTAS DEBE DISTRIBUIRSE PARA PROCEDER A UNA DESCRIPCION DE LO GENERAL A LO ESPECIFICO, PARA UN TRATADO GENERAL DE LAS UNIDADES ASI COMO DETALLES DE LAS MISMAS. LA APLICACION DE EVALUACIONES Y BOSQUEJOS ES RECOMENDABLE. LA FIGURA No 1 ILUSTRADA LA DIVISION DEL PUENTE EN TRES DE SUS PARTES Y UNA DIVISION MAS DETALLADA DE ESTAS PARTES. LAS FIGURAS No 2 HASTA No 6 MUESTRAN LOS DETALLES DE ALGUNAS DE ESTAS UNIDADES.

ENCIC

## **BOSQUEJOS**

EN ALGUNOS CASOS ES POSIBLE INSERTAR REPRODUCCIONES DE PARTES DE PLANOS EN EL CUADERNO DE NOTAS. DE CUALQUIER MANERA EN OTROS CASOS, EN LO GENERICO TENDRAN QUE DIBUJARSE DIVERSOS CROQUICES.

- A) BOSQUEJO GENERAL O CROQUIS GENERAL: EL PRIMER BOSQUEJO DEBE CONTENER INFORMACION SISTEMATICA DEL TRAZADO GENERAL DEL PUENTE, ILUSTRANDO LA ESTRUCTURA EN PLANTA Y DETALLES DE ELEVACION. EL AREA INMEDIATA, EL ARROYO, LA CORRIENTE Y OBSTACULOS DE SU ESCURRIMIENTO, OBRAS AUXILIARES, Y TODO OTRO DETALLE PERTINENTE DEBEN SER INCLUIDOS.
  
- B) SUBESTRUCTURA: BOSQUEJOS Y DIBUJOS DE CADA UNO DE LOS ELEMENTOS DE LAS SUBESTRUCTURA DEBEN SER INCLUIDOS. EN MUCHOS CASOS ES SUFICIENTE UN DIBUJO TIPO QUE IDENTIFIQUE AL ELEMENTO PRINCIPAL DE LA SUBESTRUCTURA. CADA UNO DE LOS ELEMENTOS SERAN ENUMERADOS TOMANDO COMO REFERENCIA EL SENTIDO DE LA CORRIENTE EN EL CAUCE Y LA INFORMACION SE DETALLARA EN LA PAGINA A LA IZQUERDA DEL BOSQUEJO.

DE ACUERDO A LO ANTERIOR, LA NUMERACION DE LOS ELEMENTOS DEL CABALLETE QUE EN ESTE EJEMPLO SE DELINEAN INCLUIRA AL SISTEMA DE PILOTAJE, SOPORTES VERTICALES, REFUERZOS LATERALES DE LOS MIEMBROS Y LOS CABEZALES.

C) SUPERESTRUCTURA: LOS CROQUIS DE LA SUPERESTRUCTURA DEBEN DIBUJARSE EN SECCION TRANSVERSAL, SECCION LONGITUDINAL Y CONSIDERAR SU ELEVACION. LOS ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA DEBEN SER NUMERADOS SIGUIENDO EL MISMO ORDEN QUE EN LA SUBESTRUCTURA. COMO SE DIJO ANTERIORMENTE, LA NUMERACION SE INCLUIRA EN EL REGISTRO, TAMBIEN LOS MIEMBROS DE SOPORTE PRINCIPAL, TRABES, SISTEMA DE REFUERZO, DISFRAGMAS, CONTRAVENTEOS, LOSA, JUNTAS DE DILATACION, GUARNICIONES, PARAPETOS Y BARANDILLA DE MANO.

D) DIBUJOS ESPECIALES: DIBUJOS ADICIONALES PODRAN SER EFECTUADOS DE AREAS CRITICAS DE ALGUNOS PUENTES, ESPECIALMETE DE AQUELLOS CON ESTRUCTURACION COMPLEJA O UNICA.

1.- ARMADURA: AREAS CRITICAS DE ARMADURAS INCLUYEN LA CONEXION DEL PISO CON LAS CUERDAS, PLACAS DE REFUERZO DEL TABLERO, PORTALES, CONTRAVENTEOS, MIEMBROS DABADOS, APOYOS Y AREAS DE ACERO CORROIDO.

2.- PUENTES SUSPENDIDOS: DIBUJOS DE PUENTES SUSPENDIDOS DEBEN INCLUIRSE PERO NO NECESARIAMENTE LIMITADOS A ANCLAJES, TORRES DE ELEVACION, CABLES DE TENSION, CABLES DE ENLACE, CONEXIONES Y ATIESADORES DE CONEXION DE ARMADURAS. LAS AREAS CRITICAS EN LOS ATIESADORES DE ARMADURAS DEBEN SER EN LISTADOS EN UN PARRAFO APARTE. ES PARTICULARMENTE IMPOR-

TANTE DETALLAR LAS MECEDORAS DE APOYO DEL TRAMO SUSPENDIDO, CORROSION DEL ACERO DE LOS MIEMBROS, ELEMENTOS DE ARRIOSTRAMIENTO, GRUAS PARA LEVANTAMIENTO, MAQUINARIA, ETC.

- 3.- DISPOSITIVOS DE APOYO: PUESTO QUE LOS SISTEMAS DE APOYO SON UN FRECUENTE ORIGEN DE PROBLEMAS, DEBEN SER INSPECCIONADOS CON PARTICULAR CUIDADO. DEBEN HACERSE CROQUIS DE CADA DISPOSITIVO PRINCIPAL DE APOYO, MOSTRANDO SU EXACTA POSICION, EN LA SUPERESTRUCTURA DETALLADO EXTENSIVAMENTE. TAMBIEN DEBEN HACERSE BOSQUEJOS DE CADA APOYO QUE NO ESTE ADECUADAMENTE FUNCIONANDO.
  
- 4.- BOSQUEJOS DIVERSOS: EN ALGUNAS OCASIONES SON REQUERIDOS BOSQUEJOS DE DISPOSITIVOS ESPECIALES COMO LO SON LOS POSTES DE AMARRE Y DISPOSITIVOS DE ALUMBRADO PARA SEÑALAMIENTO AEREO Y MARITIMO. EN TERRENOS DE CARACTERISTICAS ESPECIALES DONDE SE HAYAN EJECUTADO OBRAS DE PROTECCION EN TALUDES, MARGENES Y CAUCE, SON ASIMISMO, NECESARIOS LOS CROQUICES. TAMBIEN DEBEN ELABORARSE CROQUICES PARA LOS DISPOSITIVOS DE EXPANSION O DILATACION ESPECIALES.
  
- 5.- BOSQUEJOS ADICIONALES: GENERALMENTE LOS CROQUICES ADICIONALES SON REQUERIDOS, POR LO QUE ES BUENA PRACTICA DEJAR EN BLANCO CADA TERCERA O CUARTA PAGINA PARA ESTE ESPECIAL PROPOSITO.



## **ALINEAMIENTO**

UNA SECCION DEL CUADERNO DE NOTAS DEBE SER APARTADO PARA REGISTRAR LOS ALINEAMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES DE LA ESTRUCTURA. EL ALINEAMIENTO DEBE SER VERIFICADO EN LAS ESTRUCTURAS QUE SON LARGAS O QUE MUESTRAN EVIDENCIA DE DESALINEAMIENTO.

- 1.- DESCRIPCION DE LA SUBESTRUCTURA: LOS BOCETOS DE CADA UNIDAD DE SUBESTRUCTURA DEBEN INCLUIR UNA VISTA LATERAL Y DOS VISTAS EN ELEVACION DE LOS EXTREMOS. LOS CROQUICES DEBEN SER LO SUFICIENTEMENTE GRANDES EN LOS QUE EN PLANTA Y ELEVACION, SE MUESTREN CON CLARIDAD EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL.
- 2.- SUPERESTRUCTURA: SON NECESARIOS LOS CROQUICES QUE MUESTREN LA SUPERESTRUCTURA EN PLANTA Y EN ELEVACION, DONDE SE NOTEN CLARAMENTE EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL DEL PUENTE.

## **CARACTERISTICAS AMBIENTALES**

LAS CARACTERISTICAS AMBIENTALES QUE DEBEN SER INCLUIDAS SON LA CONFIGURACION DEL TERRENO, EL PERFIL DEL FONDO DE LA CORRIENTE, ZONAS DE INUNDACION, REPRESAS U OTROS MECANISMOS, CONOS DE DERRAME DE PROTECCION, CANAL DE ESCURRIMIENTO Y PROTECCION Y LOS LUGARES POR DONDE PASA LA CORRIENTE BAJO LAS ESTRUCTURAS. EN ALGUNOS CASOS ES CONVENIENTE MOSTRAR LAS CONDICIONES DE LA CORRIENTE, AGUAS ABAJO Y AGUAS ARRIBA.

EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL DE LOS ACCESOS DEBEN TAMBIEN SER DESCRITOS.

### **INVESTIGACION SUBACUATICA**

EN LOS PUENTES DONDE EXISTA TIRANTE DE AGUA PERMANENTE, ES CONVENIENTE DELINEAR EL FONDO DE LA CORRIENTE HASTA UN RADIO DE 300 METROS Y NO MENOR DE 100 METROS DE CADA PILA. EL PROPOSITO DE LA DESCRIPCION DETALLADA DE LOS CONTORNOS DE LA CORRIENTE ES DETERMINAR LA EXTENSION DEL CAUCE.

### **REPORTE DE LOS ESPECIALISTAS**

LA SECCION FINAL DEL LIBRO DE NOTAS, EN LA INSPECCION DE CADA PUENTE, DEBE INCLUIR LOS COMENTARIOS Y OBSERVACIONES DEL PERSONAL ESPECIALIZADO QUE HAYA INTERVENIDO, COMO LO SON EL PROPIO INSPECTOR, EL CAPTADOR DE DATOS, MECANICOS, ELECTRICISTAS, ETC.

## EVALUACION DE LA ESTRUCTURA.

### ~~ANTECEDENTES GENERALES~~

CON BASE EN LOS PROCEDIMIENTOS DESCRITOS RELATIVOS A QUE VER Y COMO, DURANTE LA INSPECCION DE UNA ESTRUCTURA PARA SU EVALUACION, UN PUENTE SE DIVIDE TÍPICAMENTE EN DOS UNIDADES O PARTES PRINCIPALES, LA SUBESTRUCTURA Y LA SUPERESTRUCTURA. POR CONVENIENCIA LA LOSA ES ALGUNAS VECES CONSIDERADA COMO UNA UNIDAD APARTE. ESTAS UNIDADES BASICAS PERMITEN UNA DIVISION ESTRUCTURAL DE LOS MIEMBROS, QUE, EN SU TURNO PUEDAN SUBDIVIDIRSE MAS DETALLADAMENTE ESTOS MIEMBROS EN SUS COMPONENTES. EL PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA EVALUACION DE LA ESTRUCTURA ES ASIGNAR NUMERICAMENTE UNA CALIFICACION DE LAS CONDICIONES DE DETERIORO DE CADA ELEMENTO O COMPONENTES DE LAS UNIDADES PRINCIPALES. ESTA RELACION DE CALIFICACIONES PODRA COMBINARSE PARA OBTENER UNA EVALUACION NUMERICA DE LAS CONDICIONES TOTALES DE DEGRADACION DE UN MIEMBRO O UNIDAD.

### ~~EVALUACION NUMERICA~~

UNA RELACION DE LA CALIFICACION NUMERICA DE LOS COMPONENTES DE UN PUENTE ES PROVECHOSA PARA LA EVALUACION DEL PUENTE. NO ES OBLIGATORIO PARA EL INSPECTOR DE PUENTES CONFECCIONAR UNA RELACION NUMERICA A MENOS QUE HAYA SIDO INSTRUIDO PARA LLEVAR A CABO INSPECCIONES ESPECIFICAS SOBRE EVALUACIONES ESTRUCTURALES CUANTITATIVAS, SIN EMBARGO, SI DESEA UNA CALIFICACION NUMERICA DEBE

SEGUIR EL SISTEMA DE CALIFICACIONES EXPLICANDO A CONTINUACION.

LAS ANOTACIONES DE CALIFICACION "0", "1", "2", "3", "4" Y "5" SE APLICARAN A LOS COMPONENTES Y MIEMBROS EN GENERAL. LAS RECOMENDACIONES PARA ESTE SISTEMA SON LAS SIGUIENTES:

- "0" - PUENTE RECIENTE.
- "1" - BUENA CONDICION - NO REQUIERE REPARACIONES.
- "2" - DETALLES MENORES QUE NECESITAN REPARACION PARA MANTENIMIENTO.
- "3" - DETALLES MAYORES QUE NECESITAN REPARACION PARA MANTENIMIENTO. SU ATENCION PUEDE DIFERIRSE UN TIEMPO.
- "4" - REPARACIONES MAYORES QUE REQUIEREN APREMIO.
  - SUFICIENCIA MINIMA PARA TOLERAR EL TRANSITO PRESENTE-ES NECESARIA LA INMEDIATA REHABILITACION PARA CONSERVARLO ABIERTO.
- "5" - INSUFICIENCIA PARA TOLERAR LA PRESENTE CARGA PESADA-
  - JUSTIFICAR CERRAR EL PUENTE A CAMIONES.
  - INSUFICIENCIA PARA TOLERAR TODA CARGA VIVA - JUSTIFICA CERRAR EL PUENTE A TODO TRANSITO.
  - PUENTE REPARADO; ESTUDIAR SI ES DESEABLE REABRIR AL TRANSITO.
  - PUENTE EN CONDICIONES MAS ALLA DE REPARACION - PELIGRO DE INMEDIATO COLAPSO. SITUACION DE ALARMA.

## **AYUDAS Y NOTAS ACLARATORIAS**

- A) DESCRIPCION NARRATIVA: LAS DESCRIPCIONES Y OBSERVACIONES DE LAS CONDICIONES DE DETERIORO ESTRUCTURAL DEBEN SER CLARAS Y CONCISAS, EN LO POSIBLE. LA CALIDAD, SIN EMBARGO, ES ESENCIAL POR LO CONSIGUIENTE, EL REPORTE NARRATIVO DEBE SER DE EXTENSION MODERADA, SI BIEN, ALGUNAS VECES SE REQUERIRA ADECUAR EL REPORTE A LAS CONDICIONES DEL PUENTE.
- B) FOTOGRAFIAS: LAS FOTOGRAFIAS SIEMPRE SON DE GRAN AYUDA PARA QUIEN POSTERIORMENTE REVISE LOS REPORTES DE ESTRUCTURAS DE PUENTES. SON PARTICULARMENTE RECOMENDABLES LAS FOTOS TOMADAS DE CUALQUIER AREA PROBLEMATICA QUE NO HAYA SIDO COMPLETAMENTE EXPLICADA EN LA NARRACION DESCRIPTIVA. ES MUCHO MEJOR OMITIR LAS QUE SE CONSIDEREN QUE NO APORTAN CLARIDAD O DETALLES ACLARATORIOS AL REPORTE.
- CUANDO MENOS DEBEN SER TOMADAS UN MINIMO DE DOS FOTOGRAFIAS DE LA MISMA ESTRUCTURA. UNA DE ESTAS DEBE MOSTRAR LA ESTRUCTURA DESDE LA CARRETERA Y LA OTRA FOTOGRAFIA DEBE SER PANORAMA GENERAL DE LA ELEVACION LATERAL.
- C) RECOMENDACIONES: EL INSPECTOR DEBE HACER UNA LISTA DE ACUERDO A LA URGENCIA DE CUALQUIER REPARACION QUE SEA NECESARIA PARA EL MANTENIMIENTO INTEGRAL DE LA ESTRUCTURA Y SEGURIDAD PUBLICA.

- D) RESUMEN: UNA INSPECCION NO ESTA COMPLETA HASTA ESCRIBIR UN RESUMEN NARRATIVO Y DESCRIPTIVO DE LA CONDICION DE LA ESTRUCTURA.
- E) CONCLUSIONES: ASIMISMO, EL INSPECTOR COMO PROFESIONAL DE LA INGENIERIA CIVIL, QUIEN PLENAMENTE SE HAYA CAPACITADO Y ENTRENADO EN LA INSPECCION DE ESTRUCTURAS Y QUE A SU VEZ TENGA LA EXPERIENCIA NECESARIA PARA EMITIR JUICIOS DE VALOR SOBRE LA AUSCULTACION Y DIAGNOSIS DE LAS CAUSAS DE DETERIORO Y DEGRADACION DE LAS ESTRUCTURACIONES DE LOS PUENTES, QUIEN POR EXAMEN Y ANALISIS DE LAS OBSERVACIONES ESTE CAPACITADO PARA CALIFICAR UNA ESTRUCTURA; LO ESTA A SU VEZ, PARA APLICAR LOS CRITERIOS DE EVALUACION Y CALIFICACION DEL ESTADO O CONDICION ESTRUCTURAL DE UN PUENTE Y SUS OBRAS AUXILIARES, CON LA APLICACION DE LOS CONCEPTOS CONTENIDOS EN LA TABLA Nº I Y TABLA Nº II. CORRESPONDE AL SUPERVISOR DE ESTRUCTURAS, EN SU CARACTER DE INSPECTOR DE ORDEN SUPERIOR, DECIDIR Y VALIDAR TODAS LAS ACCIONES DE INSPECCION, CALIFICACION Y EVALUACION REALIZADAS POR SUS SUBALTERNOS EL INSPECTOR DE PUENTES, LOS CAPTADORES DE DATOS O INFORMACION Y SUS AYUDANTES.

## **FORMATOS TIPO PARA EVALUACION**

EN LOS PUENTES DE GRAN EXTENSION O COMPLEJOS EN SU ESTRUCTURACION, DEBEN USARSE FORMATOS Y EL CUADERNO DE NOTAS PARA REGISTRAR LOS RESULTADOS DE LA INSPECCION. SIN EMBARGO, PARA LOS PUENTES PEQUEÑOS CON ESTRUCTURACION SIMPLE, ES MAS CONVENIENTE USAR FORMATOS. ESTOS FORMATOS MUESTRAN LA CALIFICACION GENERICA DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN LA ESTRUCTURACION DE UN PUENTE. CUANDO SE USEN ESTOS FORMATOS, LA EVALUACION CON CALIFICACION NUMERICA Y LOS CORRESPONDIENTES COMENTARIOS U OBSERVACIONES, DEBEN SER ASENTADOS EXACTAMENTE COMO SE DESCRIBIO ANTES EN DIVERSAS PARTES DE ESTE MANUAL DE INSPECCIONES Y EVALUACIONES ESTRUCTURALES.

EL REPORTE DE LA INSPECCION DE UN PUENTE ES UN DOCUMENTO DE VALOR EXTREMO CUANDO ESTA CORRECTAMENTE COMPLETO. ASI PARA CADA NUEVA INSPECCION DE UNA ESTRUCTURACION DE UN PUENTE, SE REQUIERE TAMBIEN DE UN NUEVO REPORTE, PARA LOGRAR EL OBJETIVO FUNDAMENTAL DE LAS CINCO DIFERENTES CLASES O CATEGORIAS DE INSPECCION DE PUENTES A SABER:

- 1) PROVEER LA INFORMACION BASE QUE PERMITA TOMAR DECISIONES INMEDIATAS SOBRE LAS ACCIONES NECESARIAS PARA LIMITAR EL USO O CERRAR UNA ESTRUCTURA AL TRANSITO VEHICULAR, CUANDO LA INSPECCION REVELE QUE ES PELIGROSO SU USO POR EL PUBLICO.

- 2) DETERMINAR EL TAMAÑO DEL DETERIORO O DAÑO ESTRUCTURAL, GRANDE O MENOR, RESULTANDO DE LA DEGRADACION NATURAL O POR CUALQUIER OTRA CAUSA.
- 3) DESARROLLAR UNA HISTORIA CLINICA CRONOLOGICA DE LAS CONDICIONES DEL PUENTE, ESTO ES, PROVEER LAS BASES PARA ANALIZAR LA SIGNIFICANCIA DE LOS CAMBIOS ESTRUCTURALES.
- 4) PROPICIAR PROGRAMAS MAS EFICACES DE MANTENIMIENTO Y CONSERVACION DE LAS ESTRUCTURAS A TRAVES DEL CONOCIMIENTO OPORTUNO DE SUS DEFECTOS Y DEFICIENCIAS, ESTO ES, MINIMIZAR LOS COSTOS DE REPARACION.
- 5) MAXIMIZAR LA SEGURIDAD DE LOS USUARIOS A TRAVES DE LA ELIMINACION O CORRECCION DE LAS CONDICIONES ESTRUCTURALES PELIGROSAS PARA LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.
- 6) DECIDIR SOBRE LOS PROGRAMAS DE REEMPLAZO DE LAS ESTRUCTURACIONES DE LOS PUENTES, QUE POR SUS CONDICIONES ESTRUCTURALES DE INHABILITACION LO REQUIERAN.



## ESTADO O CONDICIÓN ESTRUCTURAL

| CALIFICACION | DESCRIPCION   | EXPLICACION   | CONDICION O ESTADO   |
|--------------|---|---|--|
| 0            | Estructuración nueva o reciente   | No existe daño o deterioro significativo. Esta calificación puede usarse hasta diez (10) años después de haberse puesto en operación.   | BUENO  |
| 1            | Buenas condiciones. No requiere reparación.   | Elementos de concreto con fisuramientos, astillamientos y escamaciones menores, de poco monto. No hay presencia de oxidación o corrosión en elementos principales. Existe oxidación o corrosión aislada en elementos secundarios.                       | Los elementos de la estructura y sus obras auxiliares son nuevas o en buenas condiciones. Es deseable el mantenimiento preventivo. |
| 2            | Buen estado genérico. Existe probabilidad de reparaciones menores.  | Daño o deterioro menor que probablemente no progrese en defecto serio, si no es reparado en pocos años (3 a 5). Incluye defectos que requieran atención relativa a mantenimiento preventivo.  |  |
| 3            | Condiciones regulares. Potencialmente existe posibilidad de reparación mayor.                                     | Daño o deterioro mayor en elementos principales y secundarios. Se incluye deterioro progresivo que pueda conducir a falla del elemento estructural. La capacidad de carga de la estructura aun no se ve seriamente reducida.                            | REGULAR  |
|              | Estado genérico regular. Potencialmente se requiere rehabilitación menor.   | Daño o deterioro mayor en elementos principales y secundarios más avanzado y extendido que en la calificación 2, requiere procedimientos de reparación y saneamiento estructural más extensivos y especializados.                                       | Los elementos del puente aún cumplen satisfactoriamente con su función, aunque se requieran trabajos de reparación.                |
| 4            | Condiciones marginales. Potencialmente se requiere rehabilitación mayor.  | Se aplica a elementos estructurales principales donde el deterioro o daño reduce seriamente la capacidad de carga del puente. Debe considerarse la posibilidad de limitación de carga viva.   | POBRE  |
|              | Estado estructural pobre. Se requiere reparación o rehabilitación de inmediato.                                   | Elementos estructurales principales deteriorados o dañados que reducen la capacidad para soportar la carga vehicular. Es necesario desarrollar el análisis estructural para determinar la capacidad de carga y las probables reducciones de carga viva. | Los elementos del puente aún desempeñan su función pero a bajo nivel. Requiere atención inmediata de reparación o reforzamiento.   |
| 5            | Estado crítico. El puente debe permanecer cerrado hasta que se complete su rehabilitación.                        | Elementos estructurales principales muy dañados que hacen impropio el uso del puente para cualquier carga viva, o que está en peligro de colapso aún con tránsito de vehículos ligeros.   | CRITICO  |
|              | Condición crítica. El puente debe cerrar el tránsito vehicular pero es rehabilitable.                             | El puente requiere rehabilitación completa aún más allá del reforzamiento. Es necesario un estudio para determinar su reconstrucción o modernización.   | Los elementos estructurales no desempeñan su función. No proporciona seguridad al tránsito vehicular.                              |
|              | Condición crítica. El puente debe ser cerrado y está más allá de su rehabilitación, es decir no es rehabilitable. | La estructuración dañada o deteriorada no acepta su reparación o rehabilitación. Debe ser desechada.  |  |

T A B L A N º 1

| CALIFICACION DE LA CONDICION O ESTADO ESTRUCTURAL DE TABLEROS DE CONCRETO |              |   |  |             |                   |                 |
|---|--------------|---|--|-------------|-------------------|-----------------|
| CLASIFICACION POR CATEGORIA DE CONDICION ESTRUCTURAL                      | CALIFICACION | DESCRIPCION DE LA CONDICION O ESTADO ESTRUCTURAL  | INDICADORES PORCENTUALES DE LA CONDICION ( en % del área del tablero)  |             |                   |                 |
|   |              |   | AGRIETAMIENTO  | DISREGACION | DESPORTILLAMIENTO | DESCONCHAMIENTO |
| CATEGORIA "0"<br>DETERIORO LIGERO   | 0            | Puente nuevo en buenas condiciones  | Ninguno  | Ninguno     | Ninguno           | Ninguno         |
|   | 1            | Buenas condiciones. No requiere reparación.   | < 6 %  | Ninguno     | Ninguno           | Ninguno         |
|   | 2            | Buen estado genérico. Potencialmente existe probabilidad de reparaciones menores.                                       | < 12 %   | < 4 %       | < 2 %             | Ninguno         |
| CATEGORIA "2"<br>DETERIORO MODERADO                                       | 3            | Condiciones regulares. Potencialmente existe probabilidad de reparación mayor.  | Desportillamiento > 2%, suma en todo el tablero. Agrietamiento hasta 20 % con disgregación < 8 % e inicios de desagregación. |             |                   |                 |
|   |              | Estado genérico regular. Potencialmente requiere rehabilitación menor.  | Superficie contaminada de grietas entre 20% y 40%; con disgregación suelta < 12%. Desagregación o formación de agujeros < 2% |             |                   |                 |
| CATEGORIA "3"<br>DETERIORO EXTENSIVO                                      | 4            | Condiciones marginales. Potencialmente se requiere rehabilitación mayor.  | Superficie contaminada de grietas entre 40% y 60%; disgregación < 15%. Desagregación o agujeros < 5%.                        |             |                   |                 |
|   |              | Estado estructural pobre o deficiente. Se requiere reparación o rehabilitación de inmediato                             | Agujeros o desagregación > 5%, no superior al 10%. Deterioro por disgregación y agrietamiento no menor de 60 %.              |             |                   |                 |
| CATEGORIA "4"<br>TABLERO ESTRUCTURALMENTE INHABIL                         | 5            | Estado crítico. El puente debe permanecer cerrado hasta que se rehabilite.  | Capacidad estructural del tablero muy escasa, impropia para seguir soportando carga viva.                                    |             |                   |                 |
|   |              | Condición crítica. El puente debe cerrarse. Estudiar si es rehabilitable.   | El deterioro o daño solo se puede reparar por reemplazo o reconstrucción.  |             |                   |                 |
|   |              | Condición crítica. El puente debe ser cerrado y no puede ser reparado por incapacidad estructural. No es rehabilitable. | Los huecos y agujeros del tablero ponen en peligro de falla otras secciones del tablero y aún la estructura.                 |             |                   |                 |

T A B L A N º I I

## REPORTE DE INSPECCION DE PUENTES

### EVALUACION ESTRUCTURAL.

|                                   |   |
|-----------------------------------|---|
| PUENTE (Nº de código) _____       | TIPO DE PUENTE (concreto, metálico, etc.) _____ |
| ENTIDAD (número codificado) _____ | SECCION (número codificado) _____               |
| NOMBRE _____                      | TIPO DE CRUCE (superior, inferior) _____        |
| CARRETERA _____                   |   |
| TRAMO _____                       | AÑO DE CONSTRUCCION _____                       |
| SUBTRAMO _____                    | TDPA _____                                      |
| KILOMETRO _____                   | CUADERNO DE NOTAS <u>    </u> Nº _____          |
| ORIGEN _____                      | INSPECTOR (firma y nombre) _____                |

#### TABLERO Y CALZADA

#### CALIFICACION

|   |                          |
|---|--------------------------|
| 1.- Superficie de rodamiento            | <input type="text"/>     |
| 2.- Tablero.- Condición Estructural     | <input type="text"/>     |
| 3.- Guarniciones                        | <input type="text"/>     |
| 4.- Faja central o camellón             | <input type="text"/>     |
| 5.- Banquetas                           | <input type="text"/>     |
| 6.- Parapetos: Pilastras                | <input type="text"/>     |
| 7.- Parapeto: viga o pasamanos          | <input type="text"/>     |
| 8.- Pintura                             | <input type="text"/>     |
| 9.- Drenes                              | <input type="text"/>     |
| 10.- Iluminación                        | <input type="text"/>     |
| 11.- Servicios                          | <input type="text"/>     |
| 12.- Estanqueidad de las juntas         | <input type="text"/>     |
| 13.- Juntas o Dispositivos de expansión | <input type="text"/>     |
| <br>CALIFICACION POR EL INSPECTOR       | <br><input type="text"/> |

#### OBSERVACIONES Y COMENTARIOS \_\_\_\_\_

---



---



---



---



---

## REPORTE DE INSPECCION DE PUENTES

### EVALUACION ESTRUCTURAL.

|                                   |   |
|-----------------------------------|---|
| PUENTE (Nº de código) _____       | TIPO DE PUENTE (concreto, metálico, etc.) _____ |
| ENTIDAD (número codificado) _____ | SECCION (número codificado) _____               |
| NOMBRE _____                      | TIPO DE CRUCE (superior, inferior) _____        |
| CARRETERA _____                   |   |
| TRAMO _____                       | AÑO DE CONSTRUCCION _____                       |
| SUBTRAMO _____                    | TDPA _____                                      |
| KILOMETRO _____                   | CUADERNO DE NOTAS Nº _____                      |
| ORIGEN _____                      | INSPECTOR (firma y nombre) _____                |

| SUPERESTRUCTURA                      | CALIFICACION         |
|--------------------------------------|----------------------|
| 1.- Dispositivos de Apoyo            | <input type="text"/> |
| 2.- Largueros                        | <input type="text"/> |
| 3.- Traveses o nervaduras            | <input type="text"/> |
| 4.- Vigas de Piso                    | <input type="text"/> |
| 5.- Armaduras: Genérico              | <input type="text"/> |
| Portales                             | <input type="text"/> |
| Contraventeo: Superior               | <input type="text"/> |
| Inferior                             | <input type="text"/> |
| 6.- Maquinaria (para tramos móviles) | <input type="text"/> |
| Pernos y Remaches.                   | <input type="text"/> |
| 7.- Soldadura-Grietas                | <input type="text"/> |
| 8.- Corrosión                        | <input type="text"/> |
| 9.- Oxidación                        | <input type="text"/> |
| 10.- Grietas en el concreto          | <input type="text"/> |
| 11.- Daños por colisión.             | <input type="text"/> |
| 12.- Deflexión bajo carga muerta     | <input type="text"/> |
| Deflexión bajo carga viva.           | <input type="text"/> |
| 13.- Alineación de los miembros      | <input type="text"/> |
| 14.- Vibraciones bajo carga viva.    | <input type="text"/> |
| 15.- CALIFICACION POR EL INSPECTOR   | <input type="text"/> |

OBSERVACIONES Y COMENTARIOS \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

**REPORTE DE INSPECCION DE PUENTES**

**EVALUACION ESTRUCTURAL.**

|                             |   |
|-----------------------------|---|
| PUENTE (Nº de código)       | TIPO DE PUENTE (concreto, metálico, etc.) |
| ENTIDAD (número codificado) | SECCION (número codificado)               |
| NOMBRE _____                | TIPO DE CRUCE (superior, inferior)        |
| CARRETERA _____             |   |
| TRAMO _____                 | AÑO DE CONSTRUCCION _____                 |
| SUBTRAMO _____              | TDPA _____                                |
| KILOMETRO _____             | CUADERNO DE NOTAS Nº _____                |
| ORIGEN _____                | INSPECTOR (firma y nombre) _____          |

| SUBESTRUCTURA                            |  | CALIFICACION         |
|--|--|----------------------|
| 1.- Estribos- Aleros                     |  | <input type="text"/> |
| Cuerpo y cabezal                         |  | <input type="text"/> |
| Zapatas                                  |  | <input type="text"/> |
| Pilotes                                  |  | <input type="text"/> |
| Erosión                                  |  | <input type="text"/> |
| Asentamiento                             |  | <input type="text"/> |
| 2.- Pilas                                |  | <input type="text"/> |
| Cabezal                                  |  | <input type="text"/> |
| Columna                                  |  | <input type="text"/> |
| Zapatas                                  |  | <input type="text"/> |
| Pilotes                                  |  | <input type="text"/> |
| Erosión de Cauce                         |  | <input type="text"/> |
| Socavación                               |  | <input type="text"/> |
| Asentamiento                             |  | <input type="text"/> |
| 3.- Inclinación de pilas o desplome      |  | <input type="text"/> |
| 4.- Grietas o descaramiento del concreto |  | <input type="text"/> |
| 5.- Corrosión del acero                  |  | <input type="text"/> |
| 6.- Arrastres                            |  | <input type="text"/> |
| 7.- Depositos o sedimentaciones          |  | <input type="text"/> |
| 8.- Pintura                              |  | <input type="text"/> |
| 9.- Daños por colisión.                  |  | <input type="text"/> |
| CALIFICACION POR EL INSPECTOR            |  | <input type="text"/> |

OBSERVACIONES Y COMENTARIOS \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_



**REPORTE DE INSPECCION DE PUENTES**

**EVALUACION ESTRUCTURAL.**

|                             |   |
|-----------------------------|---|
| PUENTE (Nº de código)       | TIPO DE PUENTE (concreto, metalico, etc.) |
| ENTIDAD (número codificado) | SECCION (número codificado)               |
| NOMBRE _____                | TIPO DE CRUCE (superior, inferior)        |
| CARRETERA _____             |   |
| TRAMO _____                 | AÑO DE CONSTRUCCION _____                 |
| SUBTRAMO _____              | TDPA _____                                |
| KILOMETRO _____             | CUADERNO DE NOTAS <u>    </u> Nº _____    |
| ORIGEN _____                | INSPECTOR (firma y nombre) _____          |

| CANAL DEL CAUCE, Y OBRAS DE PROTECCION | CALIFICACION |
|--|--------------|
|--|--------------|

|  |                          |
|--|--------------------------|
| 1.- Erosión del canal                    | <input type="checkbox"/> |
| 2.- Deslave de los terraplenes y taludes | <input type="checkbox"/> |
| 3.- Acarreo de la corriente              | <input type="checkbox"/> |
| 4.- Vegetación                           | <input type="checkbox"/> |
| 5.- Cambio del canal                     | <input type="checkbox"/> |
| 6.- Gaviones de defensa                  | <input type="checkbox"/> |
| 7.- Espolones o espingones               | <input type="checkbox"/> |
| 8.- Pedraplenes                          | <input type="checkbox"/> |
| CALIFICACION POR EL INSPECTOR            | <input type="checkbox"/> |

**OBSERVACIONES Y COMENTARIOS**

---



---



---



---



---



---



---



---



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

CURSOS INSTITUCIONALES  
MANTENIMIENTO Y REPARACION DE PUENTES DE CONCRETO

Del 23 al 27 de noviembre de 1998.  
TAMPICO, TAMAULIPAS

*TEMA*

*Sipumex: "Sistema de Puentes de México"*  
*Transportes Pesados.*  
*Manual del Usuario.*

Ing. Alberto Fregoso Vázquez  
Palacio de Minería  
Noviembre/1998.





**SIPUMEX**

**Sistema de Puentes de México**



Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México  
Subsecretaría de Infraestructura

Ministry of Transport, Denmark

Dirección General de Construcción y Conservación de Obra Pública

Road Directorate

---

## **9 Transportes Pesados**

### **Manual del Usuario**

---

Realizado por:

Søren Jespersen, RH&H Consult

Hans Henrik Christensen, RH&H Consult

y traducido por el Ing. Alberto Fregoso Vázquez, DGCC

---

1995.04.05

### 3. Evaluación de la Capacidad de Carga

| Contenido  | Página: |
|--|---------|
| 3. Evaluación de la Capacidad de Carga                       | 3 - 1   |
| 3.1 General  | 3 - 2   |
| 3.2 Carga  | 3 - 3   |
| Vehículos de Referencia                                      | 3 - 3   |
| Número y Posición de los Vehículos de Referencia             | 3 - 3   |
| Posición de Transportes Pesados con Restricciones de Tráfico | 3 - 4   |
| Combinaciones de Carga                                       | 3 - 5   |
| Factores de Carga  | 3 - 5   |
| Impacto  | 3 - 6   |
| 3.3 Análisis Estructural                                     | 3 - 7   |
| 3.4 Resistencias Locales                                     | 3 - 8   |
| Resistencia del Concreto                                     | 3 - 8   |
| Resistencia del Acero de Refuerzo                            | 3 - 8   |
| Resistencia del Concreto a la Flexión                        | 3 - 9   |
| Resistencia del Concreto al Cortante                         | 3 - 9   |
| Columnas de Concreto   | 3 - 9   |
| Resistencia del Acero Estructural                            | 3 - 9   |
| Resistencia de Conexiones Soldadas                           | 3 - 10  |
| Factor de Resistencia  | 3 - 10  |
| 3.5 Estado Límite de Servicio, Concreto                      | 3 - 12  |
| 3.6 Clasificación de la Capacidad de Carga                   | 3 - 13  |
| Factor de Clasificación, RF                                  | 3 - 13  |
| Clasificación de Puentes                                     | 3 - 14  |
| Entrada a la Base de Datos SIPUMEX                           | 3 - 14  |
| 3.7 Resistencia a la Carga Viva con Restricciones de Tráfico | 3 - 15  |
| Resistencia por Carga Viva                                   | 3 - 15  |
| Ancho de Distribución  | 3 - 15  |
| Problemas Locales  | 3 - 15  |
| Entrada a la Base de Datos SIPUMEX                           | 3 - 15  |

### 3.1 General

La Evaluación de la Capacidad de Carga está en principio llevada a cabo de acuerdo con las "Especificaciones Guía para la Evaluación de la Resistencia de Puentes Existentes de Acero y Concreto", de AASHTO 1989. En lo siguiente, la abreviatura EGER se utiliza cuando se haga referencia a estas especificaciones guía.

Las resistencias locales están en principio calculadas de acuerdo con AASHTO "Especificaciones Estándar para Puentes de Carretera", edición decimoquinta, 1992. En lo siguiente la abreviatura Especificaciones AASHTO, se utiliza cuando se haga referencia a estas especificaciones.

Sin embargo, algunas extensiones, modificaciones y adiciones se han hecho a las especificaciones anteriormente mencionadas con respecto a la carga y resistencias locales.

## 3.2 Cargas

**Vehículos de Referencia** Los vehículos de referencia se seleccionan como los vehículos mostrados en la Figura 3.1 y 3.2. El T3-S2-R4 es un tractor con semi-remolque y remolque con un peso total de 65.5 t. El T3-S3 es un tractor con semi-remolque con un peso total de 48.5 t. Estos vehículos representan la carga máxima por camión legal en México a partir del 1 de noviembre 1996, de acuerdo con el "Reglamento sobre peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción Federal", Secretaria de Comunicaciones y Transportes, 26. de Enero, 1994.

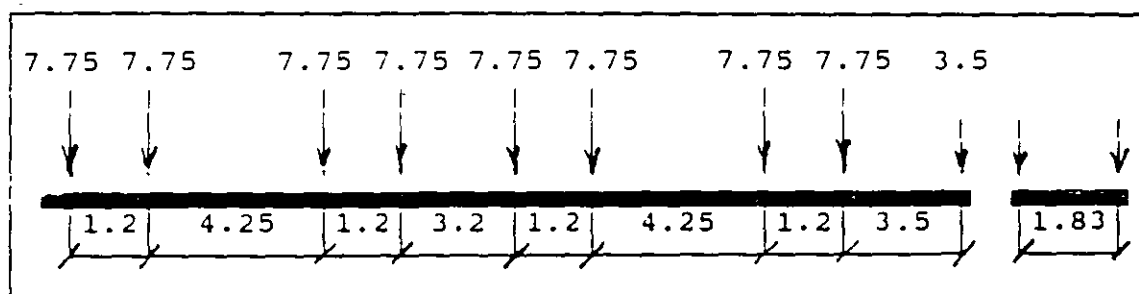


Figura 3.1 T3-S2-R4, Tractor semirremolque y remolque

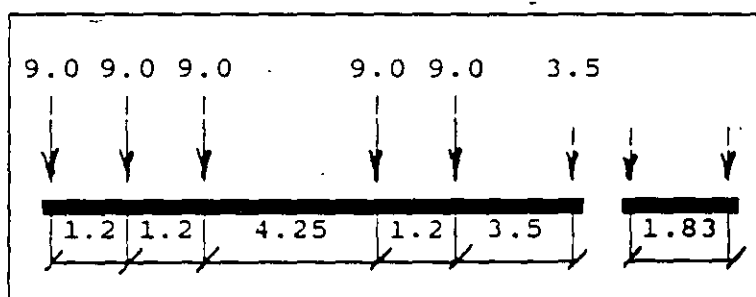


Figura 3.2 T3-S3, Tractor y semirremolque

### Número y Posición de los Vehículos de Referencia

En el cómputo de los efectos de la carga, para la evaluación del factor de clasificación de capacidad de carga, se considerará presente un vehículo en cada carril. La ubicación del vehículo en cada carril será de acuerdo con las Especificaciones AASHTO. El factor de reducción de carga viva, donde se carguen más de dos carriles, será de acuerdo con EGER.

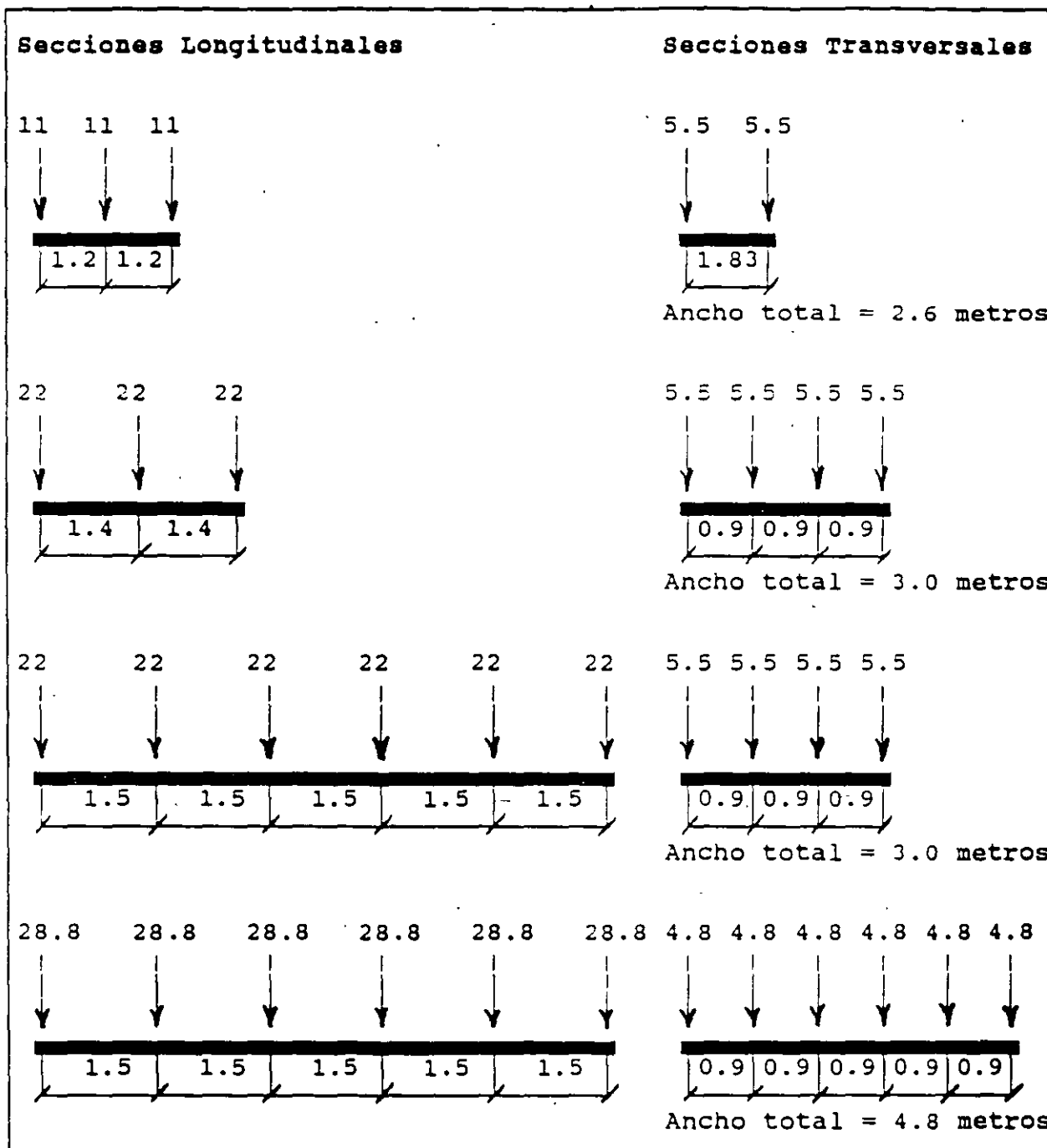


Figura 3.3 Transportes pesados con restricciones de tráfico

**Posición de Transportes Pesados con Restricciones de Tráfico**

Cuando se calculan los efectos de carga en la superestructura por transportes pesados con restricciones de tráfico, solamente un vehículo será considerado simétricamente situado sobre la línea de centro del puente. Para la distribución de la carga de evaluación y

efectos locales, la carga por rueda y las ruedas serán utilizadas las configuraciones mostradas en la figura 3.3. Solamente los resultados basados en los anchos totales: 2.6, 3.0 y 4.8 m se almacenan en la base de datos. Cuando se evalúen los efectos de los transportes con ancho de 3.0 metros totales, serán considerados ambos vehículos mostrados..

#### Combinaciones de Carga

Normalmente solamente se considera el estado límite último (ELU). Si el cálculo de la resistencia última de la superestructura de una estructura de concreto armado está basado en la teoría de la plasticidad (articulaciones plásticas, líneas de fluencia) el Estado de Límite de Servicio (ELS) será considerado para evitar las grietas gruesas y las deformaciones permanentes provocadas por fluencia.

En estructuras de concreto armado la fatiga normalmente no es un problema. Sin embargo, puede ser un problema, si hay componentes donde los efectos (alternos) de carga viva son los efectos de carga más dominantes y donde el nivel de esfuerzos sea alto (e. g. las losas de cubierta delgadas sin pavimento). Concerniente a la evaluación del riesgo de ruptura por fatiga en el refuerzo, la referencia se hace a las Especificaciones AASHTO.

En las estructuras de acero y en las estructuras compuestas (acero / concreto) la fatiga es con frecuencia un problema debido a la razón alta entre carga viva y la carga muerta. La fatiga es especialmente un problema cuando los detalles de soldadura contienen grandes concentraciones de esfuerzo (como las estructuras de Tridilosa). Concerniente a la evaluación del riesgo de ruptura por fatiga en las estructuras de acero, la referencia se hace a las Especificaciones AASHTO.

#### Factores de Carga

Cuando se computen los efectos de carga para la evaluación del factor de clasificación de capacidad de carga, los factores de carga serán incluidos de acuerdo con EGER, la cual tiene en cuenta una cierta proporción de sobrecarga (en dependencia de la imposición de las restricciones de peso y el volumen de tráfico actual), la presencia de vehículos con otras configuraciones y pesos

por eje así como la presencia múltiple de vehículos en la misma vía o carril.

Si se considera el Estado Límite de Servicio (ELS), todos los factores de carga son igual a 1.0.

**Impacto**

Cuando se computan los efectos de carga para la evaluación de la capacidad para llevar carga, será incluido un factor de impacto. Cuando las condiciones del acceso y de la cubierta han sido recientemente inspeccionadas, puede ser utilizado el impacto permitido en las EGER. En todos lo demás casos serán utilizados los valores de las Especificaciones AASHTO.

Estos valores también se utilizan en el Estado Límite de Servicio.

### 3.3 Análisis Estructural

El Análisis estructural puede ser llevado a cabo de acuerdo con las Especificaciones de AASHTO.

Alternativamente, pueden ser utilizados análisis más elaborados (elemento finito etc.), como los programas de Diseño de Puentes de RH&H Sistema-PC.

En caso de utilizar métodos alternativos, se aplica un factor de corrección, referido por EGER en la tabla 1. El factor de corrección será utilizado para aumentar el factor de carga tomado de la tabla 2 en EGER. Este factor solamente se utiliza para la carga viva en conexión con la distribución de carga de las cargas vehiculares.

**Note**, que los siguientes programas en el Diseño de Puentes de RH&H, Sistema-PC solamente trabajan con las unidades de acuerdo al Sistema SI, 1):

- Parte 7, "Análisis Estático de una Sección Recta"
- Parte 8, "Análisis de Columnas de Concreto"
- Parte 14, "Diseño de Superestructura, Puentes de Concreto (2 D)"
- parte 15, "Diseño de Superestructura, Puentes de Concreto de losa-viga (3 D)"

Los programas restantes trabajan con cualquier sistema consistente de unidades; pero para obtener resultados con un número razonable de dígitos es aconsejable utilizar el Sistema-SI.

1) El Sistema-SI (Sistema Internacional de Unidades) es un sistema métrico, que utiliza el Newton como unidad fuerza. Las siguientes conversiones son aplicables:

$$1 \text{ Mpa (N/mm}^2 \text{ or MN/m}^2) = 10.197 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN} = 101.97 \text{ kgf} = 0.10197 \text{ ton}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.098067 \text{ Mpa}$$

$$1 \text{ ton} = 1000 \text{ kgf} = 9.8067 \text{ kN}$$



### 3.4 Resistencias Locales

La Resistencia Local nominal puede ser calculada de acuerdo con las Especificaciones AASHTO, el Método de Diseño de Resistencia (Diseño de Factor de Carga).

Alternativamente, pueden ser utilizados los programas del Diseño de Puentes de RH&H, Sistema-PC.

El cálculo de la resistencia tomará en consideración los efectos del deterioro observado en el campo, como pérdida de concreto o el área transversal del acero y la disminución en la resistencia.

#### Resistencia del concreto

La resistencia a la compresión del concreto sano será supuesta igual a la resistencia requerida en los planos. Si esta información no es disponible, la resistencia definitiva a la compresión se fijará en 200 kgf/cm<sup>2</sup>.

Para concreto insano o deteriorado, esta resistencia definitiva será reducida, pero no menos que 2/3 de 200 kgf/cm<sup>2</sup> = 133 kgf/cm<sup>2</sup>.

Los resultados de las pruebas de la resistencia del concreto en el campo serán tomados en cuenta en caso de resistencia reducida.

#### Resistencia del Acero de Refuerzo

La resistencia de fluencia del acero de refuerzo será supuesta igual a la resistencia de fluencia requerida de los planos. Si esta información no está disponible la resistencia de fluencia será 2300 kgf/cm<sup>2</sup> en los puentes construidos antes de 1980 y 4000 kgf/cm<sup>2</sup> en los puentes construidos después de 1980.

Si la condición del elemento de puente en cuestión y/o documentos del período de construcción indican que otro tipo de acero de refuerzo se utilizó al originalmente especificado, es recomendable tomar una muestra de prueba del refuerzo para probar en el laboratorio.

**Resistencia del Concreto  
a la Flexión**

La resistencia a la flexión de miembros concreto puede ser calculada ya sea por los métodos descritos en las Especificaciones AASHTO o por medio del Diseño de Puentes RH&H Sistema-PC.

Si se utiliza el Diseño de Puentes RH&H Sistema-PC "Análisis Estático de una Sección Recta", el valor de entrada para la resistencia del concreto deberá ser  $0.85 f_c'$ , donde  $f_c'$  es el valor medio. Después, deberá aplicarse el factor de reducción de resistencia. Si la carga aplicada incluye una fuerza normal, la entrada para el programa debería ser  $N = P_u/\phi$ . Los factores de seguridad para el concreto y el refuerzo se establecen igual a 1.0.

**Resistencia del Concreto  
al Cortante**

La resistencia al cortante de miembros de concreto puede ser calculada ya sea por los métodos en las especificaciones AASHTO para Puentes de Carretera o por medio del método de la Analogía/de la Armadura en el Alma, descrito en el Apéndice A.

**Columnas de Concreto**

Las columnas de concreto pueden ser calculadas ya sea por los métodos descritos en las Especificaciones AASHTO o por medio del SISTEMA-PC de Diseño de Puentes de RH&H.

Si se utiliza el PROGRAMA-PC de RH&H de Diseño de Puentes "Análisis de Columnas de Concreto", la resistencia del concreto utilizada como valor de entrada deberá ser  $0.85 f_c'$ , donde  $f_c'$  es el valor medio. Las cargas aplicadas (fuerza normal y momento flexionante) deberán ser la carga factorizada ( $N = P_u/\phi$ ,  $M = M_u/\phi$ ) y los factores de seguridad para el concreto y el refuerzo serán igual a 1.0. El criterio de esfuerzo es  $f_s \leq f_y$  para el refuerzo.

**Resistencia del Acero  
Estructural**

El límite de fluencia del acero estructural será supuesto igual al límite de fluencia requerido de los planos. Si esta información no es disponible, la resistencia a la fluencia se fijará en  $2300 \text{ kgf/cm}^2$ .

Cuando se ejecutan las pruebas para evaluar el esfuerzo de fluencia, los valores medios serán reducidos en 10%

para producir la resistencia de fluencia nominal. Donde se ejecuten más de 3 pruebas en un tamaño individual de secciones o espesor de placa, la resistencia de fluencia nominal puede ser el valor medio menos dos veces la desviación estandar.

#### Resistencia de Conexiones Soldadas

Normalmente, el metal de soldadura puede suponerse que tiene la misma resistencia que el metal base. Sin embargo, donde la soldadura ha sido ejecutada en los aceros no soldables, este no es el caso.

Un ejemplo en los puentes tipo espacial (Tridilosa), donde la soldadura se ejecuta en las barras deformadas con un contenido muy alto de carbono. Estas soldaduras no tienen la resistencia de las barras y aún más las soldaduras son quebradizas. Eso significa que puede desarrollarse una posible ruptura sin ninguna advertencia.

Este tipo de problemas deberán evaluarse por los especialistas en metalurgia y están fuera del alcance de este manual.

#### Factor de resistencia $\phi$

Los Factores de Resistencia mostrados en EGER, Tabla 3 (a), sección I, serán utilizados para los miembros en buena condición. La influencia del nivel de la inspección y el mantenimiento está dada en, Tabla 3 (a), sección III y IV. La influencia del deterioro dada en la sección II no se utiliza.

Para los puentes de DGCC no se usa ninguna reducción de  $\phi$ , cuando la clasificación de condición es 0, 1, 2 y 3. Si la clasificación de condición es 4 o 5, una inspección especial debería ejecutarse para determinar la reducción requerida.

La inspección especial involucra la medición de pérdida del área transversal en las secciones críticas. La evaluación de capacidad de carga real deberá estar basada en estas mediciones. Ninguna reducción del factor de resistencia se toma en cuenta a menos que el desarrollo de daño sea serio y ningún seguimiento de inspecciones se lleva a cabo regularmente hasta el momento de reparación.

Normalmente sólo la superestructura de un puente es tasada. Si los apoyos y/o las cimentaciones tienen calificación de condición 4 o 5, también debe considerarse su capacidad.

Note, que las grietas comunes por flexión y cortante de concreto no son clasificadas como deterioro. La evaluación de resistencia en sí revelará las deficiencias estructurales. Normalmente, deterioro significa pérdida del área transversal (acero y/o concreto).

Note, que la escala para la clasificación de condición referida en EGER, Tabla 3 (a), sección II, punto 4 respecto a la consideración de condición es diferente de la escala utilizada por DGCC EN SIPUMEX. AASHTO Utiliza normalmente la escala desde 0 a 9 (9 mejor, 0 pésima), mientras DGCC/SIPUMEX utiliza una escala desde 0 a 5 (0 mejor, 5 pésima).

### 3.5 Estado Límite de Servicio, Concreto

Las reglas para la evaluación de capacidad de carga, dada en este manual, conciernen principalmente con la seguridad de los puentes en el estado límite último.

Esto significa que el exceso de "esfuerzos permisibles" pueden ocurrir en el estado de límite de servicio. Esto es aceptable tanto como las consecuencias de que, como la grieta aumenta el ancho (y deflexiones) es aceptable y ninguna deformación permanente provocada por fluencia tiene lugar.

Por lo tanto, la determinación de la capacidad de carga estará seguida por un chequeo de los esfuerzos y anchos de grieta (y deflexiones en casos especiales).

Lo siguientes límites para anchos de grieta pueden ser considerados como una guía.

| Clase de Ambiente | Ancho máx. de Grieta, Concreto Reforzado | Ancho máx. de Grieta, Concreto Presforzado |
|-------------------|--|--|
| Agresivo          | 0.25                                     | 0.10                                       |
| Moderado          | 0.35                                     | 0.15                                       |
| Pasivo            | 0.45                                     | 0.20                                       |

*Tabla 3.1 Ancho de Grietas Recomendado*

Los límites para anchos de grieta de las grietas de cortante (y grietas por flexión en el alma sobre el refuerzo principal) en las vigas, se autoriza exceder los límites dados en la tabla, si el riesgo de la corrosión es sin importancia.

Normalmente, el ancho de grieta se calcula utilizando práctica común y las fórmulas. Cálculos más detallados pueden llevarse a cabo usando las fórmulas del Apéndice C.

### 3.6 Clasificación de Capacidad de Carga

**El Factor de clasificación RF** La Evaluación de Capacidad de Carga se expresa por el Factor de Clasificación, RF, como se define debajo (ver también EGER). El factor de clasificación está basado solamente en el análisis del estado límite último.

El factor de clasificación se calcula en el siguiente modo.

$$RF = \frac{\phi R_u - \gamma_D D}{\gamma_L L (1 + I) C_r}$$

Donde:

- $\phi R_u$  = Resistencia local o seccional
- $\gamma_D D$  = Carga muerta factorizada
- $\gamma_L L$  = Carga viva factorizada de los vehículos de referencia
- $1 + I$  = Impacto, Carga viva
- $C_r$  = Factor de corrección para análisis (referencia EGER, tabla 1)

El Factor de Clasificación del puente es el valor más pequeño de RF obtenido, utilizando la fórmula mostrada anteriormente en las secciones críticas del puente.

Cuando el Factor de Clasificación es  $\geq 1.0$ , el puente tiene la seguridad adecuada contra colapso, cuando se carga con los camiones legales en los caminos de clasificación A y B, incluyendo impacto y sobrecargas comunes.

Comparando la carga legal de camión en los caminos de clase C con aquellos en los caminos de clasificación A y B, uno encuentra que el Factor de Clasificación para los puentes en los caminos en la clase C debería ser  $\geq 0.89$ .

Así mismo uno encuentra que el Factor de Clasificación para los puentes en los caminos en la clase D debería ser  $\geq 0.79$ .

**Clasificación de Puentes**

Cuando sean instrumentados los Factores de Clasificación pueden ser utilizados en la planeación de los trabajos de reforzamiento de los puentes. Para hacer comparable la clasificación de los puentes sobre las diferentes clases de camino. El sistema SIPUMEX produce listas, donde los puentes se ordenan después efectuar el cociente entre el Factor de Clasificación de Carga real y el Factor de Clasificación de Carga mínimo para la clase de camino real.

**Entrada a la Base de Datos  
SIPUMEX**

El resultado de la evaluación de capacidad de carga, el Factor de Clasificación, se almacena bajo el número relevante de puente junto con la longitud del claro crítico (el claro con más baja clasificación) y clasificación del camino llevado por el puente. La clase de camino puede encontrarse en un apéndice del "Reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción Federal", Secretaria de Comunicaciones y Transportes, 26. de Enero, 1994.

### 3.7 Resistencia a la Carga Viva con Restricciones de Tráfico

#### Resistencia a la carga viva

La resistencia a la carga viva se define como el factor de resistencia local después de la resta del efecto de la carga muerta factorizada:

$$\text{Resistencia a la carga viva} = \phi R_u - \gamma_D D$$

La ocurrencia de la carga muerta, no mostrada sobre los planos, será tomada en cuenta. Un ejemplo típico de esto es el espesor excesivo del pavimento

#### Ancho de Distribución

Puentes, donde solamente una parte de la sección recta es efectiva para llevar la carga viva (e. g. puente de losa plana ancha con longitud de claro corta), deberá calcularse con diferente ancho de la carga viva, referido en la sección 3.2, "Posición de Transportes Pesados con Restricciones de Tráfico".

La resistencia a la carga viva será calculada como la resistencia local factorizada de la parte efectiva de la sección recta, sustrae tal parte del efecto de carga muerta factorizada que se lleva por la parte efectiva de la sección recta.

#### Problemas locales

En algunos casos, la resistencia global de la superestructura de un puente permite pasar a un transporte pesado, mientras que la resistencia baja de una losa entre vigas y diafragmas puede poner un límite a la carga máxima por rueda o límite a la carga máxima de grupos de ruedas (línea de cargas o cargas distribuidas). En estos casos y en los casos similares, se harán notas en la base de datos que expliquen la condición especial.

#### Entrada a la base de datos de SIPUMEX

El cálculo de resistencias locales factorizadas, junto con los efectos correspondientes de carga muerta, se almacenan bajo el número relevante del puente junto con la longitud del claro crítico (el claro con más baja resistencia). Los valores de la resistencia local a fuerza cortante y momento flexionante y correspondiente fuerza cortante y momento flexionante de carga muerta se



almacenan correspondiendo a los tres anchos de los transportes pesados: 2.6, 3.0 y 4.8 metros. También en lo posible serán almacenadas las notas referidas a los anteriormente mencionados "Problemas Locales", así como la identificación de la parte responsable de los cálculos.

---

## 4. Clasificación de Vehículos

| Contenido                              | Página: |
|--|---------|
| 4. Clasificación de Vehículos          | 4 - 1   |
| General                                | 4 - 2   |
| Información del Vehículo               | 4 - 2   |
| Factor de Clasificación del Vehículo   | 4 - 2   |
| Vehículos con Restricciones de Tráfico | 4 - 3   |

## 4. Clasificación de Vehículos

### General

La clasificación del vehículo, es una simple comparación de los momentos flexionantes máximos y las fuerzas cortantes máximas provocadas por un vehículo actual y aquellos provocadas por los vehículos de referencia.

Los vehículos de referencia se definen en la sección 3.3.

Se utiliza un análisis bidimensional simple para la evaluación de los efectos de carga.

### Información del vehículo

Es necesaria la siguiente información para clasificar un vehículo real:

- Identificación del Vehículo
- Longitud total del vehículo 1)
- Altura total del vehículo 1)
- Ancho total del vehículo 1).
- Número de ejes.
- Distancia entre ejes
- Carga en los ejes (sin impacto)

1) Esta información no es necesaria para la clasificación del vehículo, pero necesaria para la verificación de limitaciones geométricas.

Para vehículos, con ancho mayor que 2.6 metros (medidos desde fuera a fuera de las llantas externas), la información sobre la posición de las ruedas sobre los ejes es necesaria para la determinación del ancho de distribución, ver la sección 3.2, "Posición de Transportes Pesados con Restricciones de Tráfico".

### Factor de Clasificación del vehículo

La fuerza cortante máxima y momento flexionante máximo que es producido por el vehículo real en un tramo simplemente soportado, de una viga de un tramo, se encuentra para los claros en el rango desde 4 metros a 60 metros. Estas fuerzas locales se dividen con los efectos correspondientes de los vehículos de referencia por cada longitud de claro y por tanto las fuerzas cortantes como los momentos flexionantes. Por cada longitud de claro el cociente mayor se selecciona como el factor de Clasificación del Vehículo.

#### 4. Clasificación de Vehículos

---

##### **Vehículos con Restricciones de Tráfico**

Los factores de clasificación de vehículos solamente se utilizan cuando se evalúan los transportes pesados sin restricciones de tráfico. Cuando se evalúan los transportes pesados con restricciones de tráfico en los puentes de claro simple, las fuerzas cortantes máximas y los momentos flexionantes máximos deben ser comparados con las resistencias locales de los puentes reales, se hace referencia a la sección 2.2, "Puentes".

## 5. Administración de Transportes Pesados

| Contenido   | Página: |
|---|---------|
| 5. Administración de Transportes Pesados                | 5 - 1   |
| Transportes Pesados <u>sin</u> Restricciones de Tráfico | 5 - 2   |
| Transportes Pesados <u>con</u> Restricciones de Tráfico | 5 - 4   |

## 5. Administración de Transportes Pesados

La base para la administración de Transportes Pesados es la clasificación de capacidad de carga de los puentes, referida en la sección 3.6, y la clasificación del vehículo, referida al capítulo 4.

### Transportes pesados sin Restricciones de Tráfico

Transportes Pesados sin Restricciones de Tráfico que se pretenden pasar por los puentes, serán administrados según los siguientes pasos:

1. Revisar que las dimensiones y el peso total del transporte está dentro de las limitaciones legales para la clase de camino en cuestión.
2. Ejecutar la Clasificación del Vehículo utilizando el sistema SIPUMEX. Los resultados se presentan como se muestra en el apéndice D. El Factor de Clasificación del Vehículo se define por cada longitud de claro 4, 7, . . . 60 metros como el valor mayor de los factores de clasificación del vehículo para la fuerza cortante y el momento flexionante respectivamente.
3. El Factor de Clasificación del Vehículo para la longitud de claro relevante es comparado con el Factor de Clasificación de Carga de cada puente, que el transporte pesado va a pasar. Un impreso está disponible del Sistema de SIPUMEX mostrando los Factores de Clasificación para los puentes de los caminos dados junto con el Factor de Clasificación del Vehículo correspondiente a la longitud de claro de cada puente individual. Un ejemplo de este impreso se muestra en el apéndice D.
4. Si el Factor de Clasificación del Vehículo es  $\leq$  Factor de Clasificación de Carga de todos los los puentes sobre la ruta seleccionada, deberán revisarse notas eventuales sobre factor de clasificación para los claros más largos que 22 metros en la base de datos de SIPUMEX. Si hay

## 5. Administración de Transportes Pesados

---

las notas, no, o si el transporte pesado cumple las notas, se emite el permiso. Si esto no es el caso, una o más de las siguientes posibilidades serán investigadas:

- A. Encontrar una ruta alterna, entre el punto de comienzo y el punto final del transporte, con puentes con Factores de Clasificación más altos. El Mapa de Puentes del Sistema de SIPUMEX (cuando se instrumenta) muestra los factores de clasificación de los puentes en un área, en código de color y de ese modo facilitarán la selección de una ruta alterna.
- B. Si se lleva a cabo una detallada y confiable verificación del peso real del transporte, es posible levantar los Factores de Clasificación de los puentes (solamente cuando se contempla el transporte real, por supuesto) con un factor correspondiente al cociente entre el factor de carga para los caminos sin la imposición de los límites de carga con y caminos con imposición de los límites de carga. Para las carreteras de volumen pesado (más de 1000 camiones al día) el cociente es  $1.8/1.45 = 1.24$ . Para las carreteras de bajo volumen (menos de 1000 camiones al día) el cociente es  $1.65/1.30 = 1.27$ . (refierase a EGER, Tabla 2). Se presupone que el cálculo de los Factores de Clasificación están hechos con los factores de carga que corresponden a fuentes significativas de sobrecarga sin la imposición efectiva.
- C. Si efectivamente se obliga un límite de velocidad sobre el transporte, es posible levantar los Factores de Clasificación de los puentes (solamente cuando se contempla el transporte real, por supuesto) con un factor correspondiente al cociente entre el factor de impacto a la velocidad normal y el factor de impacto a la velocidad obligada. En velocidades  $\leq 10$  km / hora el impacto se estima en 0. En las velocidades  $\leq 30$  km / hora el impacto aplicable se estima en  $1/3$

## 5. Administración de Transportes Pesados

del impacto aplicable a velocidades normales.

Factor de Impacto = 1 + impacto aplicable.

| Longitud del claro, m | Velocidad $\leq$ 10 km/h | Velocidad $\leq$ 30 km/h |
|-----------------------|--------------------------|--------------------------|
| 4                     | 1.30                     | 1.18                     |
| 7                     | 1.30                     | 1.18                     |
| 10                    | 1.30                     | 1.18                     |
| 15                    | 1.29                     | 1.17                     |
| 20                    | 1.26                     | 1.16                     |
| 30                    | 1.22                     | 1.14                     |
| 40                    | 1.20                     | 1.12                     |
| 50                    | 1.17                     | 1.11                     |
| 60                    | 1.16                     | 1.10                     |

*Tabla 5 Levantado de los Factores de Clasificación*

Se presupone que el cálculo de los Factores de Clasificación se hizo con el impacto aplicable conforme a las Especificaciones AASHTO.

- D. Hacer el análisis más detallado de los puentes críticos para descubrir las posibles reservas para llevar carga.

Si el Factor de Clasificación aún es demasiado bajo, el permiso para pasar sin restricciones de tráfico no será emitido.

### Transportes pesados con Restricciones de Tráfico

Transportes pesados, que se pretenden pasar por los puentes a baja velocidad a lo largo de la línea de centro de los puentes, cuando los puentes se cierran a otro tráfico, serán administrados según los siguientes pasos:

1. Si la altura máxima del transporte es más de 4.15 metros, debe revisarse el espacio libre vertical de los puentes en la ruta seleccionada. Un impreso está disponible en el Sistema SIPUMEX



## 5. Administración de Transportes Pesados

---

mostrando los claros libres verticales de los puentes en un camino dado.

2. Si el máximo ancho del transporte es más de 2.60 metros, se revisará el claro horizontal bajo los puentes sobre la ruta seleccionada. También será revisado el ancho de los puentes, por los cuales el transporte pasará. Un impreso está disponible en el Sistema SIPUMEX mostrando el ancho de los puentes entre las guarniciones. Observar que el ancho entre guarnición y guarnición puede estar interrumpido en dos partes por un camellón.
3. Revisar que la ruta seleccionada, afuera de los puentes, permite pasar el transporte (curvas estrechas, postes, señales, etc.).
4. Si todos los los puentes sobre el itinerario seleccionado son puentes de claro simples, entonces proceda al párrafo 5. Para otros tipos de puentes es necesario calcular los efectos de carga viva utilizando la configuración de carga del transporte pesado.
5. Encontrar la fuerza cortante máxima y el momento flexionante máximo para el transporte pesado real utilizando el Sistema SIPUMEX. Los resultados, para las longitudes de claro 4, 7, . . . . . 60 metros, se presentan como se muestra en el apéndice D. Si el transporte pesado se está conduciendo a más de 10 km/hora, el eje carga será multiplicado por un factor de impacto, que se utilizará como entrada en el Sistema SIPUMEX. Si la velocidad es por debajo de 30 km/hora el impacto permitido se estima 1/3 del impacto a velocidades normales.
6. La fuerza cortante máxima y el momento flexionante máximo del transporte pesado, para las longitudes de claro relevantes, son comparadas con las resistencias correspondientes a la carga viva de cada puente, el transporte pesado que va a pasar. Un impreso está disponible del Sistema SIPUMEX, mostrando, por cada puente en un camino dado, la fuerza cortante máxima y el momento flexionante máximo del transporte

## 5. Administración de Transportes Pesados

---

pesado y las resistencias correspondientes a la carga viva del puente. Aún más los cocientes entre las resistencias a la carga viva y las fuerzas correspondientes del transporte pesado se calculan por el sistema y el más bajo valor del cociente se imprime por cada puente. Si el cociente impreso (llamado el "Factor de Carga Mínimo") es igual a 1.3, los efectos combinados de carga viva factorizada y carga muerta factorizada es igual a la resistencia local factorizada de la estructura del puente.

7. Evaluar o no el valor del Factor de Carga Mínimo permitirá pasar al transporte pesado. Si se mantiene el nivel normal de seguridad durante el paso del transporte pesado, el Factor de Carga Mínimo deberá ser no menor que 1.3.
8. Si el Factor de Carga Mínimo se considera suficiente eventualmente, serán revisadas las notas referentes a la carga viva en la base de datos de SIPUMEX. Si hay las notas no, o si el transporte real cumple las notas, el permiso se emite. Si las notas no se cumplen, la compañía responsable de la transportación deberá presentar un plan para el reforzamiento provisional de las partes débiles del puente, antes de que un permiso condicional pueda ser emitido.

Si el Factor de Carga Mínimo no se considera suficiente, una o más de las siguientes posibilidades serán investigadas:

- A. Encontrar una ruta alterna, entre el punto de partida y el punto de terminación del transporte, con puentes con los Factores de Clasificación más altos. El Mapa de Puentes del Sistema SIPUMEX (cuando se instrumenta) muestra los factores de clasificación de los puentes en un área y de ese modo facilitará la selección de una ruta alterna.
- B. Hacer el análisis más detallado de los puentes críticos para descubrir las posibles reservas para llevar carga.

## 5. Administración de Transportes Pesados

---

- C. Seleccionar otro camión que distribuya la carga sobre un área mayor.

## **Apéndice A**

### **Capacidad al Cortante, Concreto**

---

## Capacidad al cortante, Concreto

| Contenido  | Página: |
|--|---------|
| 1. Introducción  | 2       |
| 2. Capacidad al cortante, Analogía de la Armadura                  | 2       |
| 3. Cortante-Flexión Combinadas                                     | 11      |
| 4. Capacidad al cortante, vigas y losas no reforzadas por cortante | 13      |
| 5. Capacidad al cortante, Juntas de Construcción                   | 14      |

**1. Introducción**

Este Apéndice esta basado principalmente en el Código Danés de Práctica para el Uso Estructural de Concreto, DS 411, 3. edición marzo de 1984.

**2. Capacidad al cortante, Analogía de la Armadura****Esfuerzo nominal de cortante**

El esfuerzo nominal de cortante en una viga y en la sección recta de una losa se define como:

$$\tau = \frac{V}{bh_i}$$

donde

- V = fuerza cortante de diseño en la sección  
 b = ancho en la sección recta (ancho del alma en las vigas)  
 h<sub>i</sub> = brazo de palanca interno

La fuerza de diseño de cortante V se determina como

$$V = V_0 - V_c - V_t - V_p$$

donde

- V<sub>0</sub> = fuerza cortante interna consistente con el momento flexionante interno M provocado por la carga aplicada.  
 V<sub>c</sub> = Fuerza componente perpendicular al eje longitudinal en la zona de compresión, positiva en la misma dirección que V<sub>0</sub>.  
 V<sub>t</sub> = Fuerza componente perpendicular al eje longitudinal en la zona de tensión, positiva en la misma dirección que V<sub>0</sub>.  
 V<sub>p</sub> = Fuerza componente perpendicular al eje longitudinal del refuerzo de presfuerzo inclinado/desviado, positiva en la misma dirección que V<sub>0</sub>.

V<sub>p</sub> no puede exceder el valor correspondiente al esfuerzo de fluencia, ó 0.2 % el esfuerzo de prueba, del refuerzo de presfuerzo.

Cuando se calcula V<sub>c</sub> y V<sub>t</sub>, la variación de la fuerza de compresión y la fuerza de tensión provocadas por el momento flexionante actuante, deberá tomarse en cuenta.

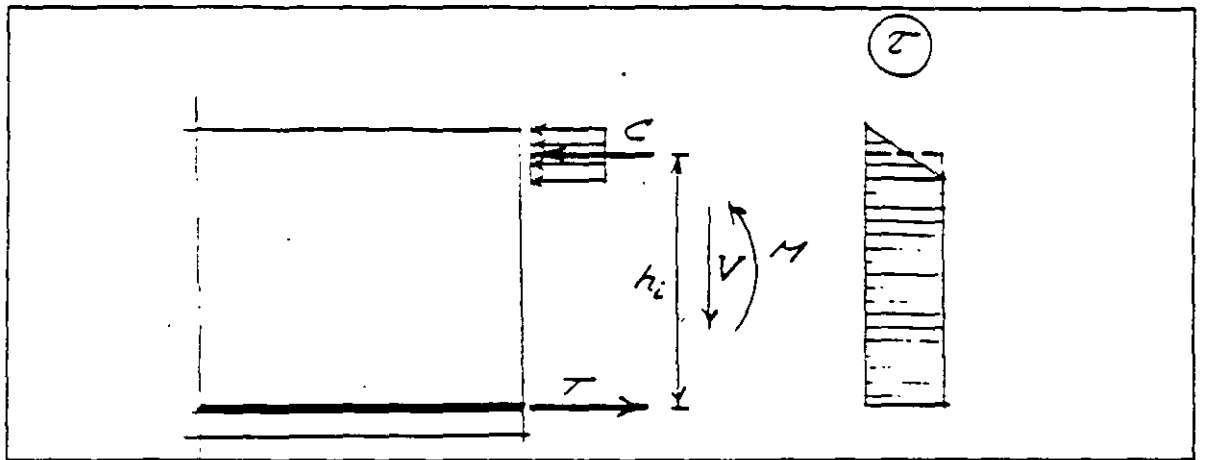


Figura A.1 Distribución de esfuerzo de cortante

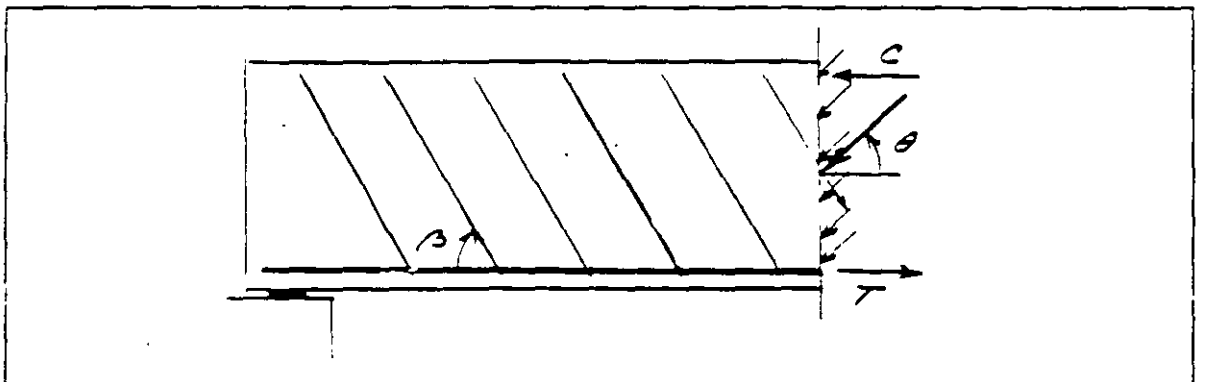


Figura A.2 Definición de ángulo de los puntales y ángulo de los estribos

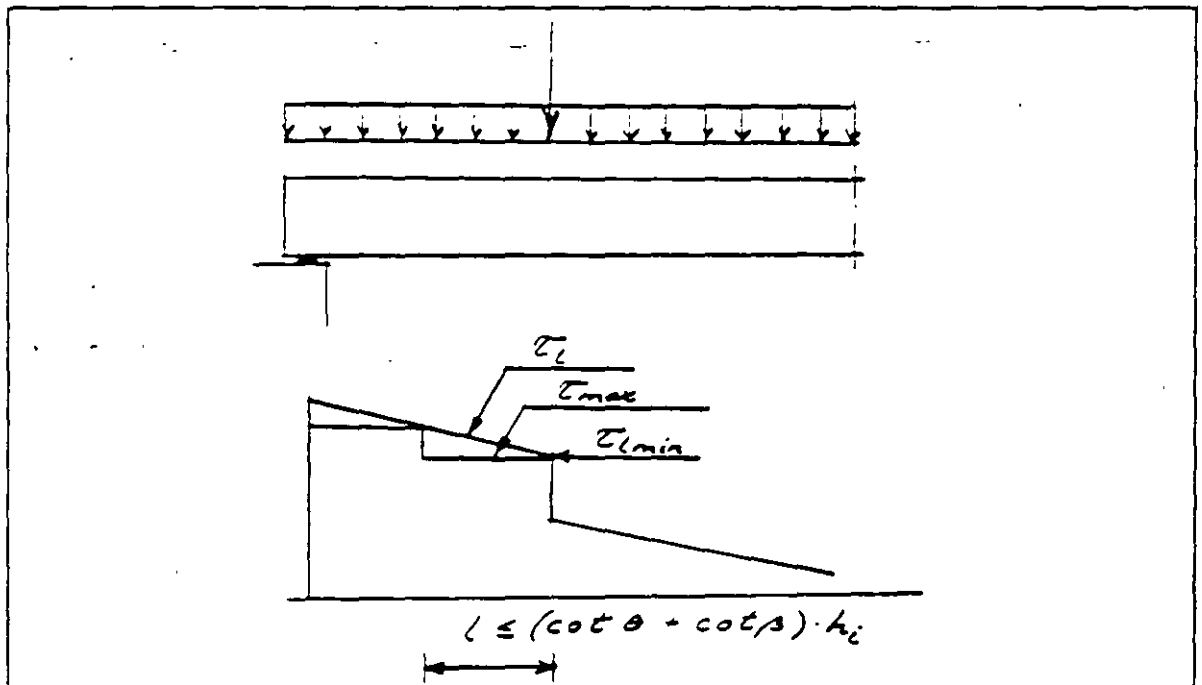


Figura A.3 Distribución de fuerza de cortante

**Resistencia al cortante**

La resistencia al cortante se calcula por medio de la expresión siguiente:

$$\tau_{\max} = \frac{N_{cy} \sin \beta (\cot \theta + \cot \beta)}{l b}$$

o

$$V_n = \tau_{\max} b h_i = \frac{N_{cy} \sin \beta h_i (\cot \theta + \cot \beta)}{l}$$

donde

- $\theta$  = ángulo de los puntales de concreto a la compresión.  
 $\beta$  = ángulo entre el refuerzo al cortante y el eje longitudinal,  $45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$ .  
 $N_{cy}$  = suma de las resistencias a la fluencia por tracción de los estribos dentro de la distancia,  $l$ , del eje longitudinal.  
 $V_n$  = capacidad al cortante

La distancia considerada,  $l$ , cumplirá esta ecuación:

$$l \leq (\cot \theta + \cot \beta) h_i$$

Generalmente, la resistencia al cortante es satisfactoria si:

$$\tau_{\max} \geq \tau$$

Sin embargo, si  $\tau$  no tiene discontinuidades dentro de la distancia considerada,  $l$ , la resistencia al cortante es satisfactoria si:

$$\tau_{\max} \geq \tau_{\min}$$

donde  $\tau_{\min}$  es el mínimo esfuerzo cortante nominal dentro de  $l$ .

**Notas**

Los estribos solamente se consideran que son efectivos cuando su mutua distancia perpendicular al plano del estribo es menor que  $0.7 h \cot \theta < 0.7 h$ , donde  $h$  denota la profundidad total de la sección recta.

El ángulo seleccionado de los puntales de concreto a la compresión tiene que cumplir los siguientes requisitos (para limitar el nivel de esfuerzo en el estado de límite de servicio):



1. Refuerzo longitudinal **no cortado**:

$0.5 \leq \cot\theta \leq 2.0$  para esfuerzo de fluencia del estribo  $\leq 0.5$  veces el esfuerzo de fluencia del acero.

$0.5 \leq \cot\theta \leq 2.5$  esfuerzo de fluencia del estribo  $\leq 1.0$  veces el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

2. Refuerzo longitudinal **cortado** (refuerzo reducido de acuerdo con la curva de momentos):

$0.5 \leq \cot\theta \leq 1.5$  para esfuerzo de fluencia del estribo  $\leq 0.5$  veces el esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo longitudinal.

$0.5 \leq \cot\theta \leq 2.0$  para esfuerzo de fluencia del estribo  $\leq 1.0$  veces el esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo longitudinal.

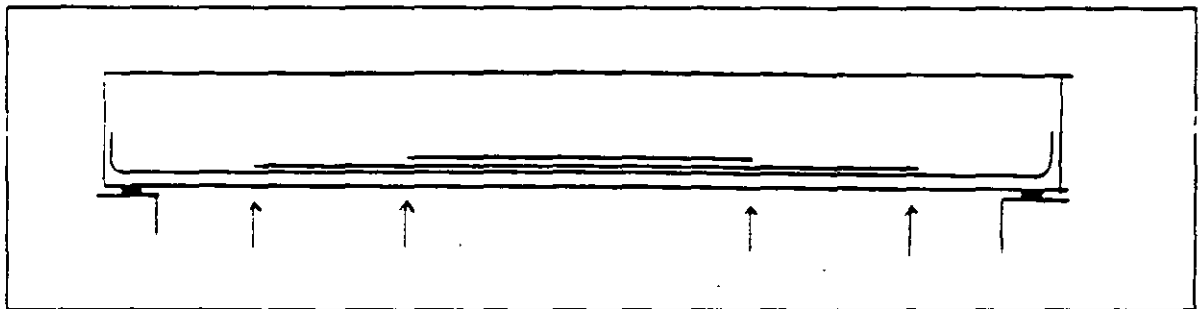


Figura A.4 Refuerzo longitudinal cortado

La inclinación de la compresión puede ser cambiada, de modo que los límites se sobrepasan cuando las circunstancias lo permiten. Como un ejemplo, en los casos donde las grietas amplias por cortante son aceptables debido al despreciable riesgo por corrosión, el límite superior puede ser aumentado.  $\cot\theta$  también puede ser aumentada en estructuras totalmente reforzadas, las grietas por cortante normalmente no causan problemas. Sin embargo, deberá ponerse atención en el anclaje del refuerzo longitudinal el cual puede limitar el aumento de  $\cot\theta$ .

En los casos, donde la carga aplicada no actúa sobre la parte superior del elemento estructural considerado pero actúa en el fondo, el refuerzo por cortante puede ser suplementado por refuerzo adicional transversal/levantando el refuerzo para transferir la carga a la parte superior.

### Indicación

Generalmente, el espaciado de estribos es constante dentro de una cierta distancia. En este caso, es apropiado escoger  $l$  como  $s$  el

espaciado de estribos. Entonces  $N_y$  es igual a  $A_{st}f_y$ ,  $A_{st}$  es el área total de estribos que cruza la sección recta del concreto  $bs$  y  $f$  es el refuerzo de fluencia de los estribos.  $\tau_{max}$  entonces se calcula para cada distancia.

### Doblado de las barras

Conservadoramente, las barras dobladas pueden ser tomadas en cuenta como si estuviesen verticales. En este caso, las contribuciones de los estribos y las barras dobladas respectivamente, se suman simplemente como se ilustra más abajo:

$$V_n = \left[ \left( \frac{A_s f_y}{S} \right)_{\text{barras dobladas}} + \left( \frac{A_s f_y}{S} \right)_{\text{estribos}} \right] h_i \cot\theta \quad (7)$$

Para las barras dobladas,  $s$  denota la distancia longitudinal (horizontal) entre las barras. Las barras dobladas se consideran como untadas, si

$$s \leq h_i (\cot\alpha + \cot\theta)$$

De otra manera, cada barra inclinada simple solo se tomará en cuenta en la distancia  $h_i \cot\theta$  antes, más la distancia  $h_i \cot\beta$  después del punto de dobléz.

Si las barras son cortadas, la capacidad de anclaje será evaluada y será tomada en cuenta una posible reducción debido a condiciones de anclaje insatisfactorias.

### Esfuerzo de Compresión en el Concreto

El esfuerzo del concreto en los puntales se determina a partir de

$$\sigma_c = \frac{1 + \cot^2\theta}{\cot\theta + \cot\beta} \tau$$

Este esfuerzo no debe exceder (criterio del alma triturada)

$$\sigma_c \leq v (0.85 f'_c)$$

donde

$$v = 0.7 - \frac{0.85 f'_c}{2000}$$

donde la resistencia a la compresión del concreto está en  $\text{Kgf/cm}^2$ .

**Refuerzo longitudinal**

En dependencia de la inclinación ( $\cot\theta$ ) seleccionada para los puntales, la fuerza de tracción que debe ser llevada por el refuerzo longitudinal será aumentada por

$$\Delta N_s = \frac{1}{2} V (\cot\theta - \cot\beta)$$

En distancias de la viga con momentos flexionantes del mismo signo, el refuerzo longitudinal no tiene que exceder aquel requerido por el momento numéricamente mayor dentro de la distancia considerada.

En estructuras presforzadas, la contribución del refuerzo presforzado inclinado puede ser tomada en cuenta utilizando la posición real del refuerzo en cada sección.

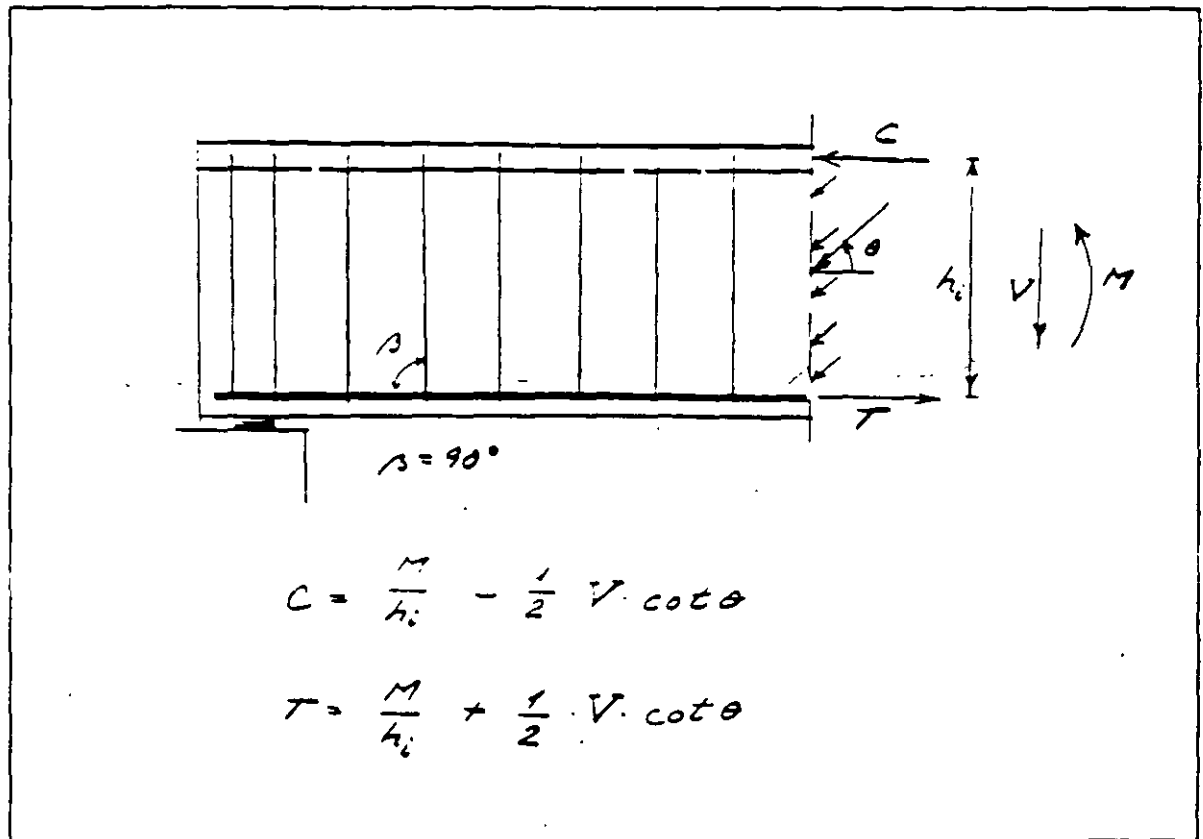


Figura A.5 Fuerzas en cuerdas de tensión y compresión

**Anclaje del Refuerzo Longitudinal**

El anclaje del refuerzo longitudinal de este modo puede poner un límite al aumento de  $\cot\theta$ .

$$\cot\theta \leq 2 \frac{N_{sa}}{V} + \cot\beta$$

donde  $N_{sa}$  denota la capacidad de anclaje del refuerzo longitudinal (en el apoyo, donde sea  $M = 0$ ).

**Capacidad de anclaje**

La capacidad de anclaje real de las barras principales de una viga soportada simplemente puede ser expresada en el siguiente modo:

$$N_{sa} = \xi A_{al} f_{sy}$$

donde

$$\xi = l_a / l_r$$

$l_a$  = la longitud de anclaje real de las barras principales.

$l_r$  = la longitud de anclaje de las barras principales requerida por la capacidad completa de las barras (fluencia).

Debido a la fricción provocada por la compresión alrededor la barras de la fuerza de reacción la fuerza de anclaje requerida real puede ser reducida por

$$\frac{\mu \pi d R}{b}$$

donde

$\mu$  = coeficiente de fricción, el cual depende del tipo de refuerzo. Para las barras corrugadas,  $\mu = 1.4$ .

$d$  = diámetro utilizado de las barras

$b$  = ancho de la viga

$R$  = fuerza de reacción en el apoyo

La longitud de anclaje requerida real puede reducirse también, si el esfuerzo en las barras principales es menor que el esfuerzo de fluencia. Después de eso, la longitud mínima real de anclaje requerida puede ser expresada como

$$I_{min} = \frac{(\frac{1}{2} V(\cot\theta - \cot\beta) - \frac{\mu \pi d R}{b})}{A_{al} f_{gy}} l_r$$

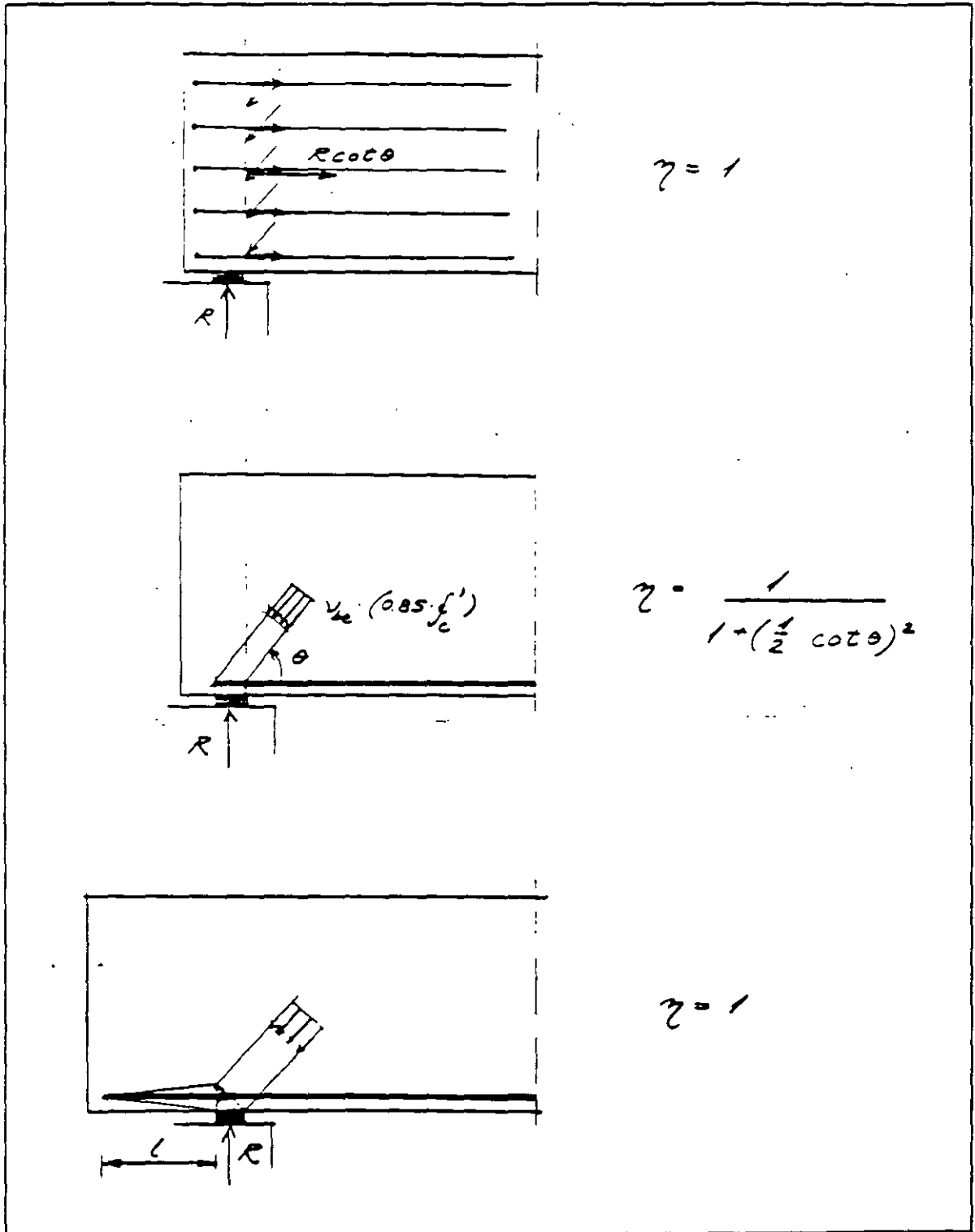


Figura A.6 Distribuciones de esfuerzos en la zona de anclaje y apoyo

Si el refuerzo longitudinal para cortante se ordena y es distribuido uniformemente sobre la altura del alma (y satisfactoriamente anclado en el extremo de la viga y en la viga), una parte de la fuerza longitudinal puede ser llevada por este refuerzo. de este modo, la capacidad de anclaje requerida para las barras principales puede ser reducidas.

Si se registran grietas en el apoyo para el puente en cuestión, referirse a "Lineamientos Generales para la Inspección Especial", la longitud de anclaje real,  $l_1$ , puede reducirse de conformidad a los mismos.

Para cálculos detallados de la capacidad de anclaje de las barras de refuerzo, se hace referencia a [89.1].

### Esfuerzos en el concreto, apoyo

Los esfuerzos del concreto en el apoyo no deberán exceder el límite siguiente si no se ordena anclaje especial y se supone acción de arqueo:

$$\sigma_b = \frac{R}{bl_b} \leq \eta v_{bc} (0.85 f'_c) = \frac{1}{1 + \left(\frac{1}{2} \cot \theta\right)^2} v_{bc} (0.85 f'_c)$$

Si el refuerzo longitudinal es totalmente anclado detrás de apoyo, de modo que un área histrostatica de compresión puede ser establecida en el alma sobre el apoyo,  $\eta=1$ .

Si el refuerzo longitudinal por cortante se ordena y es distribuido uniformemente sobre la altura del alma (y satisfactoriamente anclado al final de la viga y en la viga), una parte de la fuerza longitudinal puede ser llevada por este refuerzo. Para la parte correspondiente de la fuerza de reacción,  $\eta=1$ .

Normalmente  $v_{bc}=1.0$  se utiliza para las vigas y trabes ordinarias. Para las vigas con una relación de profundidad/ancho, muy alta, se utiliza la siguiente expresión:

$$v_{bc} = \frac{2}{\sqrt{(0.85 f'_c) / 10}}$$

donde la resistencia a la compresión del concreto está en  $\text{kgf}/\text{cm}^2$ .

### 3. Cortante/Flexión combinadas

Como se explica previamente, la fuerza de tracción en las barras principales podrá incrementarse debido al cortante, a causa de la inclinación de los puntales de concreto a compresión en el alma. Por consiguiente puede desarrollarse una falla combinada cortante/flexión, donde tanto los estribos como las barras principales están fluyendo antes de que se alcance el máximo esfuerzo de compresión en los puntales (una carencia de la capacidad de anclaje para las barras de acero principal puede resultar en un tipo similar de modo de falla pero en lugar de la fluencia en las barras principales tendremos agrietamientos y astillamientos en la zona de anclaje de las barras principales).

El Factor de clasificación máxima se encuentra en el siguiente modo, acoplando las ecuaciones para capacidad al cortante y flexionante respectivamente.

La capacidad al cortante puede ser expresada como:

$$\phi_v V_n = \frac{A_s f_{sy}}{s} h_i \cot\theta \geq \gamma_D V_D + X (1+I) \gamma_L V_L \quad (1)$$

donde

- $V_n$  = Resistencia nominal al cortante
- $\phi_v$  = Factor de reducción de resistencia, cortante
- $A_s$  = Area total de los estribos (vertical)
- $f_{sy}$  = Esfuerzo de fluencia, estribos
- $s$  = Espaciamiento, estribos
- $h_i$  = Brazo de palanca interno
- $\cot\theta$  = Inclinación del puntal
- $X$  = Factor de clasificación
- $I$  = Impacto
- $\gamma_L$  = Factor de carga, carga viva
- $V_L$  = Cortante, carga viva
- $\gamma_D$  = Factor de carga, carga muerta
- $V_D$  = Cortante, carga muerta

Para el flexionante, será cumplida la siguiente ecuación:

$$\gamma_D M_D + X (1+I) \gamma_L M_L + \frac{1}{2} (\phi_v V_n) h_i \cot\theta \leq \phi_M A_1 f_{ly} h_i \quad (2)$$

donde

- $\phi_M$  = Factor de reducción de resistencia, flexión
- $A_1$  = Area total de las barras principales
- $f_{ly}$  = Esfuerzo de fluencia, barras principales
- $M_L$  = Momento flexionante, carga viva

$M_D$  = Momento flexionante, carga muerta

Insertando la expresión para la capacidad al cortante en (2) y aislando  $\cot\theta$ , obtenemos:

$$\cot\theta = \sqrt{\frac{(\varphi_M A_1 f_{ly} h_i - \gamma_D M_D - X (1+I) \gamma_L M_L) \frac{2 S}{\varphi_V A_s f_{sy} h_i^2}}{}} \quad (3)$$

Insertando la expresión para  $\cot\theta$  en (1), obtenemos:

$$\varphi_V V_n = \sqrt{\frac{\varphi_V 2 A_s f_{sy}}{S} (\varphi_M A_1 f_{ly} h_i - \gamma_D M_D - X (1+I) \gamma_L M_L)} \quad (4)$$

Resolviendo (1) respecto a X, obtenemos:

$$X = \frac{\varphi_V V_n - \gamma_D V_D}{(1+I) \gamma_L V_L} \quad (5)$$

El Factor de Clasificación, X, se calcula por iteración utilizando las ecuaciones (4) y (5).



#### 4. Capacidad de cortante, vigas y losas no reforzadas por cortante

Para vigas y losas no reforzadas por cortante, la capacidad máxima al cortante se calcula como

$$\begin{aligned}\tau_{\max} &= 0.5 f_{ct} \text{ para vigas} \\ \tau_{\max} &= 0.7 f_{ct} \text{ para losas}\end{aligned}$$

donde  $f_{ct}$  es la resistencia del concreto a la tensión.

Si  $f_{ct}$  no está disponible de pruebas,  $f_{ct}$  puede ser determinado por la siguiente expresión.

$$f_{ct} = \sqrt{0.85 f'_c}$$

Donde la resistencia a la compresión del concreto está en  $\text{kgf/cm}^2$

### 5. Capacidad al cortante, Juntas de Construcción

La capacidad al cortante en las juntas de construcción se determina como la suma de una contribución de la fricción y del concreto:

$$v = v_c + \mu (\varphi f_{sy} + \sigma_n)$$

Esta expresión es válida para

$$0.02 (0.85 f_c') \leq \varphi f_{sy} + \sigma_n \leq 0.30 (0.85 f_c')$$

$v_c = 0.06 (0.85 f_c')$  es la contribución del concreto, tomada **solamente** en cuenta en juntas de construcción **rugosas y dentadas**.

$\mu$  = coeficiente de fricción, que es 0.5, 0.7 y 0.9 para juntas de construcción lisas, rugosas y dentadas respectivamente.

$\varphi$  = relación geométrica del refuerzo transversal por cortante que pasa a través de la junta de construcción.

$f_{sy}$  = esfuerzo de fluencia del refuerzo por cortante en la junta

$\sigma_n$  = esfuerzo normal en la junta (compresión positiva)

Para  $\varphi f_{sy} + \sigma_n < 0.02 (0.85 f_c')$ , se utiliza una interpolación lineal:

$$v = \frac{v_c + \mu 0.02 (0.85 f_c')}{0.02 (0.85 f_c')} (\varphi f_{sy} + \sigma_n)$$

Para  $\varphi f_{sy} + \sigma_n > 0.30 (0.85 f_c')$ :

$$v = v_c + \mu 0.30 (0.85 f_c')$$

El refuerzo transversal forma un ángulo  $\beta \leq 90^\circ$  con la dirección del cortante  $s$ ; solamente se consideran valores eficientes de  $\beta$  en el rango  $45^\circ \leq \beta \leq 90^\circ$ . En este caso, la contribución del refuerzo transversal en sí se determina como:

$$\mu \varphi f_{sy} \sin \beta + \varphi f_{sy} \cos \beta$$

quando  $0.02 (0.85 f_c') \leq \varphi f_{sy} \sin \beta + \sigma_n \leq 0.30 (0.85 f_c')$ .

La junta de construcción se considera rugosa, cuando la aspereza cubre toda la sección transversal en cuestión y la aspereza excede 3 mm. La superficie rugosa deberá limpiarse y librarse de

lechada de cemento. Las superficies, coladas contra formas, no pueden considerarse como rugosas.

En las uniones dentadas, solamente el área dentada se utiliza para el cálculo de  $\varphi$ ,  $\sigma_v$  y el esfuerzo cortante  $v$ . La sección considerada deberá tomarse en la raíz de los dientes. El área total dentada se define como la suma de las áreas de la raíz de los dientes en el mismo lado de la coyuntura. La pendiente de los dientes deberá ser menor que o igual a  $30^\circ$  y la profundidad de los dientes deberá ser  $d \geq 10$  mm. Por cada diente, la longitud efectiva en la raíz deberá tomarse no mayor que  $8 \times d$ .

Debe notarse que, para juntas de construcción lisas no comprimidas la carga última se establece solamente después de que han ocurrido considerables deformaciones.

#### Referencias:

- [74.1] M.P.Nielsen: "Beton 1, Del 1+2", Ålborg/Copenhagen 1974 (in Danish).
- [84.1] Danish Code of Practice for Structural Use of Concrete, DS 411, 3.edition, March 1984 (in English).
- [89.1] Bent Steen Andreasen: "Anchorage of Ribbed Reinforcing Bars", Report R 238, Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark, 1989.
- [90.1] B.Fedderson, M.P.Nielsen: "Design of the Anchorage and Bearing zone of Concrete Beams", Dansk Beton no. 3+4, 1990 (in Danish).

## **Apéndice B**

### **Cortante, Estado Límite de Servicio**

---

## Cortante, Estado Límite de Servicio

| Contenido                               | Página: |
|---|---------|
| 1. Cálculo de Esfuerzos en los Estribos | 2       |
| 2. Cálculo del Ancho de la Grieta       | 3       |

### 1. Cálculo de Esfuerzos en los Estribos

Se hace referencia a [78.1], desde la cual los resultados principales se muestran abajo.

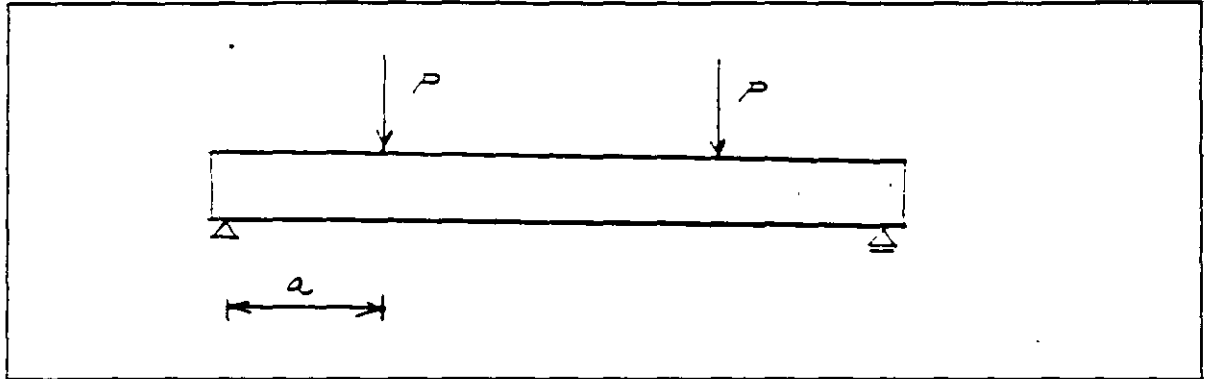


Figura B.1 Definición del claro de cortante

Considerar un claro de cortante,  $a$ , con fuerza cortante constante  $V = P$ . El esfuerzo en el estribo para los estribos transversales puede ser calculado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{as} = \frac{V \tan \theta}{\varphi_{as} b h_i}$$

donde

- $b$  = ancho del alma
- $h_i$  = brazo de palanca interno
- $\varphi_{as}$  =  $A_{us}/bs$ , razón geométrica del refuerzo de los estribos
- $s$  = espaciamiento de estribos
- $A_{us}$  = área de estribos, que cruza el área de concreto  $bs$

$\tan \theta$  se calcula como:

$$\tan \theta = \sqrt[5]{\frac{h_i^2 b \varphi_{as} (4 \frac{a^2}{h_i^2} \tan^2 \theta - 1)}{16 a A_{s1}}}$$

donde

- $A_{s1}$  = área total de las barras principales longitudinales (se utiliza el área mínima dentro del claro de cortante)

Para el claro de cortante, donde  $a/h_i > 3$ ,  $\tan \theta$  se calcula como:

$$\tan \theta = \sqrt[3]{\frac{a b \varphi_{as}}{4 A_{s1}}}$$

Esta simplificación introduce solamente errores menores sin importancia.

---

## 2. Cálculo del Ancho de la Grieta

Un estimado tosco del ancho de la grieta en la zona de cortante puede calcularse por medio de las fórmulas dadas en el Apéndice C.

### Referencias:

- [78.1]: J.F.Jensen, V.Jensen, H.H.Christensen, F.Bach, M.W.Bræstrup and M.P.Nielsen: "On the behavior of cracked reinforced concrete beams in the elastic range". Report R 103, 1978. Technical University of Denmark, Department of Structural Engineering.

## **Apéndice C**

### **Cálculo del Ancho de la Grieta, Concreto**



---

## Cálculo del Ancho de la Grieta, Concreto

| <b>Contenido</b>                | <b>Página:</b> |
|---------------------------------|----------------|
| 1. Ancho de la grieta, Tensión  | 2              |
| 2. Ancho de la grieta, Flexión  | 5              |
| 3. Ancho de la grieta, Cortante | 7              |

### 1. Ancho de la grieta, Tensión

Solamente se consideran grietas en la etapa completamente desarrollada.

En el cálculo del espaciado promedio de grieta, se consideran dos contribuciones, la contribución de la distancia  $l_0$  con pérdida de adherencia alrededor las grietas y la distancia con rigidez de tensión entre las distancias con pérdida de adherencia:

$$l_{ca}(\varepsilon_{sa}) = l_0(\sigma_s) + \frac{d}{4\lambda} \left( \frac{\alpha}{\varphi} - n \right)$$

El ancho promedio de grieta se determina considerando estas dos distancias y las deformaciones correspondientes:

$$w_{ca}(\varepsilon_{sa}) = \varepsilon_s l_0(\sigma_s) + \varepsilon_{sa} \frac{d}{4\lambda} \left( \frac{\alpha}{\varphi} - n \right)$$

La deformación promedio,  $\varepsilon_u$ , en la barra, tomando la rigidez del concreto que la rodea, se calcula con la expresión:

$$\varepsilon_{sa} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{v_t f_{cc}}{4 E_s} \left( \frac{\alpha}{\varphi} - n \right)$$

donde,

- d = diámetro de la barra de refuerzo.
- $\lambda$  = factor para la efectividad de transferencia de cortante entre el concreto y el refuerzo.
- $\alpha$  = factor que describe el desarrollo de la grieta en la primera etapa.
- $\varphi$  = rango geométrico del refuerzo comparado al área efectiva del concreto  $A_{ce}$ .
- $E_s$  = módulo de elasticidad, acero de refuerzo.
- $\varepsilon_s$  =  $\sigma_s/E_s$ , deformación de la barra en la grieta.
- $\sigma_s$  = esfuerzo de la barra en la grieta.
- $\sigma_u$  = esfuerzo promedio en la barra, tomando en cuenta la rigidez del concreto que la rodea.
- $\varepsilon_u$  =  $\sigma_u/E_s$ .
- n =  $E_s/E_c$ ,  $E_c$  es el módulo de elasticidad, concreto.
- $v_t$  = factor de efectividad, resistencia del concreto a la tensión.

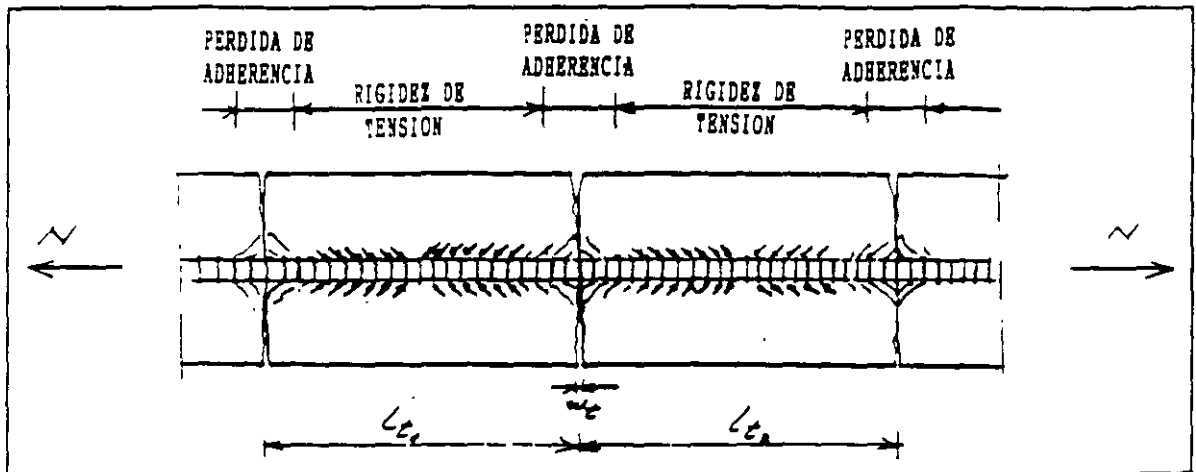


Figura C.1 Grietas, tensión pura

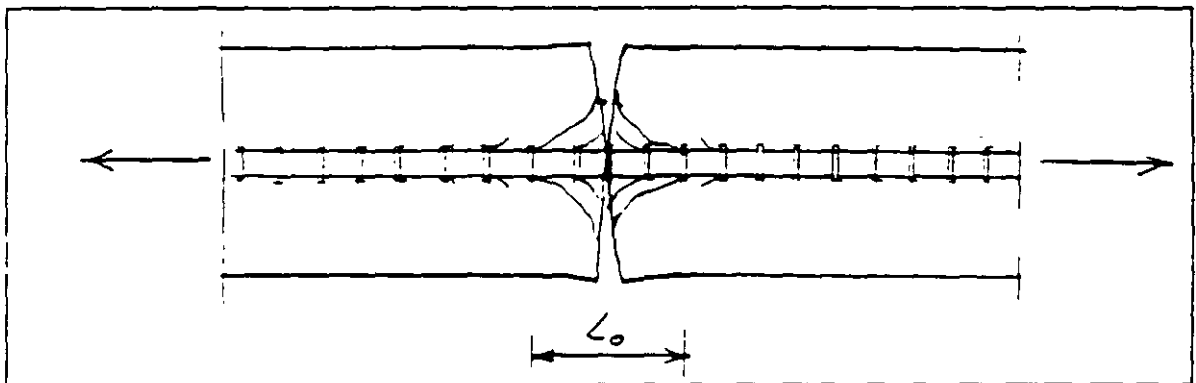


Figura C.2 Distancia de deslizamiento,  $l_0$ , en la grieta

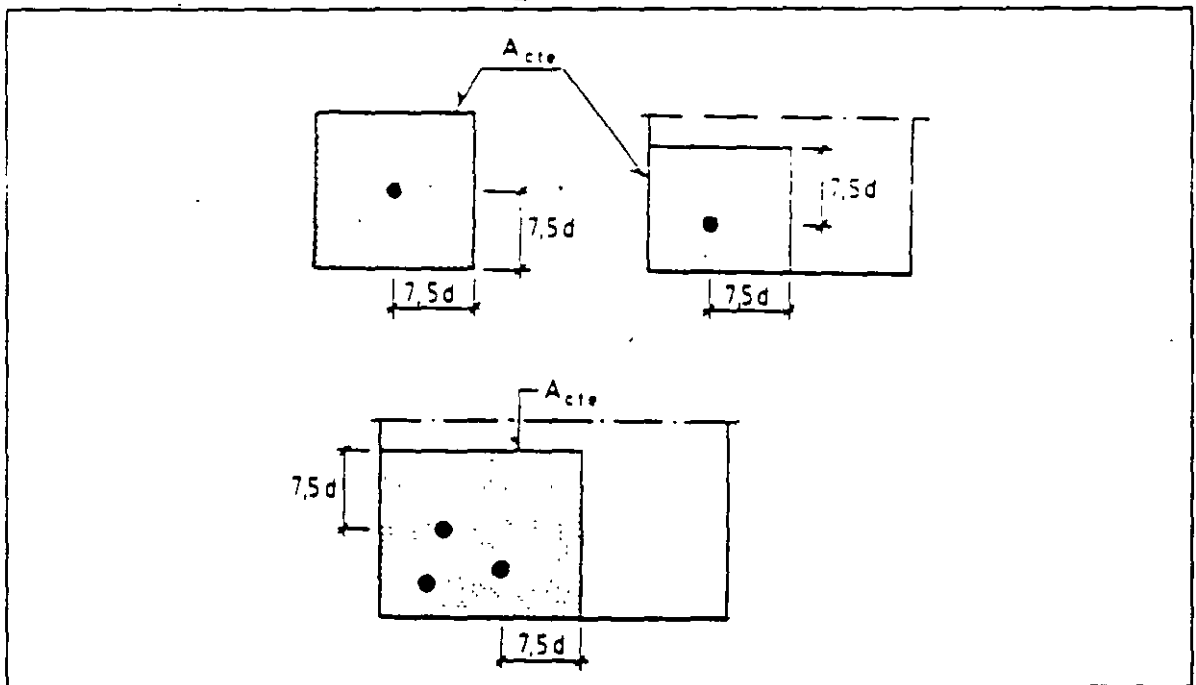


Figura C.3 Area efectiva del concreto

La distancia de deslizamiento,  $l_0(\sigma_s)$  con pérdida de adherencia entre la barra y el concreto, se calcula con esta expresión:

$$l_0(\sigma_s) = \sqrt{d^2 + 4B} - d$$

donde B (en cm) se determina como

$$B = 0.1886 \frac{\sigma_s A_s}{100 \sqrt{10 f'_c}}$$

Y

$f'_c$  = resistencia a la compresión del concreto en kgf/cm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  = esfuerzo de la barra en la grieta en kgf/cm<sup>2</sup>

$A_s$  = area de la barra en cm<sup>2</sup>

El ancho de grieta máximo (99% percentil) se determina como:

$$\max w_c = 2 w_{ca}$$

#### Notas

$\nu_t$  es probable que varíe con el grado de contracción, la razón geométrica del refuerzo así como el arreglo del refuerzo.

Por el momento, se sugiere un valor de  $\nu_t = 0.5$ .

$\lambda$  Varía con la altura de las costillas y la distancia entre las costillas sobre las barras deformadas.

Para las barras deformadas se sugiere un valor,  $\lambda = 1.8-2.5$ .

Para las barras lisas se utiliza,  $\lambda = 0.8-1.3$ .

Si no hay disponible información detallada,  $\lambda = 2.0$  se utiliza para las barras deformadas. Y para las barras lisas se utiliza,  $\lambda = 0.9$ .

$\alpha$  Para  $\alpha$ , se sugiere un valor de 1.5.

$A_{ce}$ : Se introduce el área de concreto efectiva, debido a que solamente una parte del concreto será activa en la rigidización de tensión. Se sugiere utilizar las normas de CEB, referencia [81.1]. Las normas se muestran en la figura C.3.

## 2. Ancho de la grieta, Flexión

Solamente se consideran anchos de grietas en la etapa completamente desarrollada.

En caso de flexión pura, generalmente se forman dos tipos de grieta:

- las grietas de flexión de la fibra de tensión extrema al eje neutro, las cuales son las primeras grietas que se forman.

y

- las grietas de tensión de la fibra extrema de tensión a solamente una distancia pequeña más allá del refuerzo en tensión, las cuales se forman entre las grietas existentes de flexión.

Las grietas de tensión son similares de las grietas de tensión pura, y los anchos de grieta se calculan por las fórmulas dadas en la sección 1.

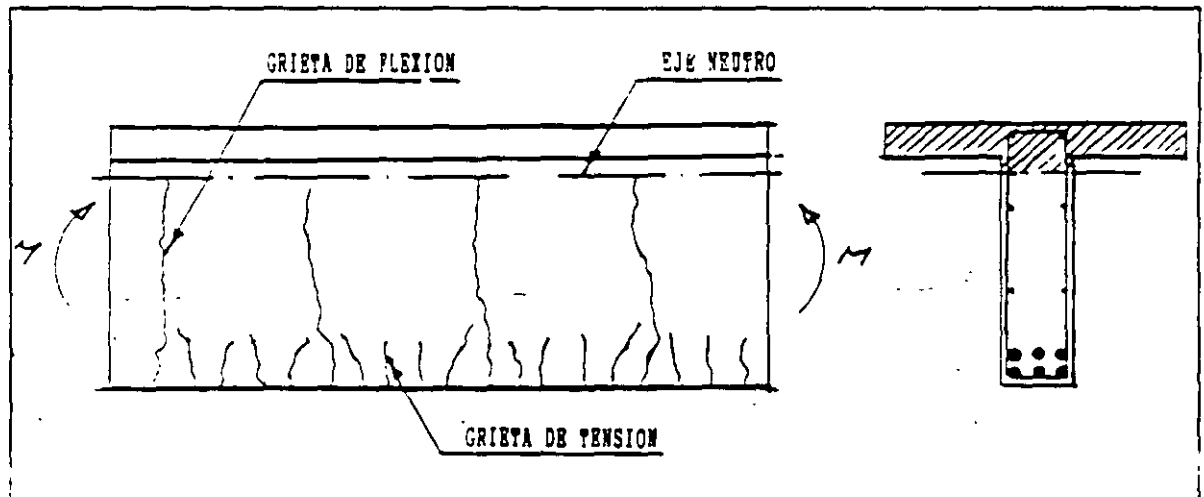


Figura C.4 Grietas de flexión y tensión

Los anchos de grieta por flexión se calculan con las siguientes expresiones.

Espaciado promedio de grieta:

$$l_{bs}(\epsilon_{gs}) = l_0(\sigma_s) + \frac{v_b A_s}{v_c \lambda \Sigma O} \left( \frac{\alpha S_u}{A_s h_f} - n \right)$$

**Ancho promedio de grieta:**

$$w_{ba}(\epsilon_{sa}) = \epsilon_s l_0(\sigma_s) + \epsilon_{sa} \frac{\nu_b A_s}{\nu_c \lambda \sum O} \left( \frac{\alpha S_u}{A_s h_i} - n \right)$$

donde

$$\epsilon_{sa} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\nu_c f_{ct}}{4 E_s} \left( \frac{\alpha}{\phi_b} - n \right)$$

- $\nu_b$  = factor de efectividad, resistencia a la tensión por flexión.  
 $\sum O$  = área total de la superficie de las barras de refuerzo.  
 $S_u$  = módulo de sección, fibra extrema a la tensión, sección no agrietada.  
 $h_i$  = brazo de palanca interno.  
 $\sigma_s$  = esfuerzo de tensión en el refuerzo longitudinal, sección agrietada (en la grieta).  
 $A_s$  = área total de las barras de refuerzo longitudinal.

y

$$\phi_b = \frac{A_s}{A_{cte}} = \frac{A_s}{2b(h - h_c)}$$

- $h_c$  = distancia de la fibra de compresión extrema al centro del refuerzo longitudinal en tensión  
 $b$  = ancho de la viga al centro del refuerzo longitudinal en tensión.  
 $h$  = profundidad total de la sección recta

El ancho máximo de grieta (99% de percentil) se determina como

$$\max w_b = 2 w_{ba}$$

**Notas**

Si solamente pocas barras longitudinales menores se sitúan en el alma sobre las barras principales de una viga alta, el ancho de grieta es probablemente mayor allí. Un estimado tosco puede calcularse utilizando las fórmulas para la tensión pura y el esfuerzo de tensión en la barra del análisis de la sección agrietada.

$\nu_b$  probablemente varía con el grado de contracción, la razón geométrica del refuerzo así como el arreglo del refuerzo.

Se sugiere un valor de  $\nu_b = 0.85$ .

### 3. Ancho de grieta, Cortante

El esfuerzo de tensión en la grieta (sección agrietada) en los estribos se determina por las fórmulas del Apéndice B.

El espaciado y el ancho de grieta se calcula como para la tensión pura con las modificaciones siguientes.

Asúmase, que la deformación por cortante solamente ocurre en el alma (las cuerdas a la compresión y la tensión se suponen totalmente rígidas), el espaciamiento de las grietas perpendicular a la grieta, puede ser calculado como:

$$l_g = l_c \cos 45^\circ$$

Y el ancho de grieta se determina como:

$$w_g = w_c \cos 45^\circ$$

Cuando se calcula el área efectiva del concreto,  $A_{ce}$ , será utilizado el ancho total del alma. Por otro lado se utiliza el siguiente valor,  $c'$ :

$$c' = \min. \{ s, 14 d, 25 \text{ cm} \},$$

donde

$s$  = espaciado de estribos.

$d$  = diámetro de la barra del estribo.

Debe notarse, que el método anteriormente planteado para el cálculo del ancho de grietas-por cortante es tosco, y probablemente conduzca a una subestimación del ancho de la grieta, debido a que la contribución del refuerzo principal longitudinal no se toma en cuenta.

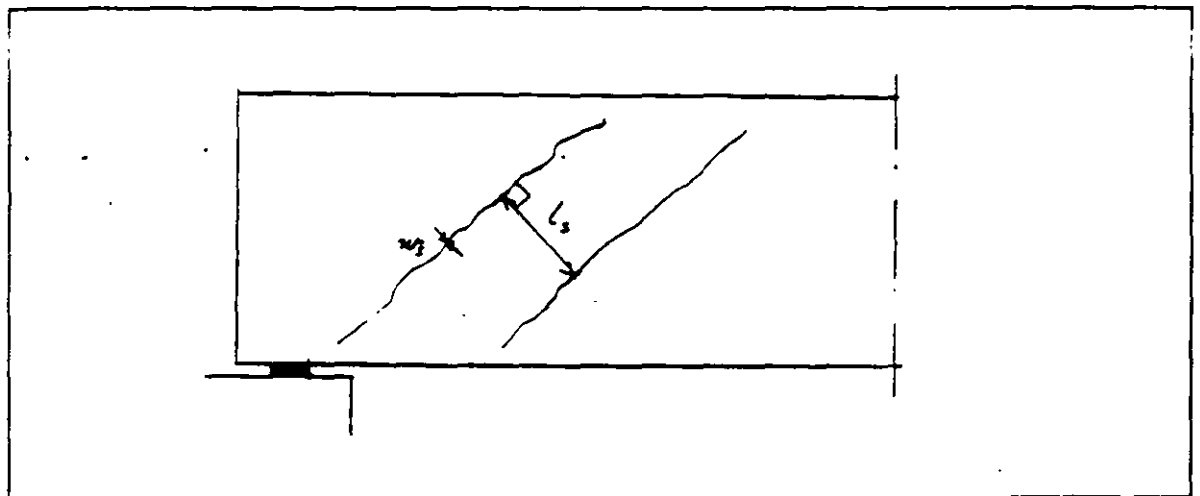


Figura C.5 Grietas de cortante, definiciones

**Referenciaes:**

- [77.1] F.Leonhardt: "Crack Control in Concrete Structures", IABSE Surveys S-4/77.
- [81.1] "Cracking and Deformations", CEB-Bulletin d'Information, no. 143, 1981
- [84.1] B.Feddersen, M.P.Nielsen: "Cracks in reinforced concrete subjected to uniaxial and biaxial stress fields", Bygnings Statistiske Meddelelser, Copenhagen Vol.55, No.4, 1984.
- [90.1] David Holkmann Olsen, M.P.Nielsen: "New theory for determining crack spacing and crack width in concrete members" Report R 254, 1990 Technical University of Denmark. Department of Structural Engineering (in Danish).





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

CURSOS INSTITUCIONALES  
MANTENIMIENTO Y REPARACION DE PUENTES DE CONCRETO

Del 23 al 27 de noviembre de 1998.  
TAMPICO, TAMAULIPAS

TEMA

*Sipumex: "Sistema de Puentes de México"*  
*Guías para la Supervisión de Construcción de Puentes.*  
*Manual del Usuario.*

Ing. Alberto Fregoso Vázquez  
Palacio de Minería  
Noviembre/1998.

## PROCEDIMIENTO RACIONAL DE ANALISIS PARA PERMITIR EL TRANSITO DE SOBRECARGAS SOBRE LAS ESTRUCTURAS DE PUENTES

### RESUMEN:

AQUI SE TRATA DE ESTABLECER UN PROCEDIMIENTO RACIONAL PARA CALCULAR LA CARGA LIMITE PERMISIBLE EN LOS VEHICULOS QUE TRANSITAN EN UNA RUTA GOBERNADA POR LAS CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LOS PUENTES, SIN TENER QUE EVALUAR ANALITICAMENTE TODAS LAS ESTRUCTURACIONES DE LOS MISMOS. LA BASE DE ESTE PROCEDIMIENTO ES CONSIDERAR LA PEOR COMBINACION DE LOS PESOS BRUTOS VEHICULARES MAXIMOS A LOS QUE PRESUMIBLEMENTE SE VERA SUJETO EL PUENTE DURANTE SU VIDA UTIL. CON FUNDAMENTO EN LAS MAS SEVERAS COMBINACIONES DE CARGAS, SE CALCULAN LOS MAXIMOS INCREMENTOS SOBRE LAS CARGAS LEGALES ADMITIDAS, EN EL ANALISIS DEL CONTROL DE VEHICULOS CON EXCESO DE PESO.

EL HECHO COTIDIANO DEL TRANSITO DE COMBINACIONES VEHICULARES CON EXCESO DE PESO A TRAVES DE LAS CARRETERAS EN JURISDICCION FEDERAL, PROPICIA QUE POR LOS PUENTES TRANSITEN VEHICULOS MUCHO MAS PESADOS QUE AQUELLOS CON LOS QUE FUE PROYECTADA LA ESTRUCTURA DE LOS MISMOS O LOS QUE LEGALMENTE SE PERMITEN EN EL REGLAMENTO. ALTERNATIVAMENTE, DE ACUERDO CON LOS PROCEDIMIENTOS DESARROLLADOS, LA MAXIMA CARGA PERMISIBLE EN UN PERMISO ESPECIAL DE TRANSITO DE UNA COMBINACION EXCEDIDA EN DIMENSIONES DE PESO Y/O LONGITUDES, PUEDE OBTENERSE DEL CONOCIMIENTO DEL TRANSITO DE VEHICULOS PESADOS QUE EL PUENTE SOPORTARA DURANTE SU VIDA UTIL.

## VALUACION DE LA CAPACIDAD DE PUENTES

### I.- INTRODUCCION

ES MUY CONOCIDO QUE EN EL EJERCICIO DE LA PROFESION DE LA INGENIERIA SE HA DADO CONSIDERABLE ATENCION AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES Y QUE TALES DISEÑOS REQUIEREN NUEVAS TECNICAS ANALITICAS Y ESPECIFICACIONES PARA GARANTIZAR LA SEGURIDAD DE LA ESTRUCTURA. SEMEJANTES DISEÑOS OFRECEN A LAS DEPENDENCIAS DE CARRETERAS NUEVOS DESAFIOS Y RESPONSABILIDADES. SIN EMBARGO, ESAS OFICINAS TIENEN UNA GRAN RESPONSABILIDAD EN MANTENER LA SEGURIDAD DE ESAS NUEVAS ESTRUCTURAS Y TAMBIEN MAS IMPORTANTEMENTE, LA DE AQUELLOS PUENTES QUE HAN ESTADO EN SERVICIO POR MUCHOS AÑOS.

EXISTEN MUCHOS PUENTES ANTIGUOS EN TODA LA RED DE CARRETERAS DEL PAIS Y REALMENTE EN SERVICIO AUN CUANDO NO HAYAN SIDO PROPIAMENTE MANTENIDOS. SI LAS OFICINAS DE LAS DIFERENTES DEPENDENCIAS DECIDEN REEMPLAZAR ESTOS PUENTES, EL COSTO SERA PROHIBITIVO; ESTO ES, EL MANTENIMIENTO APROPIADO LA CONSERVACION Y LA VALUACION DE LOS PUENTES ES UNA NECESIDAD.

LA VALUACION DE ESTOS PUENTES ES REALIZADA POR UNA COMBINACION DE INSPECCION DE CAMPO DE LOS PUENTES Y UN ESTUDIO ANALITICO, COMO LA GOBERNADA POR LAS NUEVAS GUIAS AASHTO PARA VALUACION DE PEUNTES, **GUIDE SPECIFICATION FOR STRENGTH EVALUACION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIDGES, 1989** (ESPECIFICACIONES GUIA PARA EVALUACION DE LA RESISTENCIA DE PUENTES EXISTENTES - DE ACERO Y DE CONCRETO, 1989) QUE EN LO SUCESIVO SE DENOMINARAN EGER, LAS CUALES PROPORCIONAN UNA METODOLOGIA PARA VALUAR LA CAPACIDAD DE LOS PUENTES UTILIZANDO FACTORES DE CARGA Y FACTORES DE RESISTENCIA. ESTE NUEVO PROCEDIMIENTO PERMITE OBTENER UNA VALIOSA HERRAMIENTA DENTRO DE LA TOMA DE DECISIONES RACIONALES, COMBINANDO LA TEORIA DE LA PROBABILIDAD, ANALISIS DE DATOS ESTADISTICOS Y EL BUEN JUICIO DE INGENIERIA.

## II.-

### LA SEGURIDAD DE LAS ESTRUCTURACIONES DE PUENTES

MIENTRAS QUE LA PREOCUPACION POR LA SEGURIDAD HA ESTADO SIEMPRE PRESENTE EN EL ESPIRITU DE LOS PROYECTISTAS Y CONSTRUCTORES, RESULTA SORPRENDENTE QUE LAS PRIMERAS INVESTIGACIONES SERIAS EN UN ASPECTO TAN IMPORTANTE SEAN RELATIVAMENTE RECIENTES, Y SUS RESULTADOS TODAVIA POCO CONOCIDOS Y ESCASAMENTE ENSEÑADOS.

A PRINCIPIO DE ESTE SIGLO, AL EMPEZAR A CONSTRUIRSE CON CONCRETO ARMADO, FUE PRECISO REFERIR TAL LIMITE DE SEGURIDAD, A LA RESISTENCIA DEL MATERIAL, YA QUE LA DEL CONCRETO, AL REVES DE LA DEL ACERO, PODIA VARIAR EN GRANDES PROPORCIONES.

SE ADMITIA ENTONCES QUE LA SEGURIDAD ERA SUFICIENTE SI EL ESFUERZO CALCULADO "F" NO SUPERABA UNA CIERTA FRACCION DE LA RESISTENCIA DEL MATERIAL

$$F_a \leftarrow \frac{R}{K}$$

ESTE ES EL METODO DE LOS "ESFUERZOS ADMISIBLES", QUE, HASTA FECHA RECIENTE UTILIZARON TODOS LOS REGLAMENTOS DE CALCULO Y LO SIGUEN UTILIZANDO ALGUNOS.

EL ESFUERZO ADMISIBLE  $F_a$  ES IGUAL A  $R/K$ , EL NUMERO  $K=R/F_a$  SE LLAMABA GENERALMENTE COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL CUAL SE LE ATRIBUIAN, EMPIRICAMENTE, VALORES COMPENDIDOS ENTRE 3 Y 4.

LO MISMO OCURRIO CON LA EVOLUCION DE LOS REGLAMENTOS DE CARGA. EN LO QUE A SOBRECARGA SOBRE PUENTES CARRETEROS SE REFIERE, SE HA BUSCADO REPRESENTAR POR MEDIO DE CONVOYES FIJOS Y CARGAS REPARTIDAS UNIFORMES LOS EFECTOS DE LOS VEHICULOS REALES.

LAS CARGAS REGLAMENTADAS HAN EXPERIMENTADO CRECIMIENTOS CONTINUADOS, EN PARALELO CON EL AUMENTO DEL NUMERO Y PESO DE LOS -- VEHICULOS.

LAS CARGAS Y RESISTENCIAS SON, PUES, VARIABLES ALEATORIAS, POR LO QUE NO CABE PLANTEAR LOS CALCULOS SOBRE CONCEPTOS DE VA LORES MAXIMOS O MINIMOS.

EN EL PLANTEO DE LAS VARIACIONES POSIBLES EN CARGAS Y RESISTENCIAS, EXISTEN MUCHAS OTRAS INCERTIDUMBRES, QUE PROVIENEN DE LA DIFERENCIA ENTRE LOS ESQUEMAS DE CALCULO, SIEMPRE SIMPLI FICADOS, Y LA REALIDAD; INEXACTITUDES EN EL MISMO, VARIACIONES EN LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS Y EN LAS POSICIONES DE LAS ARMADURAS, SIN CONTAR TODOS LOS DEMAS ASPECTOS SITUADOS AL MAR GEN DEL ANALISIS.

EL COEFICIENTE DE SEGURIDAD,  $K$ , TIENE COMO MISION CUBRIR TODO ESTE CONJUNTO DE INCERTIDUMBRES, PERO AL PROVENIR DE UNA DECISION ARBITRARIA Y EMPIRICA, EN MODO ALGUNO PERMITE APRECIAR LA SEGURIDAD REAL DE LA OBRA, NI SIQUIERA DE MODO APROXIMADO. LOS MARGENES DE SEGURIDAD QUE DE EL RESULTAN PUEDEN VARIAR MU CHO ENTRE UNA Y OTRA CONSTRUCCION, E, INCLUSO, ENTRE UNO Y OTRO ELEMENTO DE UNA MISMA OBRA..

### III.- PROCEDIMIENTO DE EVALUACION

EN ESTE CONTEXTO RESULTA ILUSORIO PLANTEARSE UNA SEGURIDAD ABSOLUTA, Y EL PROBLEMA DE LA SEGURIDAD CONSISTE EN LIMITAR LA PROBABILIDAD DE RUINA DE UNA OBRA A UN VALOR SUFICIENTEMENTE PE QUEÑO Y, POR TANTO. ACEPTABLE, TENIENDO EN CUENTA EL CARACTER - ALEATORIO DE TODOS LOS ELEMENTOS DEL CALCULO: Y CON BASE EN LA EXISTENCIA DE CONCEPTOS MAS MODERNOS QUE EL FACTOR O COEFICIENTE DE SEGURIDAD, EN ESTE ANALISIS CONSIDERAMOS VALIDOS LOS REFE RENTES A FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA, ESTE PROCEDIMIENTO -- PROPICIA COMO YA SE COMENTO; COMBINAR LA TEORIA DE PROBABILIDAD,

DATOS ESTADISTICOS Y JUICIOS DE INGENIERIA DENTRO DE UNA HERRAMIENTA RACIONAL PARA TOMAR DECISIONES, EN PARTICULAR, EL PROCEDIMIENTO PERMITE AL INGENIERO EL USO DE UNA MANERA CONSISTENTE DE INFORMACION ESPECIFICA DEL SITIO, PARA MEJORAR SI ES NECESARIO, SU JUICIO SOBRE EL NIVEL DE CLASIFICACION DE SEGURIDAD PARA UN PUENTE EN PARTICULAR. ASIMISMO, SE INCORPORA METODOLOGIA PROPUESTA POR "AASHTO" EN SUS "GUIDE SPECIFICATIONS FOR STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIGGES", 1989 (EGER), PERMITE EVALUAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE CASI TODOS LOS PUENTES EXISTENTES; EN LAS ESTRUCTURACIONES DE ACERO INCLUYE PUENTES CON ARMADURAS O CON TRABES SIMPLEMENTE APOYADAS O CONTINUAS, EN LOS PUENTES DE CONCRETO INCLUYE ESTRUCTURACIONES DE LOSA, TRABES, - VIGAS T Y DE SECCION CAJON O CELULAR DE CLAROS CORTO A MEDIANO. ASIMISMO SE CONTEMPLAN LOS CONSTRUIDOS CON ELEMENTOS DE CONCRETO PRESFORZADO.

EN LA DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE CARRETERAS, LOS PRECEPTOS, NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE UN PUENTE QUE SOPORTARA TRANSITO NORMAL, IMPLICITAMENTE TOMAN EN CUENTA LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

- Transito normal*
- 1.- EL PESO BRUTO VEHICULAR, DIMENSIONES DE LONGITUD Y CARGA - POR EJE DE LOS VEHICULOS REGLAMENTADOS PERMITIDOS. CONFORME A LA CLASIFICACION CORRESPONDIENTE AL TIPO DE CAMINO, COMO UNA POSIBILIDAD EN LA DETERMINACION DEL FACTOR DE CARGA VIVA, RESPECTO A LA CARGA VIVA DE DISEÑO CONTEMPLADA EN LAS ESPECIFICACIONES.
  - 2.- TIPO DE PUENTE EN SUBESTRUCTURA Y PRIMORDIALMENTE EN SU SU PERESTRUCTURA.
  - 3.- NUMERO DE CARRILES EN EL PUENTE.
  - 4.- LONGITUD DEL CLARO.
  - 5.- EXCESO ACCIDENTAL O DELIBERADO EN EL PESO DE LAS CARGAS EN LOS EJES, RESPECTO AL LEGALMENTE PERMITIDO.

exceso peso y/o longitudes.

Los aspectos mencionados en el dictamen deben ser conocidos por el investigador antes de que se emita el dictamen.

- 6.- POSICION DEL VEHICULO EN LA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.
- 7.- PRESENCIA SIMULTANEA DE MAS DE UN VEHICULO EN LA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.
- 8.- PRESENCIA SIMULTANEA DE MAS DE UN VEHICULO EN EL MISMO CARRIL DE CIRCULACION.
- 9.- ANCHO DEL VEHICULO.
- 10.- LA VELOCIDAD DEL VEHICULO, REPRESENTADA COMO CARGA DINAMICA O FACTOR DE IMPACTO.

EN EL CASO DEL ESTUDIO NECESARIO PARA LA ELABORACION DE UN DICTAMEN TECNICO SOBRE LA TRANSPORTACION DE UNA CARGA ESPECIFICA EN UN VEHICULO ESPECIAL CON EXCESO DE DIMENSIONES EN PESO Y/O LONGITUDES, LOS ULTIMOS SEIS ASPECTOS ENUNCIADOS. DEBEN SER CONOCIDOS PREVIAMENTE CON ALGUN GRADO DE CERTIDUMBRE, O ESTIPULADOS COMO UNA CONDICION A LA CUAL DEBE DARSE CUMPLIMIENTO, UN CO NOCIMIENTO FIDEDIGNO O CONFIABLE DE ESOS ASPECTOS PUEDE USARSE CON VENTAJA PARA PERMITIR EL TRANSITO SOBRE UNA ESTRUCTURA DE UNA COMBINACION VEHICULAR SUBSTANCIALMENTE PESADA, SIN LLEGAR A COMPROMETER DEMASIADO LA SEGURIDAD DE LA MISMA.

FINALMENTE, EN LA EVALUACION DE LA CARGA MAXIMA QUE PUEDE SOPORTAR UN PUENTE EXISTENTE, NO ES RACIONAL ESTABLECER QUE TODOS LOS FACTORES DESFAVORABLES SE PRESENTARAN SIMULTANEAMENTE, EN LUGAR DE ELLO ES RECOMENDABLE USAR UNA TECNICA CON LA CUAL SE EFECTUE UNA ESTIMACION REALISTA DE LAS PEORES MEZCLAS DE TRAN SITO VEHICULAR NORMAL QUE EL PUENTE PUEDE EXPERIMENTAR, PARA EN TONCES CON ESTAS BASES PODER CALCULAR EL SOBREPESO PERMISIBLE EN UN VEHICULO QUE TRANSITARA SOBRE LA ESTRUCTURA.

## SUMARIO.

CONFORME A LO QUE SE HA EXPRESADO, AL DETERMINAR QUE UNA ESTRUCTURA TENGA POSIBILIDAD DE INCREMENTAR SU HABILIDAD PARA SOPORTAR UNA CARGA EXCEDIDA EN PESO, DEPENDERA DE LAS RESTRICIONES QUE SE LE IMPONGAN DURANTE SU TRANSITO; LAS QUE CONSISTEN PRIMORDIALMENTE EN:

- 1.- ESTRICTO CONTROL DEL PESO PERMISIBLE EN CADA CASO ESPECIAL, DICTAMINADO CON UN ESTUDIO ESPECIFICO.
- 2.- TRANSITAR A LO LARGO DEL EJE LONGITUDINAL DEL PUENTE.
- 3.- TRANSITAR CON VELOCIDAD CONSTANTE NO SUPERIOR A 10 KM/H., SIN ACELERAR, NI FRENAR EL VEHICULO CUANDO SE ENCUENTRE SOBRE EL PUENTE.
- 4.- EXCLUIR EL TRANSITO SOBRE EL PUENTE, DE CUALQUIER OTRO VEHICULO, EN TANTO LA COMBINACION ESPECIAL NO HAYA SALIDO DEL MISMO.
- 5.- EL ANCHO DE LA ENTREVIA EXTERNA INCREMENTARLO A UN VALOR MINIMO DE 3.0 M, CONTANDO CON OCHO LLANTAS POR LINEA, EN SENTIDO TRANSVERSAL A LA COMBINACION VEHICULAR.
- 6.- DETERMINAR LAS DEFICIENCIAS ESTRUCTURALES POR EL PELIGRO QUE REPRESENTAN PARA LA SEGURIDAD.
- 7.- EVALUAR LA CAPACIDAD PARA SOPORTAR CARGA CON BASE EN EL ESTADO FISICO ESTRUCTURAL EXISTENTE, QUE PERMITA ELEGIR O DETERMINAR EL FACTOR DE RESISTENCIA CORRESPONDIENTE A LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE ULTIMO, RESPECTO A LA RESISTENCIA NOMINAL.



# GUIDE SPECIFICATIONS FOR STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIDGES

1989



Published by

American Association of State Highway and Transportation Officials  
444 North Capitol Street, N.W., Suite 225  
Washington, D.C. 20001

© Copyright, 1989, by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. *All Rights Reserved.* Printed in the United States of America. This book, or parts thereof, may not be reproduced in any form without permission of the publishers.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY  
AND TRANSPORTATION OFFICIALS

EXECUTIVE COMMITTEE  
1988

*President:* Leno Menghini, Wyoming  
*Vice President:* James Pitz, Michigan

*Elected Regional Members:*

|            |  |
|------------|--|
| Region I   | Susan C. Crampton, Vermont<br>Kermit Justice, Delaware             |
| Region II  | William S. Ritchie, Jr., West Virginia<br>Ray D. Pethtel, Virginia |
| Region III | Eugene McCormick, Illinois<br>Wayne Muri, Missouri                 |
| Region IV  | Garth Dull, Nevada<br>Charles L. Miller, Arizona                   |

*Past Presidents:*

John R. Tabb, Mississippi  
Henry Gray, Arkansas  
William S. Ritchie, Jr., West Virginia  
John Clements, New Hampshire  
Richard A. Ward, Oklahoma  
Thomas D. Moreland, Georgia  
Darrell V. Manning, Idaho  
Robert H. Hunter, Missouri

*Secretary of Transportation:* James H. Burnley, IV

*Treasurer:* Clyde Pyers, Maryland

*Chairpersons of the Standing Committees:*

Duane Berentson, Washington, Standing Committee on Administration  
Frederick P. Salvucci, Massachusetts, Standing Committee on Planning  
Raymond Stotzer, Texas, Standing Committee on Highways  
Ronald R. Fiedler, Wisconsin, Standing Committee on Highway Traffic Safety  
Franklin E. White, New York, Standing Committee on Water Transportation  
Hal Rives, Georgia, Standing Committee on Aviation  
Ray D. Pethtel, Virginia, Standing Committee on Public Transportation  
Henry Gray, Arkansas, Standing Committee on Railway Conference  
Sam W. Waggoner, Mississippi, Special Select Committee Conference of Commissioners  
and Boards

*Executive Director:* Francis B. Francois, Washington, D.C. (Ex. Officio)

## HIGHWAY SUBCOMMITTEE ON BRIDGES AND STRUCTURES 1988

CLELLON LOVEALL, TENNESSEE, Chairman  
THEODORE H. KARASOPOULOS, MAINE, Vice Chairman  
STANLEY GORDON, Federal Highway Administration, Secretary

ALABAMA, Charles H. Cook, C. H. McPhenon  
ALASKA, Karl Mielke  
ARIZONA, Ron Brechler  
ARKANSAS, Veral Pinkerton  
CALIFORNIA, James E. Roberts  
COLORADO, (vacant)  
CONNECTICUT, Clement Zawodniak, Daniel Coffey  
DELAWARE, Chao Hu  
D.C., James Speiman, Gary Burch  
FLORIDA, Henry T. Boli  
GEORGIA, Charles Lewis  
HAWAII, Clarence R. Yamamoto  
IDAHO, Richard Jobs  
ILLINOIS, James Rayburn  
INDIANA, Robert Woods  
IOWA, William Lundquist  
KANSAS, Kenneth F. Hurst  
KENTUCKY, Glen Kelly, Tom Layman  
LOUISIANA, Louis A. Garrido  
MAINE, James Chandler, Theodore H. Karasopoulos  
MARYLAND, Earle S. Freedman, James K. Gatley  
MASSACHUSETTS, Thomas Eddlem  
MICHIGAN, Ho Lum Wong  
MINNESOTA, D. J. Flemming  
MISSISSIPPI, Bennie D. Vereil  
MISSOURI, Al Laffoon  
MONTANA, Norman Rognlie  
NEBRASKA, James R. Holmes  
NEVADA, Rod Johnson  
NEW HAMPSHIRE, Andrew J. Lane  
NEW JERSEY, Jack Freidenrich, Robert Pege  
NEW MEXICO, Martin A. Gavurnick  
NEW YORK, Robert C. Keating  
NORTH CAROLINA, James D. Lee, John L. Smith  
NORTH DAKOTA, Forest Durow

OHIO, B. David Hanbilammi  
OKLAHOMA, Veldo M. Goins  
OREGON, Walter J. Hart  
PENNSYLVANIA, Mahendra G. Patel  
PUERTO RICO, Jorge L. Acevedo  
RHODE ISLAND, Richard Kalunian  
SOUTH CAROLINA, Ben Meetze, Jr.,  
Charles L. Matthews  
SOUTH DAKOTA, K. C. Wilson  
TENNESSEE, Clellon Loveall, Ed Wasserman  
TEXAS, Luis Ybanez  
U.S. DOT, Stanley Gordon (FHWA),  
Nick E. Mpras (USCG)  
UTAH, Dave Christensen  
VERMONT, Warren B. Tripp  
VIRGINIA, Fred G. Sutherland  
WASHINGTON, C. S. Glovd  
WEST VIRGINIA, William D. Domico  
WISCONSIN, Stanley W. Woods  
WYOMING, Charles H. Wilson  
ALBERTA, R. W. Kornelson  
GUAM, Nonato C. Hallera  
MANITOBA, G. A. DePauw  
MARLANA ISLANDS, John C. Pangelinan  
NEW BRUNSWICK, G. A. Rushton  
NORTHWEST TERRITORIES, Raymond Ho  
NOVA SCOTIA, R. Shaffelburg  
ONTARIO, R. A. Dorton  
SASKATCHEWAN, L. J. Hamblin  
MASS. METRO. DIST. COMM., David Lenhardt  
N.J. TURNPIKE AUTHORITY, Paul M. Weckesser  
PORT AUTH. OF NY & NJ, Joseph Zitelli,  
Joseph Kelly  
NY STATE BRIDGE AUTHORITY, William Moreau

# TABLE OF CONTENTS

## SPECIFICATIONS

### SECTION 1—INTRODUCTION

|     |                     |   |
|-----|---------------------|---|
| 1.1 | Purpose .....       | 1 |
| 1.2 | Scope .....         | 1 |
| 1.3 | Applicability ..... | 1 |

### SECTION 2—SYMBOLS AND DEFINITIONS ..... 1

### SECTION 3—STRENGTH EVALUATION OF BRIDGES

|       |   |   |
|-------|---|---|
| 3.1   | General .....                                       | 1 |
| 3.2   | Safe Evaluation .....                               | 1 |
| 3.3   | The Rating Equation .....                           | 2 |
| 3.3.1 | Collection of Information .....                     | 2 |
| 3.3.2 | Selection of Nominal Loadings and Resistances ..... | 4 |
| 3.3.3 | Distribution of Loads .....                         | 6 |
| 3.3.4 | Selection of Load and Resistance Factors .....      | 8 |
| 3.3.5 | Calculation of Rating Factors .....                 | 8 |

## FIGURES

|          |  |   |
|----------|--|---|
| Figure 1 | Flow-chart for the Evaluation Process .....      | 3 |
| Figure 2 | AASHTO Rating Vehicles .....                     | 5 |
| Figure 3 | Lane Loading .....                               | 6 |
| Figure 4 | Flowchart for Selecting Resistance Factors ..... | 7 |

## TABLES

|            |                                       |    |
|------------|---------------------------------------|----|
| Table 1    | Correction Factor for Analysis .....  | 11 |
| Table 2    | Load Factors .....                    | 11 |
| Table 3(a) | Resistance Factors .....              | 12 |
| Table 3(b) | Resistance Factors .....              | 13 |
| Table 4    | Reduction Factors for Live Load ..... | 13 |

## COMMENTARY

### SECTION 1—INTRODUCTION

|     |                     |    |
|-----|---------------------|----|
| 1.1 | Purpose .....       | 17 |
| 1.2 | Scope .....         | 17 |
| 1.3 | Applicability ..... | 17 |

### SECTION 2—SYMBOLS AND DEFINITIONS ..... 18

---

**SECTION 3—STRENGTH EVALUATION OF BRIDGES**

|       |   |           |
|-------|---|-----------|
| 3.1   | General .....                                       | 18        |
| 3.2   | Safe Evaluation .....                               | 19        |
| 3.3   | The Rating Equation .....                           | 19        |
| 3.3.1 | Collection of Information .....                     | 20        |
| 3.3.2 | Selection of Nominal Loadings and Resistances ..... | 20        |
| 3.3.3 | Distribution of Loads .....                         | 21        |
| 3.3.4 | Selection of Load and Resistance Factors .....      | 22        |
|       | <b>ILLUSTRATIVE EXAMPLES .....</b>                  | <b>22</b> |

## SECTION 1

## INTRODUCTION

## 1.1 Purpose

These proposed guidelines establish a methodology for rating existing bridges.

## 1.2 Scope

The methodology is presented in a general format utilizing load and resistance factors. This procedure allows for combining probability theory, statistical data and engineering judgment into a rational decision making tool. In particular, the procedure allows the engineer to use site specific information in a consistent manner to improve, if necessary, his judgment

on the safe rating level for a particular bridge. In addition, the format incorporates existing methodology for considering local laws and regulations and methods of calculation.

## 1.3 Applicability

This methodology is intended for evaluating almost all existing bridges. Steel spans include simple and continuous girder bridges and trusses and floor systems. Concrete spans recognized include slab, girder, T-beam and box beam bridges with short to medium span length. Prestressed beams, although of recent vintage are also included herein.

## SECTION 2

## SYMBOLS AND DEFINITIONS

## 2.1

ADT —average daily traffic

ADTT—average daily truck traffic

$F_y$  —nominal or specified yield stress

$g$  —"girder distribution" which denotes the distribution of load effect to individual girder components

$I$  —"Impact Factor" to magnify static loading due to dynamic amplification

$L$  —nominal live load effect

R.F. —rating factor

$R_n$  —nominal strength or resistance

$S_x$  —elastic section modulus

$Z$  —plastic section modulus

$\gamma_D$  —dead load factor

$\gamma_L$  —live load factor

$\phi$  —resistance factor (capacity reduction)

## SECTION 3

## STRENGTH EVALUATION OF BRIDGES

## 3.1 General

The procedure for rating of existing bridges requires knowledge of the physical conditions of the bridge and the applied loadings. A safe level of rating presupposes that nominal strengths should be estimated from a detailed investigation of the structure's physical condition and any continuing attempts to alleviate any signs of deterioration. Further, knowledge of traffic conditions including signs of overweight vehicle combinations combined with accurate methods of structural analysis should be used when necessary to estimate load effects. The load and resistance factors that must be applied should rationally

recognize the corresponding uncertainties in making these judgments on strength, analysis and loading. The concepts of structural reliability are a means for consistently representing these uncertainties and allowing bridge engineers to select proper load and resistance factors for rating specific bridges.

## 3.2 Safe Evaluation

The strength evaluation procedures presented herein are intended to recognize a balance between safety and economics. Detailed presentations of the theory and the calibration of the load and resistance factors contained herein are given in NCHRP

12-28(1) and 10-15 (NCHRP Report 301). The previously existing distinction of operating and inventory stress levels for rating are no longer maintained. Rather, a single load rating will be produced by these guidelines. The rating engineer will find that with the factors specified herein, bridges may reach or even exceed their previous operating rating for those bridges which receive frequent qualified inspection in the specified inspection interval by inspectors meeting the qualifications of the National Bridge Inspection Standards, have adequate maintenance programs and loads corresponding to reasonable levels of traffic and enforcement. Conversely, sites which do not maintain these conditions or have non-redundant critical components will find their ratings falling possibly to inventory levels or even lower. Evaluators will find options in these guidelines by which ratings can be improved by recommendations for more frequent and detailed inspection and maintenance, improved structural analysis and especially control of heavy overweight vehicles.

These guidelines are intended to produce rating factors for routine evaluation and posting considerations. Evaluation of live load for issuance of permits may require load factors different from rating and shall also utilize the actual vehicle size, weight and configuration.

### 3.3 The Rating Equation

The evaluation is carried out with a comparison of the factored live load effects and the factored strength or resistance. The load factors are used to account for uncertainties in load effects due to uncertainties in analysis as well as load magnitudes. The dead load factor includes normal variations in material dimensions and densities. The live load factor accounts for uncertainties in expected maximum vehicle loading effect, impact and distribution of loads during a time period between inspections. The resistance factor accounts for uncertainties in strength prediction theories, material properties and deterioration influences over time periods between inspection. Furthermore, the load and resistance factors are adjusted to produce an overall safety margin which leads to an adequate level of safety considering all uncertainties described above.

The rating procedure is carried out for all strength checks (moment, shear, etc.) at all potentially critical sections with the lowest value determining the rating factor for the entire span. The rating equation to be used throughout the application of these guidelines is:

$$\phi R_n = \gamma_D D + \gamma_L (R.F.) L (1 + I) \quad (1)$$

or

$$R.F. = \frac{\phi R_n - \gamma_D D}{\gamma_L L (1 + I)} \quad (2)$$

where the terms are defined in section 2. The rating factor is the ratio of the safe level of loading to the load produced by the nominal or standard vehicle. It may be used in the consideration of posting levels and/or the consideration and justifications for future repairs or replacement. In determining load and resistance factors for the rating equation, the following steps shall be carried out in evaluating a bridge span:

- 1) collection of information
- 2) selection of nominal loadings and resistances
- 3) distribution of loads
- 4) selection of load and resistance factors
- 5) calculation of rating factors

A flowchart for the rating procedure is also provided in Figure 1. The evaluator should note that potential improvement in the rating factor may come from selecting options in each step. These generally provide a less conservative factor provided additional evaluation effort is performed and no unsatisfactory information is uncovered.

#### 3.3.1 Collection of Information

This task shall be the same as the provisions in the existing AASHTO *Manual for Maintenance Inspection of Bridges* except that the following items should be noted since they can have an influence on the selection of load and resistance factors.

- 1) Deck Condition—The impact factors in AASHTO design specification are deliberately selected to be conservative with respect to most conditions. Field tests have shown that the single most important factor affecting impact is roadway roughness and any bumps, sags, or other discontinuities which may initiate or amplify dynamic response to truck passages. Any of these surface factors should be noted during a bridge inspection.
- 2) Structural Condition—Signs of recent deterioration in structural members which may go unchecked and increase the likelihood of further section capacity loss before the next cycle of inspections and rating should be noted. Conversely, maintenance efforts to mitigate such deterioration should also be noted. An allowance for structural deterioration should note

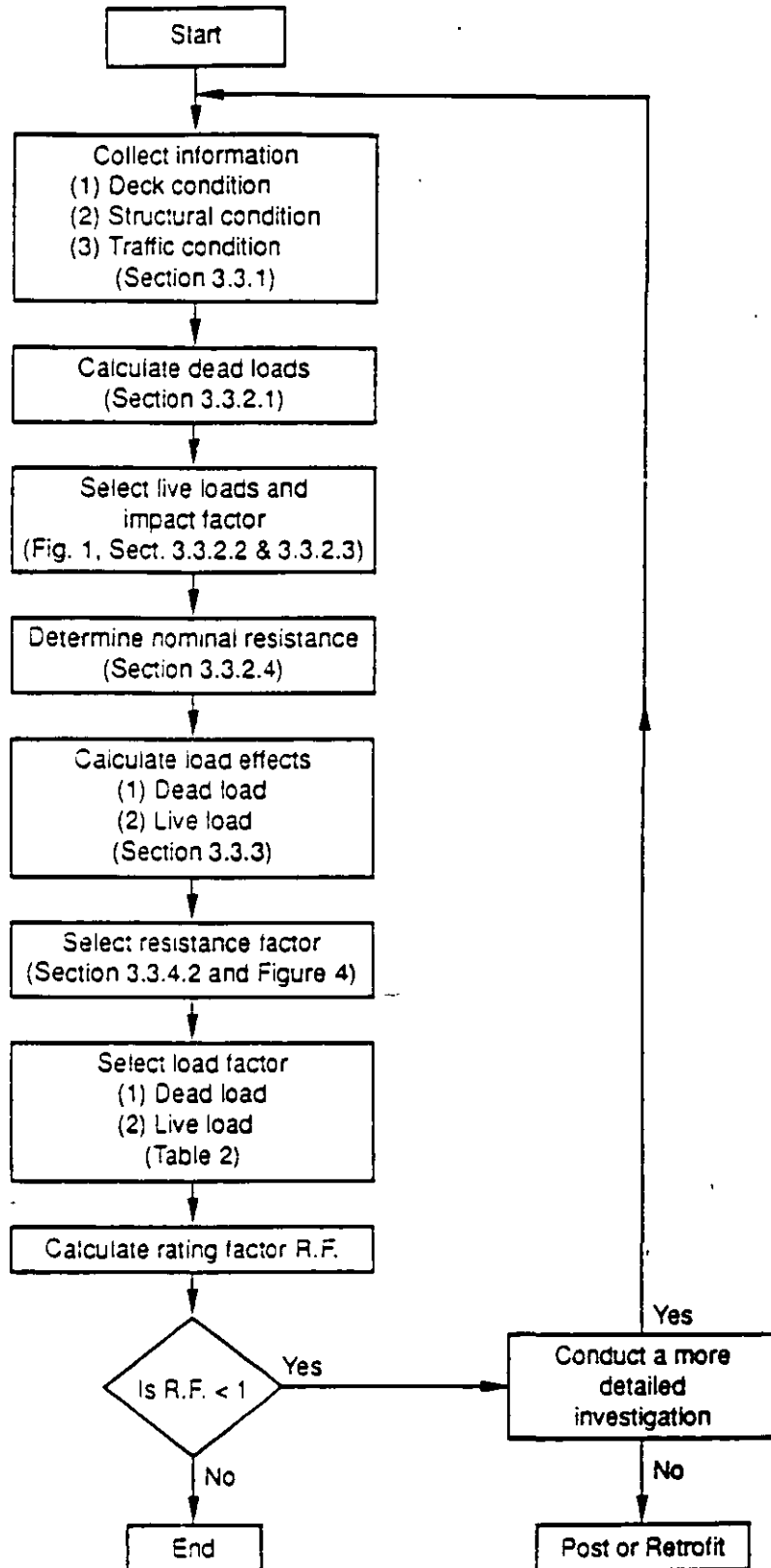


FIGURE 1 Flowchart for the evaluation process.



when this is either an expected or conservative estimation since further deterioration may increase the uncertainty regarding reliable section properties and strength during the next inspection interval.

- 3) Traffic Condition—The expected loading during the inspection interval is affected by the truck traffic at the site. In the best instance, data will be available from traffic surveys including objective truck weight operations. Alternatively, advice should be sought from the traffic division regarding truck traffic volume, composition, permit activities, overload sources, and degree of enforcement.

### 3.3.2 Selection of Nominal Loadings and Resistances

**3.3.2.1 Dead Loads.** The dead load shall be estimated from data available from the inspection at the time of analysis. The dead load factor accounts for normal variations of material densities and dimensions. Nominal dimensions and densities shall be used for calculating dead load effects. For overlays, either cores shall be used to establish the true thickness or an additional allowance of 20% should be placed on the nominal overlay thickness indicated at the time of analysis. The recommended unit weights of materials to be used in computing the dead load should be:

| MATERIAL  | UNIT WEIGHT<br>(lbs. per cu. ft.) |
|---|-----------------------------------|
| Asphalt surfacing.....                                | 144                               |
| Concrete, plain or reinforced<br>(normal weight)..... | 150                               |
| Steel.....  | 490                               |
| Cast iron.....  | 450                               |
| Timber (treated or untreated).....                    | 50                                |
| Earth (compacted),<br>sand gravel or ballast.....     | 120                               |

**3.3.2.2 Live Loads.** The moving loads to be applied on the deck for calculating maximum nominal live loading effects shall be the three AASHTO legal vehicles shown in Figure 2. The spacings and axle weights chosen for these vehicle types were selected from actual truck weight surveys conducted throughout the United States. They also correspond to actual maximum legal loads conforming with regulations of most states. It is believed that these typical vehicles correspond better to existing traffic and will provide more uniform reliability than the standard AASHTO H or HS design loading. Hence, the latter

are not recommended for bridge posting purposes. Additional vehicles should be added to those shown in Figure 2 to conform with maximum legal weights and lengths in specific jurisdictions. Adjustments of axle weights and spacings of the three AASHTO legal vehicles is not recommended.

In computing load effects, one vehicle shall be considered present in each lane. The positioning of the vehicle in each lane shall be according to AASHTO specifications. It is unnecessary to place more than one vehicle in a lane since the load factors shown below have been modelled for this possibility. These load factors shall be considered applicable for spans up to 200 feet. For longer spans the lane-type loading given in Figure 3 will govern the evaluation (up to 300 feet.). It is a combination of a vehicle load and a uniformly distributed load. For all span lengths where the rating factor is less than one, it may be necessary to place more than one vehicle in each lane. In lieu of this, the evaluator should check the lane loading for all span lengths together with the rating vehicle as shown in Figure 3. Where maximum load effects in any member are produced by loading a number of traffic lanes simultaneously, reduction factors as given in Table 4 should be applied.

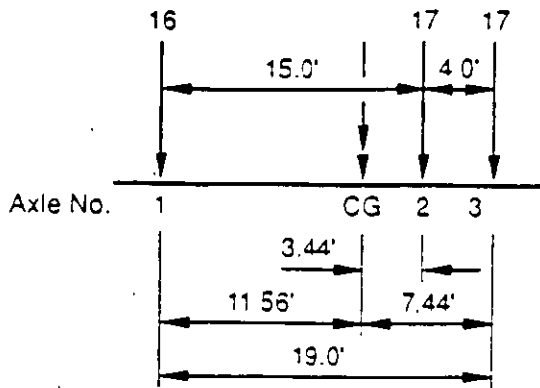
In checking special permits, the actual vehicle weights and dimensions shall be used. If the number of such permits in one year are frequent, then it shall be assumed that two lanes are occupied by such a vehicle. Otherwise, standard vehicles may be placed in the other lanes. When the engineer determines that conditions of traffic movement and volume would warrant it, the standard vehicles may be eliminated. Upon special investigation, the load factor for a controlled permit use is reduced below the value taken for ordinary traffic conditions.

The probable maximum sidewalk loadings should be used in calculations for safe load capacity ratings. This loading will vary from bridge to bridge, depending generally upon its location. Because of this variation, the Engineer must use his judgment to make the final determination of the unit loadings to be used. This loading will not exceed the design sidewalk loading given in the AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*.

**3.3.2.3 Impact.** An impact allowance shall be added to the static loads used for rating as shown in Equation 1. Impact values in the AASHTO design specifications reflect conservative conditions that may possibly prevail under certain circumstances. Under an enforced speed restriction, impacts may be reduced.

# **SPECIFICATIONS**

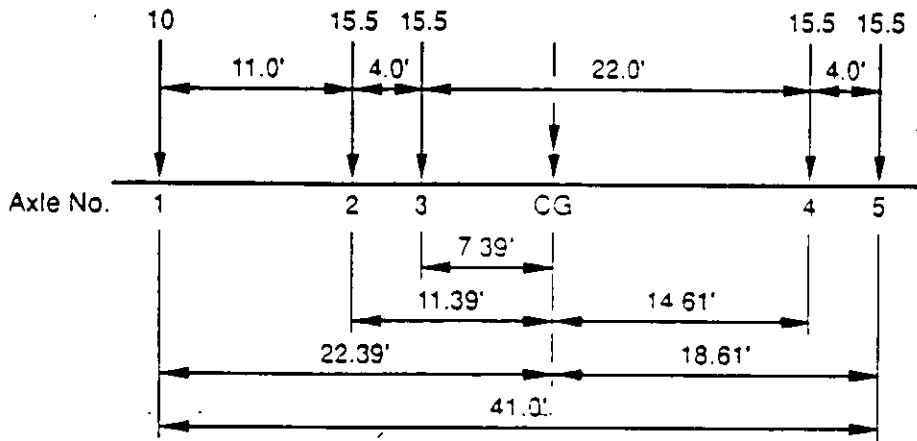
**TYPE 3 UNIT WEIGHT = 50 KIPS**



INDICATED CONCENTRATIONS ARE AXLE LOADS IN KIPS.

CG = CENTER OF GRAVITY.

**TYPE 3S2 UNIT WEIGHT = 72 KIPS**



**TYPE 3-3 UNIT WEIGHT = 80 KIPS**

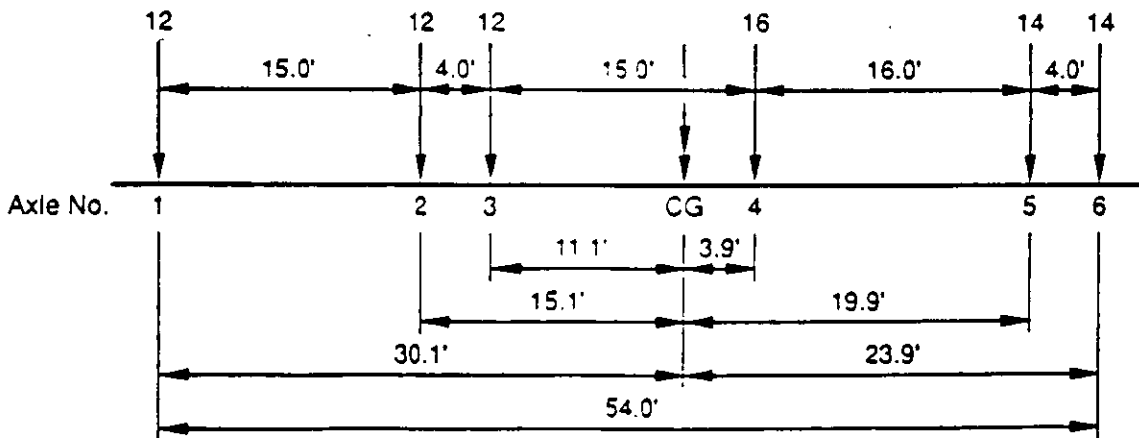


FIGURE 2 AASHTO rating vehicles

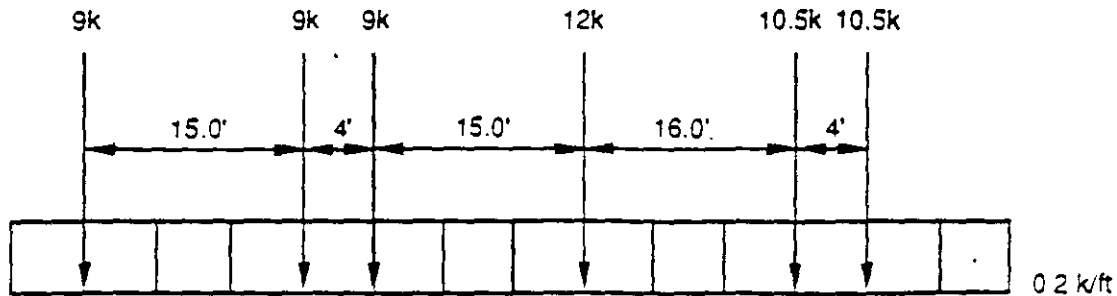


FIGURE 3 Lane Loading

For smooth approach and deck conditions, the impact may be taken as 0.10. For a rough surface with bumps, a value of 0.20 should be used. Under extreme adverse conditions of high speed, spans less than 40' and highly distressed pavement and approach conditions, a value of 0.30 should be taken.

If such a judgment cannot be made then refer to the bridge inspection report and relate impact to the condition of the wearing surface.

| CONDITION OF WEARING SURFACE |   | IMPACT |
|------------------------------|---|--------|
| 1—Good condition             | —No repair required   | 0.1    |
| 2—Fair condition             | —Minor deficiency, item still functioning as designed                         | 0.1    |
| 3—Poor condition             | —Major deficiency, item in need of repair to continue functioning as designed | 0.2    |
| 4—Critical condition         | —Item no longer functioning as designed                                       | 0.3    |

**3.3.2.4 Resistances:** Nominal component strengths shall be the same quantities now contained in the load factor sections of the AASHTO Design Specifications and the AASHTO *Manual for Maintenance Inspection of Bridges*. Nominal strength calculations shall take into consideration the observable effects of deterioration, such as loss of concrete or steel cross-sectional area, loss of composite action or corrosion.

**3.3.2.4.1 Concrete.** The strength of sound concrete shall be assumed to be equal to either the values taken from the plans and specifications or the average of construction test values. When these values are not available, the ultimate stress of sound concrete may be assumed to be 3,000 psi. A reduced

ultimate strength shall be assumed (no less than 2,000 psi, however) for unsound or deteriorated concrete unless evidence to the contrary is gained by field testing.

**3.3.2.4.2 Reinforcing Steel.** The area of tension steel to be used in computing the ultimate flexural strength of reinforced concrete members shall not exceed that available in the section or 75 percent of the steel reinforcement required for a balanced condition. The steel yield stresses to be used for various types of reinforcing steel are given below.

| Reinforcing Steel                                    | Yield Stress $F_y$ (psi) |
|--|--------------------------|
| Unknown steel (prior to 1954)                        | 33,000                   |
| Structural Grade                                     | 36,000                   |
| Intermediate Grade and unknown after 1954 (Grade 40) | 40,000                   |
| Hard Grade (Grade 50)                                | 50,000                   |
| Grade 60   | 60,000                   |

**3.3.2.4.3 Structural Steel.** Nominal unit stresses must depend on the type of steel used in the structural member. When tests are performed to assess yield stress, the mean values shall be reduced by 10% to produce nominal values for strength calculations. Nominal values shall be nominal strength computed without any resistance factor applied.

### 3.3.3 Distribution of Loads

The fraction of vehicle load effect transferred to a single member may be selected in accordance with current AASHTO Design Specifications. These values represent a possible combination of adverse circumstances. The option exists to substitute field measured values, analytically calculated values or those determined from advanced structural analysis methods utilizing the properties of the existing span(s). Loadings shall be placed in positions causing

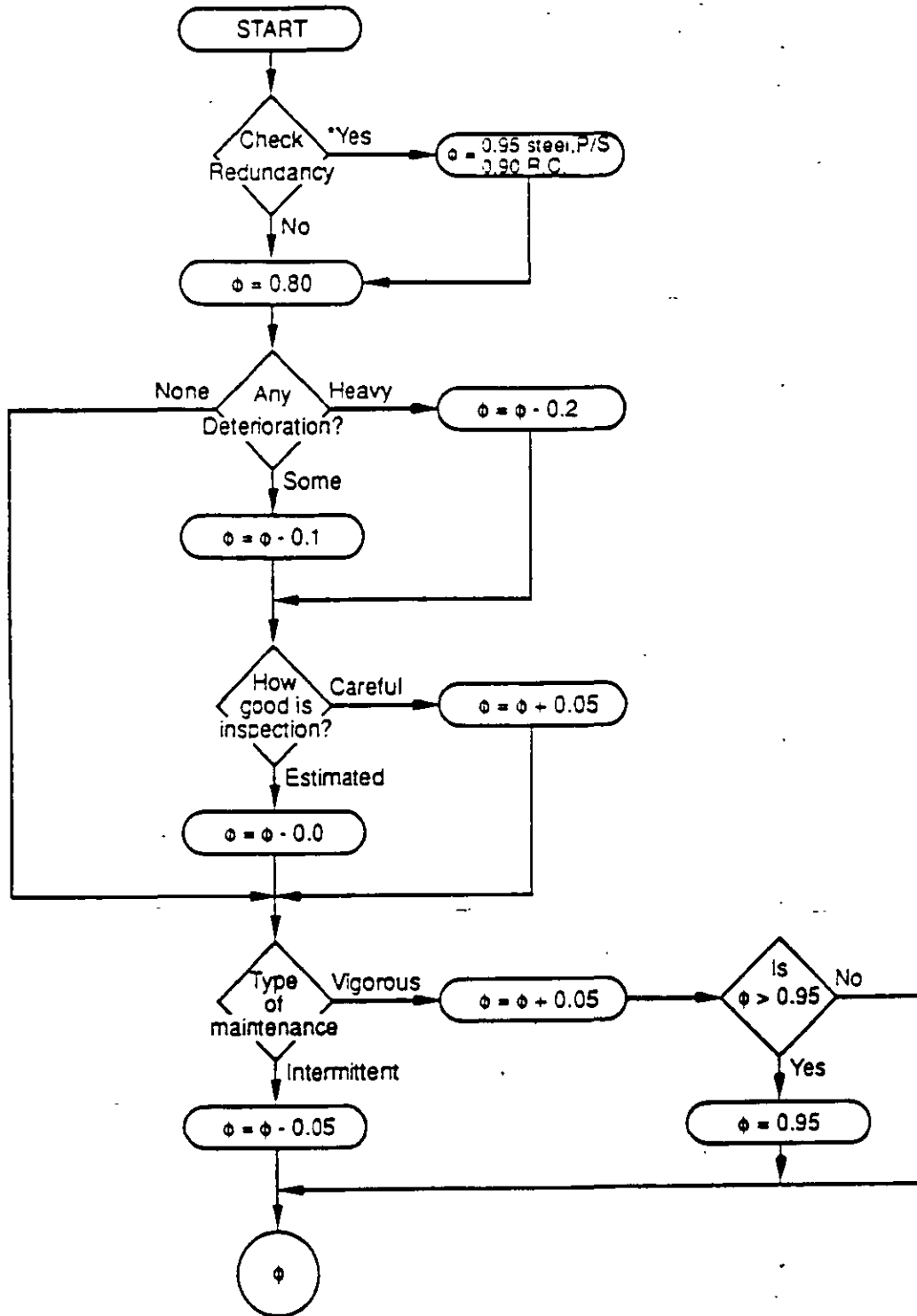


FIGURE 4 Flowchart for selecting resistance factors.

the maximum response. Further, if such a measurement or analysis is made and the expected distribution value is obtained, then this shall be adjusted by the factors shown in Table 1. The latter are needed to adjust for the expected bias in AASHTO distribution factors for different material types.

### 3.3.4 Selection of Load and Resistance Factors

**3.3.4.1 Load Factors.** The load factors shall be taken from Table 2. These are intended to represent conditions existing at the time this specification is written based on field data obtained from a variety of locations using weigh-in-motion and other data gathering methods. The live load factor accounts for the likelihood of extreme loads side-by-side and following in the same lane and the possibility of overloaded vehicles. Since one aim of these specifications is to protect the investment in the bridge structure, the live load factors do recognize the presence of overweight trucks on many highways. An option to reflect effective overload enforcement is contained herein with a reduced live load factor. The presence of illegal loads has also been noted, and if such vehicles are present in large numbers at the site, the higher load factors may lead to unacceptable ratings and enforcement efforts should be instituted.

When R.F. is less than 1.0, the loads are to be restricted. In instances where the R.F. is less than 1.0, consideration should be given to truck weight surveys and vigorous enforcement programs. If there is a reason to believe that truck posting signs are being ignored then consideration should be given to further raising the live load factor.

**3.3.4.2 Resistance Factors.** The resistance factors or capacity reduction factors in the AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* are intended for new components with current methods of high quality control. The nominal (unfactored) strengths to be used for evaluation represent an estimate of strength using data pertaining to member properties and conditions at the time of inspection. The resistance factor shall consider both the uncer-

tainties in estimating these member properties and also any bias or conservativeness deliberately introduced into these estimates. Because further changes may occur to the section during the inspection interval, there is some dependence of these properties on the quality of maintenance. Also, the level and detail of inspection is important since it may reveal actual properties to be used in section calculations. The resistance factors for members in good condition are shown in Table 3(a), section I. The influence of deterioration, inspection and maintenance are given in Table 3(a), sections II, III and IV. A table of resistance factors for all combinations of conditions encountered is given in Table 3(b). A flow chart for obtaining the resistance factors is also presented in Figure 4.

### 3.3.5 Calculation of Rating Factors

The rating factor is to be calculated from Equation 1. If it exceeds 1.0, the span is satisfactory for the legal loads in that jurisdiction. [In the present specifications, there is only a single rating value (eliminating the operating and inventory levels) which determines the allowable loads]. The load and resistance factors have been calibrated to provide adequate safety under the inspection, maintenance, analysis, redundancy, and loading conditions cited. These provisions have the capability for evaluations to be improved by utilizing options related to more intensive inspection and maintenance or control of heavy overloads.

The rating factors obtained herein may also safely be applied to permit loadings. In some instances where a permit might otherwise be rejected, the live load factors contained herein may be reduced to reflect known weight conditions associated with the permit vehicle. This reduction in load factor may depend on the degree of control of the permit and the number of permits that may be issued. Fatigue life should be a consideration in the issuance of overload permits and this factor is taken up in NCHRP 12-28(3) (NCHRP Report 299).

# TABLES

TABLE 1 Correction Factor for Analysis\*

| Distribution of Loads  | Correction Factor |              |          |
|--|-------------------|--------------|----------|
|  | Steel             | Pre-stressed | Concrete |
| 1. AASHTO Distribution   | 1.00              | 1.00         | 1.00     |
| 2. Tabulated analysis with simplifying assumptions**                           | 1.10              | 1.05         | 0.95     |
| 3. Sophisticated analysis finite elements, orthotropic plate, grillage analogy | 1.07              | 1.03         | 0.90     |
| 4. Field measurements  | 1.03              | 1.01         | 0.90     |

Actual girder distribution shall be *multiplied* by the appropriate correction factors to obtain the girder distribution for rating.

\* Correction factors are applied if average or expected values are used for D.F. from analysis or measurements. The correction factor shall be used to increase the load factor taken from Table 2. These correction factors reflect the bias in present AASHTO distribution factors for each material type based on NCHRP 12-26.

\*\* One example would be the use of the distribution factor charts in the Ontario Highway Bridge Code.

TABLE 2 Load Factors

| Loading   | Load Factor       |
|---|-------------------|
| Dead Load   | $\gamma_D = 1.2$  |
| Allow an additional allowance of 20% on overlay thickness if nominal thicknesses are used. No allowance is needed when measurements are made for thickness. |                   |
| Live Load Category  |                   |
| 1. Low volume roadways (ADTT less than 1000), reasonable enforcement and apparent control of overloads  | $\gamma_L = 1.30$ |
| 2. Heavy volume roadways (ADTT greater than 1000), reasonable enforcement and apparent control of overloads   | $\gamma_L = 1.45$ |
| 3. Low volume roadways (ADTT less than 1000), significant sources of overloads without effective enforcement  | $\gamma_L = 1.65$ |
| 4. Heavy volume roadways (ADTT greater than 1000), significant sources of overloads without effective enforcement   | $\gamma_L = 1.80$ |

If unavailable from traffic data, Estimates for ADTT may be made from ADT as follows: urban areas, ADTT = 15% of ADT; rural areas, ADTT = 25% of ADT. In the absence of accurate data on overloads, a site may be assumed as reasonably enforced if fewer than 5% of the trucks exceed the local legal gross weight limits.



TABLE 3(a) Resistance Factors

## I. Resistance Factors—Good Condition

Nominal resistance equations are to be those indicated in the *AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges* under the sections on load factor design. Resistance (capacity reduction) factors are to be applied to the following for the case where members are in good condition.

|                             |               |
|-----------------------------|---------------|
| Redundant* Steel Members:   | $\phi = 0.95$ |
| Nonredundant Steel Members: | $\phi = 0.80$ |
| Prestressed concrete beams: | $\phi = 0.95$ |
| Reinforced concrete beams:  | $\phi = 0.90$ |

## II. Influence of Deterioration

1. Where field inspection and condition survey reports indicate no deterioration, the provisions of this section should not be used.
2. Where field inspection and condition survey reports indicate slight deterioration with some possible loss of section, the resistance factor values above shall be decreased by 0.1.
3. Where field inspection and condition surveys report significant deterioration and heavy section loss, the resistance factor values shall be reduced by 0.2.
4. If such information is not available then bridge

records shall be used. Reduce the resistance factor values by 0.1 for superstructure condition of 5 or 6. Reduce the resistance factor values by 0.2 for a superstructure condition of 4 or less. If these reductions are made then the next two sections should be omitted.

## III. Inspection\*\*

1. Where field inspection and condition survey reports indicate no deterioration, the provisions of this section should not be used.
2. Where section losses have been carefully estimated in the calculation of remaining section areas the resistance factors may be increased by 0.05.
3. Where material yield stress has been estimated by physical testing, a mean value  $\times 0.90$  may be used for calculating strength together with the resistance factor contained in the design rules.

## IV. Maintenance\*\*

1. Where maintenance activity is vigorous and likely to correct deficiencies which may lead to further section loss, increase  $\phi$  by 0.05.
2. Where maintenance activity is intermittent and may not correct defects that have lead to section loss, decrease  $\phi$  by 0.05.

\* Examples of redundant members include parallel stringers (three or more), parallel eye bars (four or more). Example of nonredundant component include two girder system(s) and trusses with single members.

\*\* In no instance shall  $\phi$  be taken to exceed 0.95.

TABLE 3(b) Resistance Factors

| Super-structure Condition | Redundancy |    | Inspection |           | Maintenance |              | Steel, P/S Concrete | Reinforced Concrete |
|---------------------------|------------|----|------------|-----------|-------------|--------------|---------------------|---------------------|
|                           | Yes        | No | Careful    | Estimated | Vigorous    | Intermittent |                     |                     |
| Good or Fair              | x          |    | x          |           | x           |              | 0.95                | 0.95                |
|                           | x          |    | x          |           |             | x            | 0.90                | 0.85                |
|                           | x          |    |            | x         | x           |              | 0.95                | 0.95                |
|                           | x          |    |            | x         |             | x            | 0.90                | 0.85                |
|                           |            | x  | x          |           | x           |              | 0.85                | 0.80                |
|                           |            | x  | x          |           |             | x            | 0.75                | 0.70                |
|                           |            | x  |            | x         | x           |              | 0.85                | 0.80                |
|                           |            | x  |            | x         |             | x            | 0.75                | 0.70                |
| Deteriorated              | x          |    | x          |           | x           |              | 0.95                | 0.90                |
|                           | x          |    | x          |           |             | x            | 0.85                | 0.80                |
|                           | x          |    |            | x         | x           |              | 0.90                | 0.85                |
|                           | x          |    |            | x         |             | x            | 0.80                | 0.75                |
|                           |            | x  | x          |           | x           |              | 0.80                | 0.80                |
|                           |            | x  | x          |           |             | x            | 0.70                | 0.70                |
|                           |            | x  |            | x         | x           |              | 0.75                | 0.75                |
|                           |            | x  |            | x         |             | x            | 0.65                | 0.65                |
| Heavily Deteriorated      | x          |    | x          |           | x           |              | 0.85                | 0.80                |
|                           | x          |    | x          |           |             | x            | 0.75                | 0.70                |
|                           | x          |    |            | x         | x           |              | 0.80                | 0.75                |
|                           | x          |    |            | x         |             | x            | 0.70                | 0.65                |
|                           |            | x  | x          |           | x           |              | 0.70                | 0.70                |
|                           |            | x  | x          |           |             | x            | 0.60                | 0.60                |
|                           |            | x  |            | x         | x           |              | 0.65                | 0.65                |
|                           |            | x  |            | x         |             | x            | 0.55                | 0.55                |

Note: For ratings using data obtained from plans only, the capacity reduction factor should be calculated based on judgment of the engineer supplemented by any additional information obtained.

TABLE 4 Reduction Factors for Live Load

| Number of Lanes  | Reduction Factor |
|------------------|------------------|
| One or two lanes | 1.0              |
| Three lanes      | 0.8              |
| Four lanes       | 0.7              |

**COMMENTARY ON PROPOSED  
EVALUATION GUIDELINES**

## SECTION 1

### INTRODUCTION

#### 1.1 Purpose

The guidelines were developed to improve the procedures for evaluating the structural strength of existing bridges. The guidelines address several shortcomings of existing evaluation procedures. The methodology is developed within a framework that provides for a systematic rating improvement in the evaluation process. Moreover, the methodology can be used in conjunction with a wide range of engineering practices.

The present specifications of the AASHTO *Manual for Maintenance Inspection of Bridges* (henceforth referred to as the AASHTO Maintenance-Inspection Manual) are used by most states for their bridge evaluations. A considerable variation in interpretation of these specifications leads to a wide range of ratings for similar bridges. Also, the large safety margins present in some cases are not always recognized. This presents difficulties for highway agencies in dealing with the large number of structurally deficient bridges in their jurisdiction. Moreover, specific methods are lacking for incorporating site traffic and structural behavior data into the evaluation. The aim of this revision is to provide a comprehensive yet flexible methodology for evaluating existing bridges which is still consistent with today's high standards of safety.

#### 1.2 Scope

A load and resistance factor approach was chosen as the basis for the proposed methodology because it conforms closely to the current AASHTO load factor design, while still allowing for a systematic consideration of the differences involved in bridge evaluation. This approach allows each variable to be addressed separately, analyzed in depth (if needed), and proportionally weighed in the overall rating process.

Conservative assumptions are made in each step of a strength design or checking procedure to safeguard against the worst possible conditions expected to occur during the lifetime of a structure. In other words, the probability of failure is made exceedingly

small by providing large safety margins to cover the uncertainties in predicting load effects and resistance of a bridge. Reliability principles utilizing site data have been used to evaluate the uncertainties and the safety levels or indices implicit in current designs. The rating methodology and load and resistance factors have then been subsequently developed to maintain consistent safety levels for the above-mentioned uncertainties. Options for incorporating site specific traffic and loading data and higher levels of effort by the engineer are introduced since these lead to a reduction in the overall uncertainty. The lower safety margin required to maintain the same safety level means more beneficial ratings. At no stage is it necessary for the evaluation engineer to use probabilistic methods. The necessary reliability-based load and resistance factors have been tabulated for the evaluation.

Load and resistance factors were calculated from the coefficient of variation of actual load effects and resistances, the ratio of the mean value to nominally determined values (i.e., the bias), and the desired safety level. Therefore, as the evaluator obtains more data on the distribution of actual load effects and resistances, more realistic load and resistance factors can be utilized.

#### 1.3 Applicability

The guidelines have been developed for the evaluation of almost all types of bridges in the United States. Current American bridge evaluation practices were considered in developing the methodology. Although the basic concepts can be universally applied, it would be prudent to consider the effects of local practices on the load limit values obtained by the methodology before applying these guidelines to bridges outside the United States.

These procedures apply to concrete slab, girder, T-beam and box beam bridges of short to medium span length up to 300 feet, simple and continuous steel girder bridges, steel trusses and prestressed beams. This material is described in detail in NCHRP 10-15 and 12-28 (1). (NCHRP Report 301).

## SECTION 2

## SYMBOLS AND DEFINITIONS

## 2.1

The following symbols and definitions apply to this commentary:

- $D_i$  —Nominal dead load effect of element  $i$ .  
 $I$  —“Impact Factor” used to approximate the dynamic effects of moving vehicles.  
 $L_j$  —Nominal live load effects for load “ $j$ ” other than the rating vehicle.  
 $L_R$  —Nominal live load effects for the rating vehicle.  
 $m$  —Total number of elements contributing dead load to the structure.  
 $n$  —Total number of live loadings contributing to

the live load effects other than the rating vehicle or vehicles.

- $Q_k$  —Effect of load  $k$ .  
 $R_n$  —Nominal resistance.  
 $RF$  —Rating factor.  
 $\gamma_i^D$  —Dead load factor for element “ $i$ .”  
 $\gamma_j^L$  —Live load factor for load “ $j$ ” other than the rating vehicle.  
 $\gamma_R^L$  —Live load factor for the rating vehicle.  
 $\phi$  —Capacity reduction factor to account for uncertainties in resistance due to variations in dimensions, material properties, and theory.

## SECTION 3

## STRENGTH EVALUATION OF BRIDGES

## 3.1 General

The evaluation of a structure is based on the simple principle that the available capacity of a structure to carry loads must exceed the capacity required to support the applied loadings. To perform an evaluation, therefore, it is necessary to know something about the available capacity, the applied loading, and the response of the structure to that loading. Knowledge and information with respect to each of these items is never complete; and therefore, evaluation can never be done precisely.

To compensate for this lack of knowledge and information, engineers have used safety factors to insure that failure does not occur. Within the United States, until very recently, safety factors in bridge evaluation were included in the allowable stresses specified by AASHTO. These allowable stresses have undergone an evolutionary process and have tended to assume values which, from experience, have resulted in load capacity evaluations that have a maximum probability of exceeding a limit state which is both socially and economically acceptable. In recent years, the load factor method has been introduced in design and rating to provide more uniform safety. The method implicitly recognizes that dead load effects may require lower safety margins than comparable live (truck) load effects due to their relative uncertainty. This probabilistic approach to

safety is logically extended in the load and resistance factor methods used herein.

The rating check is done by comparing the factored load effects (both dead and live) with the factored resistance at all critical sections. The output is a rating factor which determines the suitability of the given bridge for the loads under consideration. If the bridge rating is not acceptable, several options for a more detailed analysis are given. Each of these options are associated with an increasing level of effort and may be done if the rating engineer warrants their use. An initial screening level, however, is provided for routine investigations.

Advantages of New Procedures:

- (1) They provide uniformly consistent procedures for evaluating existing bridges.
- (2) They permit suitable flexibility in making evaluations.
- (3) They provide uniform levels of reliability developed from performance histories.
- (4) They are based on extensive truck traffic and bridge response data.
- (5) They permit introduction of site specific data into the evaluation in a rational and consistent format.

- (6) They permit different levels of effort that involve progressively more work, with correspondingly greater rewards in terms of more beneficial ratings.
- (7) They include the same nominal dead and live load calculations and resistances as in the present AASHTO specifications.
- (8) They allow distinction between evaluation of redundant and nonredundant components.

### 3.2 Safe Evaluation

Each of the steps in the evaluation process may be performed in any one of several ways. Therefore, the proposed guidelines are general enough to accommodate the practices of different engineers and/or agencies. The load and resistance factors presented in the guidelines were developed on the principle that the accuracy of an evaluation was dependent, in part, on the methods used to perform the evaluation.

For economic reasons, it is desirable to keep the evaluation effort to a minimum. If the capacity of a bridge can be shown to be sufficient by making some approximations, there is no need to resort to an expensive evaluation procedure. On the other hand, if the sufficiency of a bridge cannot be reliably established using a more approximate method, an engineer may wish to resort to a more sophisticated approach in order to demonstrate the sufficiency of the bridge. Therefore, the evaluation process outlined in the guidelines is a cyclic process in which one or several of the steps may be repeated.

The various options provided in the guidelines along with corresponding load/resistance factors have been developed so as to maintain an adequate level of safety based on calibration with existing performance experiences. The evaluation procedures presented herein therefore provide a balance between safety and economics.

The single load rating value produced by these guidelines may be greater than current operating ratings for well maintained, non-deteriorated and redundant load path bridges having reasonably well enforced traffic. It may fall, however, even below existing inventory levels for heavily deteriorated bridges or those having non-redundant components and subjected to heavy truck traffic. A gradation of ratings between these two extremes will be obtained depending on the condition of the bridge, type and volume of traffic, the quality of inspection and the regularity of maintenance. Thus, a deficient bridge

may be made to rate sufficiently if certain preventive measures such as load control restriction, inspection etc. are undertaken. A variety of options may exist and the engineer could choose one of them depending on the economics of the situation and the amount of effort the engineer is willing to expend.

### 3.3 The Rating Equation

The basic structural engineering equation states that the resistance of a structure must equal or exceed the demand placed on it by loads. Stated mathematically,

$$R \geq \sum_k Q_k$$

where

$$\begin{aligned} R &= \text{resistance} \\ Q_k &= \text{effect of load } k \end{aligned}$$

The solution of this simple equation encompasses the whole art and science of structural engineering including the disciplines of strength of materials, structural analysis, and load determination. This equation applies to design as well as evaluation. In structural evaluation, the objective is to determine the maximum allowable live load. In the case of bridge evaluation, this usually means the maximum vehicle weight.

Any rational and tractable approach to the analytical solution of the basic structural engineering equation requires that the modes of failure be identified to establish the resistance. The location, types, and extent of the critical failure modes must be determined. The checking equation must be solved for each of these potential failure checking modes.

Since neither resistance nor the load effect can be established with certainty, safety factors must be introduced that give adequate assurance that the limit states are not exceeded. This may be done by stating the equation in a load and resistance factor format.

Separate load or resistance factors that will account for each of the major sources of uncertainty may be introduced to the equation. The basic rating equation used in the guidelines is simply a special form of the basic structural engineering equation with load and resistance factors introduced to account for uncertainties that apply to the bridge evaluation problem. It is written as follows:

$$RF = \frac{\phi R - \sum_{i=1}^n \gamma_i^D D_i - \sum_{j=1}^m \gamma_j^L L_j (1 + I)}{\gamma_R L_R (1 + I)}$$

where

- RF = rating factor (the portion of the rating vehicle allowed on the bridge)  
 $\phi$  = resistance factor  
 $m$  = number of elements included in the dead load  
 $R_n$  = nominal resistance  
 $n$  = number of live loads other than the rating vehicle  
 $\gamma_i^D$  = dead load factor for element "i"  
 $D_i$  = nominal dead load effect of element "i"  
 $\gamma_j^L$  = live load factor for live load "j" other than the rating vehicle(s)  
 $L_j$  = nominal traffic live load effects for load "j" other than the rating vehicle(s)  
 $\gamma_R^L$  = live load factor for rating vehicle  
 $L_R$  = nominal live load effect for the rating vehicle  
 $I$  = live load impact factor

The maximum permitted traffic live load effect will be the total resistance minus the effect of loadings other than the rating vehicle. This will include dead loads, non-vehicular live loads, and, in the case of unsupervised permit loading, the vehicular live load and the impact of normal traffic that could mix with the rating vehicle. This may be written as follows:

$$\begin{array}{r} \text{Rating} \\ \text{Vehicle} = \text{Capacity} - \text{Dead} \\ \text{Effects} \qquad \qquad \text{Load} \quad - \quad \text{Other} \\ \qquad \qquad \qquad \qquad \text{Effects} \quad \text{Live Load} \\ \qquad \qquad \qquad \qquad \text{Effects} \end{array}$$

The basic rating equation, as stated above, is in a more general format than the current AASHTO practice. In the current AASHTO specification, the live load effects are computed based on a wheel line distribution factor which considers implicitly more than one vehicle on the bridge. This is a special case in the proposed rating equation in which  $L_j = 0$  and  $L_R$  is computed for the standard rating vehicles.

### 3.3.1 Collection of Information

Before the load rating of a specific bridge can be conducted, a certain amount of information may have to be gathered. The extent to which the engineer is required to collect information will have a direct influence on the load rating of the bridge due to the selection of the proper category for the load and resistance factors.

### 3.3.2 Selection of Nominal Loadings and Resistances

Loads consist of concentrated or distributed forces that are applied directly to the bridge or result from deformations or the constraint of deformations. For bridge evaluation the most important loads are dead load and vehicular live load plus its accompanying dynamic effects, since each of these loadings induce high superstructure stresses. Loadings other than dead load and traffic live load usually do not result in significant bending or shear in the superstructure. Since the critical mode of failure for traffic live load almost always occurs in the superstructure, other types of loads will seldom affect the live load capacity of the bridge. When other combinations of loads can affect the capacity of the bridge such as when substructure components can fail due to traffic live loading, the AASHTO load factors for design may be used.

**3.3.2.1 Dead Loads.** The dead load of the structure is computed in accordance with the conditions existing at the time of the analysis.

Dead load can usually be determined more accurately than any other type of loading. One major source of error is failure to consider some of the elements that will contribute to dead load. Some items that are often overlooked are:

- Wearing surfaces
- Parapets and railings
- Utilities
- Light standards and signs
- Structure modifications not shown on plans

Other items that can affect the calculation of dead load are dimensional variations in the concrete section and variations in the unit weight of material.

The prescribed dead load factor recognizes the uncertainties in the nominal dimensions and analysis of dead load effects. Overlay thicknesses are a source of greater uncertainty in the dead load so they are assigned a 20% higher load factor unless cores or more detailed measurements are made.

**3.3.2.2 Live Loads.** Highway vehicles come in a wide variety of sizes and configurations. No single vehicle or load model can accurately reflect the effects of all of these vehicles. Since it is necessary to limit the number of vehicle configurations to a manageable level to keep the evaluation process from becoming too cumbersome, the effect of the actual traffic live loads will vary from predicted values. This variation will usually be greater than the variation in

dead load effect. To minimize this difference, it is necessary to select a rating vehicle with axle spacings and relative axle weights similar to actual vehicles. The three AASHTO legal trucks are recommended as evaluation vehicles. States may substitute their own legal vehicles at this stage. These vehicles, together with the prescribed live load factors, give a realistic estimate of the maximum live load effects of a variety of heavy trucks in actual traffic. Since overload permissible vehicles typically have very different axle configurations, it is very important that this be considered when issuing permits.

The guidelines specify the number of vehicles to be considered on the bridge at any one time. These numbers are based on an estimate of the maximum likely number of vehicles under typical traffic situations. When unusual conditions exist, adjustments to the specified number of vehicles should be made.

Judgment must also be exercised with regard to sidewalk loadings. The likelihood of the maximum sidewalk loading is small. A unit loading for the sidewalk for the purposes of load limit evaluation will generally be less than the design unit loading.

For longer spans, a lane loading is specified in the evaluation. Reduction factors for live loading of more than two traffic lanes are provided. These rationally account for the lower possibility of such occurrences.

**3.3.2.3 Impact.** Impact loads are taken to be primarily due to the roughness or unevenness of the road surface, especially the approach spans. Three values of impact factors are provided by correlating the roughness of the surface to the deck condition survey values. This information is more likely known during evaluation than in the original design.

**3.3.2.4 Resistances.** The determination of structural resistance is one of the primary tasks in the evaluation process. In a load and resistance format (also known as limit state) approach it is necessary to define the condition at which resistance will be determined. These should provide for similar structural performance regardless of the material or structure type. The present guidelines are concerned with primarily safety limit states which correspond to the maximum load carrying capacity.

These limit states should have a very low probability of occurrence because they can lead to loss of life as well as to major financial losses. They include:

- a) Loss of equilibrium of all or part of the structure considered as a rigid body (e.g., overturning, sliding, uplift, etc.);

- b) Loss of load-bearing capacity of members due to insufficient material strength, buckling, fatigue, fire, corrosion, or deterioration;
- c) Overall instability of the structure (e.g., P-delta effect, wind flutter, seismic motions, etc.);
- d) very large deformation (e.g., transformation into a mechanism).

Determination of the true safety limit state involves very complicated and difficult analytical procedures. In most cases, the use of these procedures for routine evaluation of bridges is not economically feasible. The ultimate member capacity may be a lower bound of the ultimate capacity in shear or in flexure. Different methods for considering the observable effects of deterioration were studied in developing the guidelines. The most reliable method available still appears to be a reduction in the nominal resistance based on measured or estimated losses in cross-sectional area and/or material strengths. An alternate approach is to calculate resistance based on plan dimensions and use a smaller capacity reduction factor.

Nominal resistances for members in the proposed guidelines are based on AASHTO's design specification contained in the load factor section. This resistance depends on both the current dimensions of the section and the nominal material strength. Specifications for both these factors have been provided. Options exist for incorporating data on structural condition obtained from the site. Careful estimation of losses and deterioration are awarded a higher resistance factor. Similar gains are also given for vigorous maintenance and inspection schedules which may prevent further deterioration during a normal inspection interval. Options also exist for obtaining more precise material strength through tests.

### 3.3.3 Distribution of Loads

Lateral distribution refers to the fraction of the live load carried by the member under consideration. Methods in the AASHTO design specifications are followed. However, their conservative nature (for steel members) has been recognized by calibrating the load factors accordingly. Options exist for using tabulated values (ref. NCHRP 12-28(1)), more refined analysis (e.g. finite elements) and field measurements. Each of these options involve a greater level of effort and more accuracy, so adjustments to the basic live load factors are provided. These adjustments implicitly recognize that more refined analysis may in some instances remove the implicit conser-



vativeness present in some simplified distribution formulas and are therefore treated accordingly.

### 3.3.4 Selection of Load and Resistance Factors

The statistics of the dead load, live load and resistances have been determined from existing data (ref. NCHRP 12-28(1) and 10-15). Based on this data, the safety implicit in current designs has been determined. The load and resistance factors provided in the proposed specifications ensures that this acceptable level of safety is achieved or exceeded.

**3.3.4.1 Load Factors.** Dead load factors are used to account for variations in dimensions, unit weights, and methods of calculating dead load effect. The variation in the dead load of different components will depend on the accuracy with which the components can be manufactured and/or measured. Factory produced girders cast-in-steel forms obviously have less variation than an asphalt overlay placed on the bridge deck. The higher dead load factor for asphalt recognizes the greater uncertainty in overlay thickness.

Live load factors have been provided to account for the large uncertainty of the maximum live load effects on a structure over a period of time. A large amount of field data has been modelled to estimate the maximum live load effect together with its uncertainty. Based on this data, degree of enforcement, volume and type of traffic are isolated as the major factors influencing the live load effect. The live load factors have been derived from this data for bridges with a single lane, two lanes and three and four lanes. Instead of providing different sets of load factors for different number of lanes, only one set of load factors are provided with corresponding reduction factors for other cases.

Four categories of live load are provided with varying volumes and degrees of enforcement, each with its corresponding live load factor. Site truck traffic data recorded by the engineer may also be included by reference to NCHRP 12-28(1).

**3.3.4.2 Resistance Factors.** A capacity reduction factor,  $\phi$ , is included in the basic rating equation to account for variation in the calculated resistance. It takes into consideration the dimensional variations of the structure, differences in material properties, current condition and future deterioration, and the inaccuracies in the theory for calculating resistance.

A basic set of resistance factors are provided in the proposed specifications. The reliability levels are

calibrated to produce different resistance factors for redundant and nonredundant spans with the latter having lower (more conservative) factors. The redundancy definitions are the same as given in the present AASHTO specifications under the fatigue design provisions. The resistance factors can be further modified depending on the amount of deterioration and type of inspection and maintenance. Options exist for conducting detailed measurements of strength losses. Also included are benefits for vigorous maintenance schedules. This allows the evaluation to be flexible enough and also covers a large range of types and conditions of members that may be encountered.

## ILLUSTRATIVE EXAMPLES

As an example, an existing steel, prestressed concrete and reinforced concrete bridge are rated by the proposed procedures.

1. Example 2 (Reinforced concrete), NCHRP 10-15 Final report pg. C-13.

### Resistance

$$M_u = A_s f_y (d - a/2)$$

$$f_y = 33 \text{ ksi}$$

$$f_c = 3 \text{ ksi}$$

$$d = 26.64 \text{ in.}$$

$$a = 1.14 \text{ in.}$$

$$A_s = 6.89 \text{ in}^2$$

$$M_u = 494 \text{ k - ft}$$

### Dead load effect

$$\text{Span} = 26 \text{ ft.}$$

$$\text{Asphalt} = 33 \text{ k - ft}$$

$$\text{Other} = 91.3 \text{ k - ft}$$

### Live load effect

$$I = 1.1 \text{ (assuming smooth deck surface)}$$

$$S = 6.52'$$

$$g = \frac{6.52}{6} = 1.09$$

$$M_{LL} = \left(\frac{187}{2}\right) (1.09)(1.1)$$

$$= 112.1 \text{ k - ft (Vehicle '3')}$$

### Proposed procedure

$$\phi = 0.95 \text{ (good condition, vigorous maintenance)}$$

$$R.F. = \frac{(0.95)(494) - (1.2)(91.3) - (1.44)(33)}{\gamma_L(112.1)}$$

$$= \frac{2.79}{\gamma_L}$$

Assuming enforced, heavy volume traffic

$$\gamma_L = 1.45$$

$$R.F. = 1.92$$

Existing AASHTO-LFR ratings

$$I = 1 - \frac{50}{26 - 125} \leq 1.3$$

$$= 1.3$$

$$M_{LL} = \left(\frac{187}{2}\right)(1.09)(1.3)$$

$$= 132.5 \text{ k-ft}$$

$$\text{Operating rating} = \frac{(0.9)(494) - (1.3)(91.3 - 33)}{(1.3)(132.5)}$$

$$= 1.64$$

Inventory rating = 0.99 (i.e.  $0.6 \times 1.64$ )

Proposed rating = 1.92 (vehicle '3')

Remarks: The proposed rating is higher than existing AASHTO LFR - 0 rating for traffic category 2 (the calibration category) but will be lower than existing operating ratings for heavier traffic categories. For a deteriorated section (say 10% loss in strength) and heavy traffic, the proposed rating can fall to existing inventory levels e.g.,

$$\phi = 0.80 \text{ (for deteriorated section)}$$

$$M_u = 494 \text{ k-ft}$$

$$\gamma_L = 1.80 \text{ (unenforced, heavy volume traffic)}$$

$$RF = \frac{(0.80)(494) - (1.2)(91.3) - (1.44)(33)}{(1.80)(132.5)}$$

$$= 0.99$$

2. Example 2 (steel), NCHRP 12-28 (1) Final report pg. C-19 (Floor beam of thru truss)

Resistance

$$R_u = 267.5 \text{ k-ft}$$

$$\phi = 0.85 \text{ (non-redundant; vigorous maintenance)}$$

Dead load effect

$$\text{Asphalt} = 41 \text{ k-ft}$$

$$\text{Remaining} = 25.95 \text{ k-ft}$$

Live load effect

$$\text{Impact} = 1.1 \text{ (smooth surface and approaches)}$$

$$\text{Live load effect} = 118.3 \text{ k-ft (vehicle '3')}$$

Proposed procedure

Assuming enforced, light volume traffic,

$$\gamma_L = 1.3$$

$$RF = \frac{(0.85)(267.5) - (1.2)(25.95) - (1.44)(41)}{(1.3)(118.3)}$$

$$= 0.89$$

Existing AASHTO LFR ratings

Impact = 1.3

$$\text{Operating R.F.} = \frac{267.5 - 1.3(41 + 25.95)}{(1.3)(1.3)(107.5)}$$

$$= 1.00$$

Inventory R.F. = 0.60

Remarks: The proposed procedure gives lower rating factors than existing operating ratings because of the non-redundancy. However, this rating factor is higher than current inventory ratings.

3. Example 10 (prestressed concrete beam), NCHRP 12-28(1) final report pg C-70.

Resistance

$$M_u = 2610 \text{ k-ft}; \phi = 0.95 \text{ (good condition)}$$

Dead load effect (span = 75.25')

$$\text{Asphalt} = 0.0$$

$$\text{Remaining} = 932 \text{ k-ft}$$

Live load effect

$$\text{Impact} = 1.2 \text{ (rough approach conditions)}$$

$$S = 8'$$

$$\text{Distribution factor} = S/7.0 = 1.14$$

$$\text{Live load effect}$$

$$= (396.9)(1.14)(1.2) \text{ [Vehicle '3']}$$

$$= 542.9 \text{ k-ft}$$

Live load factor  $\gamma_L$

$$= 1.45 \text{ (Enforced, heavy volume traffic)}$$

$$RF = \frac{(0.95)(2610) - (1.2)(932)}{(1.45)(542.9)}$$

$$= 1.73$$

Existing AASHTO operating rating

$$= \frac{0.75 M_u - D}{M_{LL} g I}$$

$$M_u = 2610 \text{ k-ft}$$

$$D = 932 \text{ k-ft}$$

$$M_{LL} = 396.9 \text{ k-ft}$$

$$g = 1.14$$

$$I = 1 + \frac{50}{125 + 75.25} = 1.25$$

Existing AASHTO operating rating

$$= \frac{(0.75)(2610) - 932}{(396.9)(1.14)(1.25)} = 1.80$$

**MANUAL  
FOR  
MAINTENANCE INSPECTION  
OF  
BRIDGES  
1983**



© 1970, 1974, 1979, and 1984 by the American Association  
of State Highway and Transportation Officials

*All rights reserved*

This book or any part thereof must not be reproduced  
in any form without the written permission of the publisher.

**PUBLISHED IN THE UNITED STATES OF AMERICA**

**AASHTO™**

Published by the American Association  
of State Highway and Transportation Officials  
General Offices located at  
444 North Capitol Street, N.W., Suite 225  
Washington, D.C. 20001

## HIGHWAY SUB-COMMITTEE ON BRIDGES AND STRUCTURES 1982

JACK FREIDENRICH, NEW JERSEY, Chairman  
VELDO GOINS, OKLAHOMA, Vice Chairman  
STANLEY GORDON, Federal Highway Administration, Secretary  
FRANK D. SEARS, FHWA, Assistant Secretary

ALABAMA, Charles H. Cook  
ALASKA, Donald Halsted  
ARIZONA, Ronald C. Brechler  
ARKANSAS, Veral Pinkerton  
CALIFORNIA, Robert Cassano  
COLORADO, James E. Siebels  
CONNECTICUT, John F. Cavanaugh,  
(Milton Q. Johnson)  
DELAWARE, David M. Matsen  
DISTRICT OF COLUMBIA, Harry Moy  
FLORIDA, Tom Alberdi, Jr.  
GEORGIA, Wendell B. Lawing  
HAWAII, Clarence R. Yamamoto  
IDAHO, Richard Jobes  
ILLINOIS, Carl E. Thunman, Jr.  
INDIANA, Robert E. Woods  
IOWA, Charles Pestotnik  
KANSAS, E. E. Wilkinson  
KENTUCKY, T. R. Layman  
LOUISIANA, Louis A. Garrido  
MAINE, Theodore Karasopoulos  
MARYLAND, James J. Gatley,  
Earle S. Freedman.  
MASSACHUSETTS, Robert Costello  
MICHIGAN, Adrianus VanKampen  
MINNESOTA, Keith V. Benthin  
MISSISSIPPI, Bennie D. Verell  
MISSOURI, W. D. Carney  
MONTANA, Norman H. Rognlie  
NEBRASKA, James R. Holmes  
NEVADA, Jim Dodson  
NEW HAMPSHIRE, Edward T. Swierz  
NEW JERSEY, Warren J. Sunderland  
NEW MEXICO, George A. Grossman  
NEW YORK, Edward V. Hourigan,  
(Robert N. Kamp)  
NORTH CAROLINA, John L. Smith, Jr.,  
(James D. Lee)  
NORTH DAKOTA, Stan Haas  
OHIO, Robert Pfeifer  
OKLAHOMA, Veldo M. Goins  
OREGON, Walter J. Hart  
PENNSYLVANIA, Bernard F. Kotalik  
PUERTO RICO, Jorge L. Acevedo  
RHODE ISLAND, Richard B. Kalunian  
SOUTH CAROLINA, John R. Coleman,  
(E. S. Coffey)  
SOUTH DAKOTA, Kenneth C. Wilson  
TENNESSEE, R. L. Iddins, Jr.,  
(Clellan Loveall)  
TEXAS, Wayne Henneberger  
U.S.D.O.T., Stanley Gordon (FHWA),  
Frank Sears (FHWA),  
Capt. James Watt (USCG),  
Alfred T. Meschter (USCG)  
UTAH, Alex Mansour  
VERMONT, Wendell M. Smith  
VIRGINIA, Fred G. Sutherland,  
(J. N. McCabe, Jr.)  
WASHINGTON, Charles S. Gloyd  
WEST VIRGINIA, William Domico  
WISCONSIN, Stanley W. Woods  
WYOMING, Charles H. Wilson  
ALBERTA, F. C. Harvey  
GUAM, Renato D. Quijano  
MANITOBA, G. A. DePauw  
MARIANA ISLANDS, David M. Sablan  
NEW BRUNSWICK, James Fraser  
NORTHWEST TERRITORIES, A. Gamble  
NOVA SCOTIA, R. Shaffelberg  
ONTARIO, R. A. Dorton  
SASKATCHEWAN, L. J. Hamblin

## TABLE OF CONTENTS

|  |    |
|--|----|
| 1. PREFACE . . . . .   | 1  |
| 2. INSPECTION . . . . .  | 3  |
| 3. RECORDS . . . . .   | 14 |
| 4. RATING OF BRIDGES . . . . .   | 18 |
| 5. SPECIFICATIONS FOR CHECKING<br>CAPACITIES OF EXISTING BRIDGES . . . . . | 22 |
| APPENDIX A — Charts & Tables . . . . .                                     | 39 |

## PREFACE

Maintaining highway bridges in a condition to provide safe and uninterrupted traffic flow is the primary function of a Bridge Maintenance Engineer. Protection of the investment in the structure facility through well programmed repairs and preventive maintenance is second only to the safety of traffic and to the structure itself. To achieve the desired result requires constant alertness and thorough inspection procedures.

This Manual has been prepared to serve as a standard and to provide uniformity in the procedures and policies of determining the physical condition and maintenance needs of highway bridges. The procedures for correcting known deficiencies are outside the scope of this Manual and no attempt has been made to cover this field.

During the preparation of the first edition of this Manual, valuable comments and suggestions were received from the Consulting Engineers' Council Task Force Committee on National Bridge Inspection Standards.

## **INSPECTION**

### **2.1 General**

### **2.2 Qualifications of Inspection Personnel**

### **2.3 Frequency of Inspection**

### **2.4 Inspection Procedures and Reports**

#### **2.4.1 General**

#### **2.4.2 Inspection Procedures**

- (1) Approaches
- (2) Waterway
- (3) Piers and Abutments
- (4) Bents
- (5) Stringers
- (6) Steel Girders
- (7) Concrete Girders
- (8) Bearings
- (9) Expansion Joints
- (10) Deck
- (11) Curbs
- (12) Sidewalks
- (13) Bridge Railings
- (14) Barrier Railing
- (15) Trusses (Steel)
- (16) Trusses (Timber)
- (17) Movable Bridges
- (18) Suspension Span
- (19) Signs
- (20) Encroachments
- (21) Aesthetics
- (22) General

#### **2.4.3 Bridge Inspection Reports**

## INSPECTION

### 2.1 GENERAL

Bridge inspection is the use of techniques required to determine the physical condition of the structure.

### 2.2 QUALIFICATIONS OF INSPECTION PERSONNEL

The individual in charge of the organizational unit that has been delegated the responsibilities for bridge inspection, reporting, and inventory shall possess the following minimum qualifications:

- (1) Be a registered professional engineer; or
- (2) Be qualified for registration as a professional engineer under the laws of the State; or
- (3) Have a minimum of 10 years' experience in bridge inspection assignments in a responsible capacity and have completed a comprehensive training course based on the *Bridge Inspector's Training Manual*, which has been developed by a joint Federal-State task force and is published by the U.S. Department of Transportation.\*

He shall be responsible for the thoroughness of the field inspection, the analyses of all findings ascertained by the inspection and the subsequent recommendations for correction of defects, posting for restricted load and/or speed, or any other recommendations deemed necessary.

The problems encountered in this work are numerous, variable, and often complex. Consequently, his judgment is required frequently for proper evaluation of the findings.

He must be thoroughly familiar with design and construction features of the bridge to properly interpret what is observed and reported. He must be capable of determining the safe load carrying capacity of the structure. He must be able to recognize any structural deficiency, assess its seriousness, and take appropriate action necessary to keep the bridge in a safe condition. He must also recognize areas of the bridge where a problem is incipient so that preventive maintenance can be properly programmed.

Seldom will one individual have experience sufficient to qualify him as an expert in all of the specialized fields of engineering which are a part of

bridge science. The individual should be aware of any limitations imposed by his lack of experience in any area of the work. He should never hesitate to utilize the specialized knowledge and skills of associate engineers in such fields as structural design, construction, materials, maintenance, electrical equipment, machinery, hydrodynamics, soils, or emergency repairs.

Consideration should be given to obtaining assistance from other engineers where regular staff is not available or where assistance is required on specialized structures such as suspension bridges, movable bridges, or unusually large structures.

A bridge inspection team operating as a part of the organizational unit shall be headed by an individual with the following minimum qualifications:

- (1) Have the qualifications as listed for the organizational unit head; or
- (2) Have a minimum of 5 years' experience in bridge inspection assignments in a responsible capacity and have completed a comprehensive training course based on the *Bridge Inspector's Training Manual*, which has been developed by a joint Federal-State task force and is published by the U.S. Department of Transportation.

### 2.3 FREQUENCY OF INSPECTION

Each bridge is to be inspected at regular intervals not to exceed two years by personnel having the necessary qualifications as previously stated. The depth and frequency to which bridges are to be inspected will depend on such factors as age, traffic characteristics, state of maintenance, and known deficiencies. The evaluation of these factors will be the responsibility of the individual in charge of the inspection program. Some items such as boring timber, checking submerged portions of submarine cables, etc., require less frequent inspections as noted in 2.4 Inspection Procedures and Reports.

Interim inspections are required for any bridge with known deficiencies or which is in questionable condition. All bridges which are posted for a weight limit less than that which is legal on the highways in the State will also require interim inspections.

At the discretion of the Engineer, some of these interim inspections may be delegated to highway maintenance personnel who have been instructed specifically in their inspection assignments, methods of reporting their findings, and procedures to be followed in the event of a bridge emergency situation. This may be accomplished through the Superintendent or Foreman responsible for general maintenance

\*The *Bridge Inspector's Training Manual* may be purchased (at a cost of \$3.55) from the Superintendent of Documents, U. S. Government Printing Office, Washington, D. C. 20402.



of the highway in the area of the bridge requiring interim inspection.

So far as is practicable, the Engineer should schedule bridge inspections in those periods of the year which offer the most desirable conditions for thorough inspections. Substructures of bridges over streams or rivers can best be inspected at times of low water, and structures requiring high climbing should be inspected during those seasons when high winds or extremes of temperature are not prevalent. Inspections during temperature extremes should be made at bearings, joints, etc., where trouble from thermal movement is suspected. These are only a few examples to illustrate the importance of proper scheduling.

Inspections should not be confined to searching for defects which may exist, but should include the range of anticipating problems and recognizing these areas. This category is classified as preventive maintenance inspections as opposed to corrective maintenance inspections.

## 2.4 INSPECTION PROCEDURES AND REPORTS

**2.4.1 General.** The field investigation of a bridge should be conducted in a systematic and organized procedure that will be efficient and minimize the possibility of any bridge item being overlooked. Notes must be clear and detailed to the extent that they can be fully interpreted at a later date when a complete report is prepared. Sketches and photographs should be included in an effort to minimize long wordy descriptions.

**2.4.2 Inspection Procedures.** The inspection should include but not necessarily be limited to the following observations:

(1) *Approaches.* Approach pavement condition is to be checked for unevenness, settlement, or roughness. Existence of one or more of these defects may cause vehicles coming onto the bridge to induce undesirable impact stresses in the structure. Cracking or unevenness in a Portland Cement Concrete approach slab may indicate a void under the slab from fill settlement or erosion.

Examine joints between the approach pavement and the abutment backwall which are designed for thermal movement to determine if there is adequate clearance. Also, determine if the joint is adequately sealed to prevent accumulations of noncompressible materials which would restrict the normal movement.

Condition of the shoulders, slopes, drainage, and approach guard rail should be included under this item.

(2) *Waterway.* Observe the adequacy of the waterway opening under the structure. The amount of debris carried during flood periods must be considered in this determination. Inadequate freeboard for ice and debris presents a serious threat to the structure during high water. The high-water, high-ice, and debris mark, with the date of its occurrence, should be recorded for future reference.

Maintaining a channel profile record for the structure and revising it as significant changes occur provides an invaluable record of the tendency toward scour, channel shifting, degradation, or aggradation. A study of these characteristics can help predict when protection of pier and abutment footings may be required. Being able to anticipate problems and taking adequate protective steps will avoid or minimize the possibility of future serious difficulties.

Existing bank and shore protection plus other protective devices should be checked to observe if they are sound and functioning properly. Determine if changes in the channel have caused the present protection to be inadequate and if it may be advisable to place more protection or to revise the existing protection.

See that the waterway is not obstructed but that it affords free flow of water. Obstructions such as debris or growth may contribute to scour and may be a potential fire hazard to the structure. Watch for sand and gravel bars deposited in the channel which may direct stream flow in such a manner as to cause harmful scour at piers and abutments. Maintenance forces should have a definite program or schedule set up to provide for removal of debris from piers during flood or high-water periods to reduce the potential hazard which might be created otherwise.

In addition to observing the effect the waterway and wave action are having on the bridge and its approaches, observe the surrounding area to see if the bridge and its approaches are causing any problems or potential problems. Items to look for will include possible flooding from inadequate openings at the structure, erosion of banks or levees from improper location, or skew of the piers or abutments.

(3) *Piers and Abutments.* Investigate the footings for evidence of significant scour or undercutting. Making the inspection at the season of lowest water elevation will facilitate this work. Probing and/or diving will be necessary at many piers. This will normally be required at approximately five-year intervals except under unusual conditions. Particular attention should be given to foundations on spread footings where scour or erosion can be much more critical than a foundation on piles. However, be aware that scour and undercutting of a pier or abutment on

piles can also be quite serious. The vertical support capacity normally will not be greatly affected unless the scour is excessively severe, but the horizontal stability may be jeopardized. This condition becomes particularly unstable when erosion has occurred on one face of a pier only, leaving solid material on the opposite face. Horizontal loads may also have been produced by earth or rock fills piled against or adjacent to substructure units whose loads were obviously not provided for in the original design. Such unbalanced loading can produce an unstable condition which must be corrected.

Examine all exposed concrete for the existence and severity of cracks and any deterioration of the concrete itself. The latter is becoming an increasing problem in the areas where deicing salts from the roadway are carried down by drainage through joints and cracks in the superstructure. The horizontal surfaces of the tops of the piers and abutments are particularly vulnerable to this attack.

Structural steel partially encased in substructure concrete should be inspected at the face of exposure for deterioration and for movement.

Stone masonry should be checked for cracking in the mortar joints and to see that the pointing is in good condition. Check for erosion, cavities, cracking, and other deterioration of the stones.

Any suspected movement or settlement should be checked with an Engineer's level and compared with previous records. Action should be taken as necessary and complete records made for future reference.

(4) *Bents*. This category includes timber, concrete and steel pile bents, plus frameworks founded on piles or spread footings.

Timber piles must be checked for decay, especially in areas where they are alternately wet and dry. The most likely place for this condition to be found is at the ground line. Such determinations will require boring at periodic intervals. Holes made for testing which might promote decay will be filled with treated wooden plugs. The timing of such borings will vary greatly from area to area because of climatic variations, specie of wood used for piling, and the preservative treatment that has been given the timber. Although piles may appear sound on the outer surface, some may contain advanced interior decay. Creosoted piles, for example, may become decayed in the core area where the treatment has not penetrated, even though the outside surface shows no evidence of deterioration. Hammer testing will many times reveal an unsound pile.

All timber piles in salt water must be checked for damage by marine borers which will attack timber in the area at and below tide line down to mud line.

Footing piles which have been exposed by scour below the mud line are highly vulnerable to attack. Attack may also occur in treated piles where checks in the wood, bolt holes, daps, or other connections provide an entrance to the untreated heartwood area.

Special attention should be given to contact surfaces of timber when exploring for decay and also to areas where earth or other extraneous material may have accumulated. Areas such as the top of piles where the cap bears, where the bracing members are fastened, and checked or split areas, are sections very susceptible to decay. Caps must be examined for decay, cracks, checking, and any evidence of over-stress.

Observe the caps under heavy loads to detect any excessive deflection. Steel caps should be observed for any rotational movement resulting from eccentric connections. Check condition of the web stiffeners.

Examine steel and concrete piles both in the splash zone and below water surface for corrosion and deterioration.

Bracing members must be checked to see that they are adequate, sound, and that they are securely fastened. Observations should be made during passage of heavy loads to see if unusual movement occurs in any of the bent members.

Rocker bents are designed to move freely about their pins or bearings and should be inspected carefully to insure that their movement is not being restrained.

(5) *Stringers*. Examine timber stringers for splitting, cracking, and excessive deflection. Look for crushing and evidence of decay where they bear on the bent caps or abutment seats and at their top edge where the floor is supported. Stringers should be kept clear of dirt accumulations to help prevent decay from starting and to help prevent its acceleration once it has started.

See that the bridging between the timber stringers is tight and functioning properly.

Check steel stringers and girders for cracking and corrosion, especially along the top flanges and at the ends where they bear and where debris may have collected. Check for any damage or misalignment of the flanges and the web. Observe all stringer connections to make sure they are secure.

(6) *Steel Girders*. Examine steel for cracking and corrosion, especially along the upper flange, around rivet or bolt heads, at contact surfaces where moisture may enter between flange plates, details at gusset and diaphragm connections, and at the bearings. Inspect weld areas for cracks, especially at unusual type connections, on curved sections, re-

entrant corners, copes, and at all areas where there is an abrupt change in size of metal or configuration which might produce an area of concentrated stress or in areas where vibration and movement could produce fatigue stress.

Check flanges and webs for any damage or misalignment and check web stiffeners for any evidence of buckling. Determine if any unusual vibration or excessive deflections occur under passage of heavy loads.

Hinges should be checked to see that all elements are functioning properly. Note if the hanger bars are in their proper position based on ambient temperature. If any sizeable deviation from a plumb position exists in addition to that normally caused by thermal movement, further investigation may be warranted to find the cause. Unequal movement in the hinges is usually apparent from the unequal openings in the deck expansion joints.

(7) *Concrete Girders.* Stems of "T" beams are to be checked for abnormal cracking and any disintegration of the concrete, especially over bearings. Note any excessive vibration or deflection. Girders over a traveled way must be checked for any damage resulting from being struck by overheight loads passing under the bridge.

Examine the soffit of the lower slab in box girder structures and the outside face of the girders for significant cracking. Note any offset at the hinges which might indicate problems with the hinge bearing. An abnormal offset may require further exploration to determine the cause and severity of the condition.

Prestressed concrete girders are to be examined for alignment, cracking, and deterioration of the concrete. Check for cracking or spalling in the area around the bearings, and at cast-in-place diaphragms where creep and humping of the girders may have had an effect.

When cracking is found, locations of the cracks and their size should be carefully noted for future reference and comparison.

(8) *Bearings.* Examine all bearing devices to ascertain that they are functioning properly. Keep in mind that small changes in other portions of the structure, such as pier or abutment settlement, may be reflected in the bearings. Bearings and lateral shear keys are subject to binding and damage from creep in bridges with a relatively high skew. Make a careful examination for any such defects.

Check anchor bolts for any damage and to see that they are secure. See that anchor bolt nuts are properly

set on the expansion bearings to allow normal movement.

Expansion bearings must be checked to see that they can move freely and are clear of all foreign material. Rollers and rockers should bear evenly for their full length and should be in the proper position relative to the temperature at the time of the inspection. Lubricated type bearings should be checked to see that they are being properly lubricated.

Note the physical condition of the elastic type bearing pads and any abnormal flattening, bulging or splitting which may indicate overloading or excessive unevenness of loading.

Examine grout pads and pedestals for cracks, spalls, or deterioration.

Bearings must be examined carefully after unusual occurrences such as heavy traffic damage, earthquake, and batterings from debris in flood periods.

Examine the concrete for cracks and spalls at abutment seats and pier caps where girders such as concrete T beams bear directly on concrete. Check for shearing cracks in the ends of the beams and for edge cracks and spalling in the supporting member.

(9) *Expansion Joints.* Poorly designed and maintained expansion joints are a constant source of trouble and should be examined carefully. Note if there is adequate space for thermal movement, if the joint is open an excessive amount, and if the joint is clear of all debris. Care must be taken in a sealed type joint to see that the seal is in a condition which will prevent entry of rocks, sand, and other noncompressible material.

Examine steel finger type joints and sliding plate joints for evidence of loose anchorages, cracking or breaking of welds, or other defective details. Such defects may not only cause structural damage but may loosen and create a hazard to traffic. Sound the concrete deck adjacent to all expansion devices for voids or laminations in the deck.

Examine the underside of the expansion joints so far as possible to detect any impending problem. Lack of adequate room for expansion, especially in small areas of the joints, will concentrate thermal expansion stresses causing the concrete to shear and spall. This is a serious hazard in structures which cross over roadways, walkways, or any occupied areas.

(10) *Deck.* Timber decks are to be examined for decay at their contact surfaces where they bear on the stringers and between layers of planking or laminated pieces. Note any looseness which may have developed from inadequate nailing or where the spikes have worked loose. Observation under passing traffic will

reveal looseness or excessive deflection in the members.

Concrete decks must be checked for cracking, leaching, scaling, pot-holing, spalling, and other evidence of deterioration. Each item must be evaluated to determine its effect on the structure and the work required to restore the loss of structural integrity and maintain a smooth riding surface. Evidence of deterioration in the reinforcing steel must be examined closely to determine its extent. Decks which are treated with deicing salts or are located in a salt air environment are especially apt to be affected.

Asphaltic or other type wearing surface on a deck may hide defects in the deck until they are well advanced. The surfacing must be examined very carefully for evidence of deterioration in the deck. Such defects may show as cracking or breaking up of the surfacing or in excessive deflection. Areas where deck deterioration is suspected may require removal of small sections of the surfacing for a more thorough investigation. The underside of the deck slab should always be examined for indications of deterioration or distress. Note any evidence of water passing through cracks in the slab. When permanent forms have been used in construction of the deck, panels should be removed as determined by the Engineer.

Steel decks should be checked for corrosion and unsound welds. It is important to maintain an impervious surface over a steel plate deck to protect against corrosion of the steel, especially in a salt air environment and in areas where deicing salts are used.

All decks should be examined for slipperiness to determine if a hazard exists. Also, check drainage to see that the decks are well drained with no areas where water will pond and produce a hazard to traffic. Check drains and scuppers to see that they are open and clear. In addition to being an immediate hazard to traffic, poor deck drainage will usually contribute to deck deterioration. Check to see that drain outlets do not discharge water where it may be detrimental to other members of the structure, cause fill and bank erosion, or spill onto a traveled way below.

(11) *Curbs.* Examine concrete curbs for cracks, spalls, and deterioration. Note any loss of height resulting from building-up surfacing on the deck.

Timber wheel guards including scupper blocks should be checked for splits, checks and decay. Check to determine if they are bolted securely in place. Note condition of the paint where it is used for improved visibility.

(12) *Sidewalks.* Examine concrete sidewalks for cracks, scaling, pot-holing, spalling, or other deterioration. Note condition at joints, especially at the

abutments, for differential movement which could open the joint or make an offset which would be a hazard to pedestrians.

Timber sidewalks should be checked for soundness of the timber and to determine if the floor planks are adequately supported. Determine if the floor is nailed or fastened down securely to the stringers or sleepers. Surfaced timber is very slick when wet or frosty, and corrective action should be considered when this type of floor system is encountered.

Steel sidewalks should be checked for corrosion and to see that all connections are secure.

All sidewalks should be examined for proper drainage and to see that the surface is not excessively rough. Any item which constitutes a hazard for pedestrians should be noted and corrected.

(13) *Bridge Railings.* Concrete handrails are to be examined for cracks, spalls, scaling or other deterioration of the concrete. Metal handrails should be checked for condition of paint and corrosion. Check for rust stains on the concrete around the perimeter of steel posts which are set in pockets. Stains may indicate severe corrosion of the steel in the portion below the level of the concrete surface. It may be necessary to remove some of the grout from around the post to determine the severity of the corrosion.

Timber handrails are to be checked for decay in the members and to see that all sections are secure.

All handrails should be checked for any damage from traffic. Note the vertical and horizontal alignment. Settlement in the substructure or deficiencies in the bearings may show in the railings. Examine the joints to see that they are open and functioning as designed. Also, see that handrailings are secure, and that they are relatively free of slivers or any projections which could be hazardous to pedestrians.

(14) *Barrier Railing.* Examine barrier railings for traffic damage and for alignment. Check for cracks, spalls, and other deterioration of the concrete. Check for corrosion in the metal portions of the rail and see that anchor bolts and nuts are tight.

(15) *Trusses (Steel).* Examination of any truss will normally begin with sighting along the roadway rail or curb and along the truss chord members to determine any misalignment either vertical or horizontal. Any deviation from the normal alignment must, of course, be fully investigated to determine its cause.

Each of the truss members must be checked. Steel compression members must be examined to see if they are straight with no kinks or bows. Also, compression members should be checked to see that

their connections are intact. Eccentricity in the connecting details has a great influence on the strength of the member and therefore warrants a close check. When there is more than one section in any tension member, each section should be checked to see that the stresses are being divided equally. Counter members should be checked to see that they are in proper adjustment. Counters are sometimes carelessly tightened in order to prevent vibration or rattling thus throwing abnormal stresses into the counters or other members. Looped rod tension members found in old trusses must be checked carefully for abnormal cracking where the loop is formed and eyebar members examined for cracks in the eyes.

Examine truss and bracing members for traffic damage. Portal bracing usually is the most restrictive overhead clearance and consequently is most susceptible to damage from overheight loads.

Check all upper and lower lateral bracing members for damage and to observe if they are properly adjusted and functioning satisfactorily. In old bridges, an appraisal of the lateral and sway bracing should be made to determine its adequacy. This appraisal will normally be a judgment of the Engineer based on observation of transverse vibration or movement of the structure under traffic.

Examine the condition of the paint and document the extent of corrosion. Check carefully around bolt and rivet heads. Connection details are particularly susceptible to corrosion, especially where contaminants from the roadway surface such as deicing salts may be deposited on the steel. It is difficult to inspect many of the areas around connection details for condition of paint and to determine if any corrosion is beginning. However, these areas must not be overlooked as they frequently are the spots where the corrosion will first start. Look for deformation in riveted or bolted multi-plate sections where moisture may have entered and corroded the contact surfaces of the plates causing them to be pushed apart.

Check the conditions of the pins at the connections and see that the nuts and keys are in place. Also, see that spacers on the pins are holding eye-bars and looped rods in their proper position.

Check rivets and bolts to see that none are loose, worn, or sheared.

(16) *Trusses (Timber)*. Check alignment of trusses carefully for any sag which may indicate partial failure in joints or improper adjustment of the steel vertical rods.

All timber members must be examined for checks, splits, and decay. Decay is most often found at the

joints where there are contact surfaces, gaps in the timbers where moisture can enter, and around holes through which truss rod bolts are fitted. End panel joints (*L<sub>o</sub>*) are likely areas for decay because of the dirt and debris which tends to accumulate on the bridge seat.

Check for any evidence of crushing at the ends of compression chord and diagonal members.

All splice points must be checked for soundness in the shear connections. All bolts must be checked to see that they are tight and in good condition.

Roof and sides of covered bridges should be investigated for adequacy of protecting the structural members from the elements.

Observe any fire hazards which exist and need correction to safeguard the structure.

(17) *Movable Bridges*. The most common types of movable bridges are the swing span, vertical lift, and bascule (single or double leaf). Inspection of the trusses, floor system, and other structural elements will require the normal inspection procedures covered under their respective headings in other sections of this Manual.

Additional structural elements do exist, however, and must be examined. Counterweights must be examined to see that all elements are sound and secure. Check closely for corrosion of the steel which extends into the concrete. Water may pocket in these locations and penetrate the joint thus contributing to corrosion. Stains on the concrete around steel embeddings should be thoroughly investigated as it may indicate corrosion and loss of cross-sectional area in the steel at the surface of the concrete and possibly just beneath the surface. See that the drains in the counterweight pockets are open and functioning properly.

Counterweight cables plus the uphaul and downhaul cables on vertical lift structures must be checked thoroughly for wear, corrosion, and to see that they are adequately lubricated. Check the travel rollers and guides for adequate clearance and to see that there is no excessive wear. A significant change in the clearances may indicate pier movement and will require further investigation to determine the cause.

Check to see that the roadway surface is of even grade and that there is adequate clearance at the joints where the movable span meets the fixed span. Also note differential vertical movement at the joint between the two leaves of the double leafed bascule span under the passage of heavy loads. Shear locks are subject to heavy wear and pounding under traffic and many times are a troublesome item. Excessive movement should be investigated and reported.

Check this joint also for adequate clearance.

Steel grid decks, both open and closed, are commonly used on movable spans. They should be checked for any evidence of broken welds. These decks become quite smooth on the surface and they should be checked for skid resistance under wet and frosty conditions.

Examination of the mechanical aspects of the structure must be performed by an inspector qualified in the principles of machinery and familiar with the mechanical functioning and design of the structure being inspected. The machinery will be checked generally for proper lubrication, unusual noise, looseness in the shafts and bearings.

Trial openings should be made as necessary to insure that all operations are functioning properly and that the movable span is properly balanced. No trial opening for inspection is to be made concurrently with an opening for the passage of vessels where the attention of the bridge operator might be divided between the two interests.

Auxiliary standby power plants are to be started and checked thoroughly in addition to the normal routine periodic operations of the plant. Such routine operations are normally done by the bridge operator on a weekly basis.

The bridge operator should be consulted as part of the investigation. He is a good source of information on the general handling of the operation and can point out any changes from the normal which may have developed.

The inspection team making the inspection must include a man well qualified in the electrical aspects of the operation. This, of course, may be the same person qualified for the mechanical inspection portion. Many of the mechanical and electrical operations complement each other and the inspection of these two areas should be a well planned coordinated effort.

Inspection of the electrical system should be thorough and will include such items as the controls, wiring, conduits, motors, and lights. Be watchful for any worn or broken lines which may be hazardous. Check for conditions which may exist that could be hazardous or could be potentially hazardous to the operator or anyone using the structure. Safety in this area cannot be overemphasized.

During these inspections, keep in mind and be watchful for obvious hazards which may involve the safety of the operator and other personnel in performing their normal operational duties and for performing routine maintenance of items such as greasing of machinery, maintaining lights and signals for both channel and highway traffic. Keep in mind that such maintenance jobs may be required in all types of

inclement weather which could affect the degree of hazard encountered.

Submarine cables carrying power and control circuits should be examined in areas above the water line at each inspection. The underwater portion should be inspected by divers after unusually high water or at any other time when there is reason to suspect damage may have occurred.

Examine traffic gates, barriers, and signal systems for highway and marine traffic, to see that all are functioning properly.

Examine fenders and dolphins for damage from marine traffic. Inspect all timber sheathing, wales, and piles for decay, for damage from marine borers, and to see that bolts and cables are tight. Observe the overall setup of the fender system to see if it is reasonably maintained.

(18) *Suspension Span*. Examine the main suspension cables to see that their protective covering or coating is in good condition and protecting the steel from corrosion. Special attention should be given to the areas adjacent to the cable bands, at the saddles over the towers, and at the anchorages.

Examine the bands holding the suspenders to the main suspension cable to see that no slippage has occurred and that all bolts appear to be tight.

Check anchorages carefully for corrosion and to see that there is adequate protection against moisture entering or collecting where it may cause corrosion.

Inspection of the stiffening trusses, floor system, towers, and cable bents are to be made in detail as covered in other sections of this Manual under their respective types.

(19) *Signs*. Check to see that all signs required to show restricted weight limit, reduced speed limit, or impaired vertical clearance are in their proper place. This inspection is to include signs at or on the structure and any necessary advance warning signs. Check the signs to see that the lettering is clear and legible and that they are in generally good physical condition.

Any revision made which will alter the clearances, such as addition of surfacing to the roadway, will necessitate remeasurement of the clearances and correction of the signs and records to reflect the change.

For bridges over navigable channels, check to see that the required navigational signs for water traffic are in place and in good condition. The inspector must be familiar with the regulations of the United States Coast Guard to the extent necessary for making these determinations. See that navigational lights are properly installed in their intended positions and function-

ing. See that aerial obstruction lights on high bridges are functioning. Intermediate inspections of the lights must be made at intervals often enough to be reasonably sure that they are operating properly.

(20) *Encroachments*. The number and types of utilities, sewer pipelines, and other encroachments attached to or enclosed in the bridge and encroachments in the immediate vicinity must be kept on record. If the number, types, and installation are not carefully controlled, they may overload the structure or make normal maintenance extremely difficult. Note if any encroachments are obstructing the waterway or are in such a position that they may hinder drift removal during periods of high water. Also, note if the encroachment is located where there is a possibility that it may be hit and damaged by traffic or by ice and debris carried by high water.

See that encroachments are adequately supported and are not a hazard to any traffic which may use or pass under the structure. Look for wear or deteriorated shielding and insulation on power cables.

Check closely for any adverse effect encroachments may have on the bridge. Check to see if vibration or expansion movements are causing cracking in the support members or if the paint is being damaged.

Note the aesthetic effect encroachments may have on the bridge. This item must be considered in permitting encroachments to remain on a bridge. The general appearance of the vicinity around the structure will be a factor in making the determination.

(21) *Aesthetics*. The value of the aesthetic qualities of a bridge varies greatly from area to area. Some agencies attach more worth to this aspect of highway engineering than do others, and the importance will also fluctuate from time to time within a given area. Consequently, it is difficult to set any limits in this field, and the judgment of the inspector for maintenance requirements must be based on guidelines set up within his own department.

Aesthetic standards set up by each department will have an effect on the degree of maintenance of many items and must be kept in mind during periodic inspections. Paint and concrete surface conditions are probably the most common items on a bridge where appearance may dictate need for work much earlier than would otherwise be required from a pure protective coating requirement. For more information on painting, see *The Steel Structures Painting Council Manual*.

(22) *General*. Defects found in various portions of the structure noted under preceding headings will require thorough investigation to determine and

evaluate their cause. The cause of most defects will be readily evident; however, it may take considerable time and effort to determine the cause of some defects and to fully adjudge their seriousness.

Observe bridges during passage of heavy loads to determine if there is any excessive vibration or deflection. If either is detected, further investigation shall be made until the cause is determined. Careful measurement of line, grade, and length may be required for this evaluation. Seriousness of the condition can then be appraised and corrective action taken as required.

Be watchful for possible fire hazards. This item will include checking for accumulations of debris such as drift, weeds, and brush. Control houses on movable bridges and storage sheds should be kept free of accumulations which are readily combustible; general good housekeeping should be practiced. Storage of flammable material under or near a bridge should be prohibited.

It is advisable for the Engineer making the inspections to confer with the local highway maintenance superintendent or foreman regarding the bridges in his territory. The local maintenance man sees the bridges at all times of the year under all types of weather. He may point out peculiarities which may not be apparent at the time of the investigation. Stream action during periods of high water and position of expansion joints at times of very high and low ambient temperatures are examples of questionable conditions observed by local maintenance personnel which may not be seen by the investigating Engineer. Some problems or potential problems may be evident at these times but not so apparent at other times. Further investigation may be considered prudent as the result of getting the facts from those more familiar with the conditions.

**2.4.3 Bridge Inspection Reports.** In making a report, keep in mind that money may be allocated or repairs designed based on this information. Furthermore, it is a legal record which may form an important element in some future litigation. The language used in reports should be clear and concise and, in the interest of uniformity, the same phraseology should be used insofar as possible to avoid ambiguity of meaning. The information contained in reports is obtained from field investigations, supplemented by reference to "As Built" or "Field Checked" plans. The source of all information contained in a report should be clearly evident.

A report should be made for each bridge investigation even though it may be only a cursory inspection. Such short inspections are made many times for the purpose of checking some specific item where a

problem or change may be anticipated. Even though no changes are evident in this inspection and the condition seems relatively unimportant, documenting this information would be valuable in the future.

At least two photographs of each bridge, one showing a roadway view and one a side elevation view, should be included as part of the original bridge report. Other photos necessary to show major defects, or other important special features, also may be included. A photo showing utilities on the structure is desirable.

All signs of distress, failure, or defects worthy of mention, as well as description of condition and appraisal, shall be noted with sufficient accuracy so that another inspector at a future date can easily make a comparison of condition or rate of disintegration. Photographs and sketches should be used freely as needed to illustrate and clarify conditions of structural elements. Good diagrams are very helpful at future investigations in determining progression of defects and to help determine changes and their magnitude. All recommendations and directions for corresponding repair and maintenance should be included.



## RECORDS

### 3.1 Functions

### 3.2 Inventory Reports

#### 3.2.1 General

#### 3.2.2 Original Inventory Report

- (1) Bridge Number
- (2) Date of Investigation
- (3) Name
- (4) Location
- (5) Description
- (6) Skew
- (7) Spans
- (8) Total Length
- (9) Roadway Width
- (10) Surfacing
- (11) Sidewalks
- (12) Railing
- (13) Alignment
- (14) Traffic Lanes
- (15) Design Live Loading
- (16) Waterway
- (17) Other Features Crossed
- (18) Clearances
- (19) Date Built
- (20) Plans
- (21) Plans and Dimensions
- (22) Bridge Inspection Report
- (23) Restrictions
- (24) Miscellaneous
- (25) Stress Analysis
- (26) Paint Record
- (27) Signature
- (28) Channel Profile
- (29) Encroachments
- (30) Environmental Conditions
- (31) Federal Aid System
- (32) Average Daily Traffic

### 3.2.3 Revised Original Inventory Report

### 3.2.4 Supplementary Inventory Report

- (1) Bridge Number
- (2) Date
- (3) Bridge Name and Location
- (4) Work Done
- (5) Revised Dimensions
- (6) Bridge Inspection Report
- (7) Restrictions
- (8) Revised Stress Analysis
- (9) Recommendations
- (10) Signature

## RECORDS

### 3.1 FUNCTION

One of the most important functions of bridge maintenance is a complete, accurate and current record of each bridge on the highway system. Much of the usefulness of the information obtained from field investigations depends upon its availability in a permanent and concise record. The records must be maintained in an orderly system and be readily available to any interested, authorized person.

Records should provide a full history of the structure including all recommendations for strengthening and repair along with the actions which have been taken on these recommendations. The file will provide data on the capacity of the structure, including the calculations substantiating reduced limits.

Complete record information in a good usable form is vital to the function of providing a safe, smooth riding highway.

A sample Structure Inventory and Appraisal Sheet is included as Plate 10.

### 3.2 INVENTORY REPORTS

**3.2.1 General.** The inventory reports shall contain the general description, history, plans, and incorporate the inspection reports and stress analysis which reflect condition and recommendations regarding the bridge and its site.

**3.2.2 Original Inventory Report.** Original inventory reports should show a minimum of the following information:

(1) *Bridge Number.* The official number assigned to structure.

(2) *Date of Investigation.* Date on which the field investigation was made.

(3) *Name.* The full name of the bridge. Other common names by which it is known may be placed in parentheses following the official name.

(4) *Location.* Location of the bridge must be sufficiently described so that it can be readily spotted on a map or found in the field. They will normally be located by Route number, County, and log mile.

(5) *Description.* Briefly give all pertinent data concerning the type of structure. The type of superstructure will generally be given first followed by the type of piers and type of abutments along with their foundation. If the bridge is on piles, the type of piles

should be stated. If data is available, indicate type of soil upon which footings are founded, maximum bearing pressures, and pile capacities.

(6) *Skew.* Normally the skew angle will be taken from the plans and it is to be recorded to the nearest degree. If no plans are available, the angle is to be estimated. If the skew angle is  $0^\circ$ , it should be so stated. The skew angle is the angle between the centerline of a pier and a line normal to the roadway centerline.

(7) *Spans.* The number of spans and the span lengths are to be listed. These shall be listed in the same direction as the log mile. Spans crossing State highways will be normally listed from left to right looking ahead on Route. Spans are noted as follows: e.g., "1 @ 24.0'" or "3 @ 45.0'" or "1 @ 36.0', 5 @ 50.0', 1 @ 36.0', 27.0', 12.0'". Span lengths shall be recorded to the nearest tenth of a foot and it shall be noted whether the measurement is center to center (*c/c*) or clear open distance (*clr*) between piers, bents, or abutments. Measurements shall be along center line.

(8) *Total Length.* This shall be the overall length to the nearest foot and shall be the length of roadway which is supported on the bridge structure. This will normally be the length from paving notch to paving notch or between back faces of backwalls measured along centerline.

(9) *Roadway Width.* This shall be the minimum clear width between curbs, railings, or other restriction. On divided roadways such as is found on freeways under overcrossings, the roadway width will be taken as the traveled way between shoulders; but, also, the shoulders and median width will be given.

(10) *Surfacing.* Type of wearing surface and its thickness.

(11) *Sidewalks.* If only one is present, the side shall be noted thus: "1 @ 5.0' (east)". Measurement is recorded to the nearest tenth of a foot. Sidewalks on both sides are noted thus: "2 @ 5.0'". If there are no sidewalks, note "None".

(12) *Railing.* The type and material of the railing is to be listed.

(13) *Alignment.* Note whether the bridge is tangent or on a curve. If the bridge is on a curve, state the radius of the curve if plans are available for this information. On the older roads and bridges, a comparison of the alignment with the general alignment of the road should be made.

(14) *Traffic Lanes.* State the number of traffic lanes.

(15) *Design Live Loading.* The live loading for which the bridge was designed will be stated if it is known. A structure widened or otherwise altered so that different portions have different live load designs is to have each live loading specified.

(16) *Waterway.* May be classed as "Not a Factor," "Excessive," "Sufficient," "Barely Sufficient," or "Insufficient." The velocity of the stream should be classed with reference to its scouring probabilities, such as: "Normally High Velocity," "Normally Medium Velocity." A statement also should be made describing the material making up the stream bed. In cases where the cross section is uniform, a statement may be made of the average clear height, and the profile usually submitted may be dispensed with.

(17) *Other Features Crossed.* List facilities over which the structure crosses in addition to the main obstacle. The main obstacle is usually identified in the name of the bridge. For example, a bridge with the name "Wetwater River" obviously carries traffic over the river; it may also cross over a railroad, other roads, etc.

(18) *Clearances.* A clearance diagram should be made for each structure which restricts the vertical clearance over the highway, such as overcrossings, underpasses, and through truss bridges.

The minimum number of vertical measurements shown on the diagram will be at each edge of the traveled way and the minimum vertical clearance within the traveled way.

The report will state the minimum roadway clearance. This will include each roadway on a divided highway. When a structure is of a deck or pony truss type so that no vertical obstruction is present, the vertical clearance shall be noted on the report as "Unimpaired".

Vertical measurements are to be made in feet and inches and any fractions of an inch will be dropped back to the nearest inch, i.e., a field measurement of 15'-7 3/4" will be recorded as 15'-7".

Horizontal measurements are to be recorded to the nearest one-tenth of a foot.

(19) *Date Built.* Date of the completion. If the bridge has been widened since the time of the original construction, the widening date should also be shown as "Widened-(Date)". A similar notation should be made for any major reconstruction.

(20) *Plans.* State what plans are available, where they are filed, and if they are "As Built."

(21) *Plans and Dimensions.* When plans are not on file, sufficient plans will be prepared during field investigations to permit an adequate stress analysis of the entire structure, where practical.

(22) *Bridge Inspection Report.* The bridge inspection report including observed conditions and recommended maintenance operations or restrictions regarding the bridge will be included. See 2.4.3.

(23) *Restrictions.* Note any load, speed or traffic restrictions in force on the bridge and if known, record date of establishment and identification of agency who put the restriction or restrictions in force.

(24) *Miscellaneous.* Include information on high-water marks, unusual loadings or conditions, and such general statements as cannot be readily incorporated into the other headings.

(25) *Stress Analysis.* Some structures will require a stress analysis to determine their operating and inventory ratings or where necessary their load limits for posting. A general statement of the results of the stress analysis with note of which members were found to be weak, what stresses were used, and any other modifying factors which were assumed in the analysis, will be given.

(26) *Paint Record.* Paint records for each steel structure should be part of the inventory. Subsequent paint inspections and painting work performed will be valuable in programming future painting requirements.

(27) *Signature.* Reports are signed by the man making the investigation.

(28) *Channel Profile.* A sheet showing the channel profile at the upstream side of a bridge over a waterway should be a part of the original bridge report. The sketch should show the foundation of the structure and where available description of material upon which footings are founded, the elevation of the pile tips, and/or the footings of piers and abutments. This information is valuable for reference in anticipating possible scour problems through yearly observation and is especially useful to detect serious conditions during periods of heavy flow.

Vertical measurements should be made or referenced to a part of the structure such as the top of curb or top of railing which is readily accessible during high water.

Soundings in addition to the single line channel profile are necessary at some river piers to provide adequate information on scour conditions and how the piers may be affected. Such requirements will

vary with stream velocity and general channel stability. The necessity of additional soundings must be determined by the Engineer. These soundings will normally be limited to an area within a radius of 100 feet from a pier.

(29) *Encroachments*. An encroachment sheet should be submitted with the original sheet of the original bridge report when there is one or more utility on the structure. A utility in the immediate area, though not fastened to the bridge, should also be included, such as a sewer line crossing the R/W and buried in the channel beneath the bridge.

(30) *Environmental Conditions*. Any unusual environment which may have an effect on the structure such as salt spray, industrial gases, etc., should be noted on the report.

(31) *Federal Aid System*. State whether or not the bridge is located on the Federal Aid System. It would be well to show the F.A. Route Number where applicable.

(32) *Average Daily Traffic*. State the ADT along with the date of record. This information should be updated at intervals of approximately 5 years.

**3.2.3 Revised Original Inventory Report.** When a bridge is significantly altered by widening, lengthening, or by some other manner which extensively modifies the structure, a new original inventory report should be written. The new report should be filled out completely using the new dimensions and description as necessary. Many of the items will be unchanged and remain the same as in the old original report.

The revised original report should clearly indicate that it supersedes the existing report. However, the old original report is still an important record for the structure and should be retained in the file.

**3.2.4 Supplementary Inventory Report.** Supplementary inventory reports are updates of the original inventory report reflecting the information in the current bridge inspection report. The following are items that should be included in a supplementary inventory report:

(1) *Bridge Number*.

(2) *Date*. Date upon which the supplementary field investigation was made.

(3) *Bridge Name and Location*. Same as for the original report.

(4) *Work Done*. All work that has been done to the bridge since the last inspection should be listed.

(5) *Revised Dimensions*. This information is to be given when some maintenance or improvement work has altered the dimensions of the structure. New bed profiles for unstable channels should be mentioned and plotted on the Profile Record Sheet.

(6) *Bridge Inspection Report*. Same as for original report, see 3.2.2(22).

(7) *Restrictions*. Note any changes in load, speed or traffic restrictions in force on the bridge from that recorded in the Original Bridge Report or in a previous Supplementary Bridge Report. Record date of establishment and identification of agency who put the restriction or restrictions in force if known.

(8) *Revised Stress Analysis*. This information is to be given when maintenance or improvement work or change in strength of members has altered the condition of the structure, thus making another stress analysis necessary.

(9) *Recommendations*. All instructions for work, postings, or other items requiring action from others will be included here in the same manner as was done in the original report.

(10) *Signature*. The report must be signed by the person responsible for the report.

## **RATING OF BRIDGES**

4.1 General

4.2 Inspection

4.3 Plans and Dimensions

4.4 Allowable Unit Working Stress

4.5 Calculations

4.6 Load Relationship Assumption

4.7 Regulatory Signing

4.7.1 General

4.7.2 Weight Limits

4.7.3 Speed Limits

## RATING OF BRIDGES

### 4.1 GENERAL

The procedure for rating of existing structures shall require a careful evaluation of many complex and often conflicting factors in the continuing effort to extend the useful life of our highway bridges and safeguard the motoring public. The evaluation of bridges with questionable capacity should include but not necessarily be limited to: a complete detailed analysis of the structure; an investigation into the governing laws and legal requirements of the local jurisdictions in which the bridge is located; the degree to which the law enforcement agencies can control the bridge loading; and the public interest in obtaining the very maximum safe utilization of the highway facility. Each highway bridge shall be rated at two load levels, by either Load Factor or Working Stress methods which properly account for the strength of the materials of construction in their current state, and the method used shall be identified for future reference.

At the first or upper load level, the capacity rating will be referred to as the Operating Rating. The Operating Rating will result in the absolute maximum permissible load level to which the structure may be subjected. Special permits for heavier than normal vehicles may be issued only if such loads are distributed so as not to exceed the structural capacity determined by the Operating Rating.

At the second or lower load level, the capacity rating will be referred to as the Inventory Rating. The Inventory Rating will result in a load level which can safely utilize an existing structure of an indefinite period of time.

There may be circumstances where an agency responsible for the maintenance of structures maintains a level of inspection and surveillance which greatly exceeds the minimum required; an inspection program which in fact insures the detection of problem areas in advance of actual detrimental behavior. Under this level of inspection and with the assurance that the load history of the bridge will be closely monitored with respect to the frequency of loading with various sized vehicles, to preclude the possibility of fatigue failure, the agency may, in its judgment, utilize for posting purposes load levels higher than those used for inventory rating, in order to minimize the need for posting of bridges. In no case shall the load levels used be greater than those permitted by the Operating Rating.

The live load used in the issuance of permits shall be the actual vehicle size, weight, and type using the highway, together with an impact factor dependent

on local conditions, and will vary from time to time and from State to State in accordance with local laws and regulations.

The live load used in establishing the Inventory and Operating Ratings shall be the standard AASHTO "H" or "HS" loading or one of the three typical conventional vehicle types described elsewhere in this Manual or the maximum legal loads of the State (Ref. 5.2.2). The selection of the load type shall be consistent with standard practices of the owner and be left to the judgment of the rating agency. Impact shall be added to any live load selected for establishing the Operating and Inventory Ratings.

A reduced speed limit will be considered where it is desirable to reduce impact loads. It will be found that in some cases, reduced speed limits will reduce impact loads to the extent that lowering the weight limit will not be required. Consideration of a speed posting will require the judgment of the Engineer and much will depend upon alignment, general location, volume, and type of traffic. A speed posting should not be considered as a basis for increasing the weight limit in areas where enforcement will be difficult and frequent violations can be anticipated.

### 4.2 INSPECTION

Any structure for which the design loading is not known will require a study to determine its safe load carrying capacity. Rating of the structure for its safe load carrying capacity must start with a thorough field investigation. All physical features of the bridge which have an effect on its structural integrity shall be examined. Note any damaged or deteriorated sections and obtain adequate data on these areas so that their effect can be properly evaluated in the analysis. Where steel is severely corroded, concrete deteriorated, or timber decayed, make a determination of the loss in a cross-sectional area as closely as reasonably possible so that the net section can be calculated. Determine if deep pits, nicks, or other defects exist that may cause stress concentration areas in any structural member. Lowering load capacities below those otherwise permitted may be necessary if such a condition exists.

Size, number, and relative location of bolts and rivets through tension members must be determined and recorded so that the net area of the section can be calculated. Also, in addition to the physical condition, threaded members such as truss rods at turnbuckles must be checked to see if the rod has been upset so that the net area will be properly calculated. This information will normally be taken from plans when they are available but must be determined in the field otherwise. Any misalignment, bends, or kinks in

compression members must be measured carefully. Such defects will have a great effect on the load carrying capability of a member and may very well be the controlling factor in the safe carrying capacity of the entire structure. Also, examine the connections of compression members carefully to see if they are detailed such that eccentricities are introduced which must be considered in the structural analysis.

In many cases the physical inspection of the structure will be all that is required for a qualified Engineer to make a judgment that the bridge is safe for all legal loads. Such a case could be a sound concrete bridge which has been carrying normal traffic for many years and shows no distress.

Careful attention shall be given to all elements of the substructure for evidence of instability which would affect the structural safe load carrying capacity of the bridge. Evaluation of the condition of a bridge's substructure will in many cases also be a matter of judgment of a qualified Engineer after a physical inspection.

Features other than the bridge itself which may affect the structure should also be observed and noted. Items such as the amount of traffic and the roadway alignment may have an influence on making a safe load determination. The roadway alignment in remote areas may be such that reduced speed will cause the normal impact loads to be less than those which might ordinarily be expected. Traffic on a reasonably short bridge with short radius turns at the approaches will be traveling at relatively low speeds and thus will produce lower impact than, say, on a bridge which is on a long tangent. However, a rough deck or approach may add impact and this, too, must be considered.

A higher safety factor for a bridge carrying a large volume of traffic may be desirable as compared with the safety factor for a structure carrying few vehicles, especially if the former includes many heavy loads.

Some structures will require a careful analysis to determine their safe load carrying capacity. Probably some of the best examples of bridges in this category would be steel and timber truss spans which are quite old, design loading unknown, and which are suspected of being inadequate for present day loadings through their general appearance of lightness. Such bridges will require a complete analysis of all structural elements that cannot be adjudged by inspection alone.

The above examples point out only some of the areas where the judgment of the Engineer must be exercised in making an investigation and rating of a structure.

### 4.3 PLANS AND DIMENSIONS

When plans are available for a bridge which is to be rated, dimensions and member types and sizes will normally be taken from the plans. However, many of the plans for older structures are not "As Built" plans, and sufficient checking must be done in the field to insure that the plans are truly representing the structure before they are used in stress calculations. Also, even when the plans are "As Built", changes may have occurred since the original construction and these changes must be recorded.

Measurements will be required on bridges for which no plans are available. Measurements are to be made only with sufficient precision to serve the purpose for which they are intended. Unnecessarily precise measurements lead to a waste of time and a false sense of value of the derived results. The following limits of accuracy are generally ample for field measurements:

|                       |  |
|-----------------------|--|
| Timber Members        | Nearest 1/4"                           |
| Concrete Members      | Nearest 1/2"                           |
| Asphalt Surfacing     | Nearest 1/2"                           |
| Steel Rolled Sections | Necessary accuracy to identify section |
| Span Lengths          | Nearest 0.1 foot                       |

The extent to which a structure shall be measured depends upon the use to which the measurements are to be applied. While only major dimensions may be required for stress analysis, plans for repair or betterment will require much more detailed and complete measurements.

### 4.4 ALLOWABLE UNIT WORKING STRESS

In general, the allowable unit working stresses will be taken from the specifications in this Manual. However, there are cases where the Engineer must reduce the allowable stresses of the structural material based on his judgment of its quality. This determination most commonly applies to timber which is of substandard grade or where the material is weathered or otherwise deteriorated. All data upon which to base determination of the unit stresses should be noted at the time of the field investigation.

### 4.5 CALCULATIONS

Most structures which require load posting restrictions are either reasonably old or are weak as a result of damage. With some exceptions, the weaker ele-

ments of the older bridges are usually in the superstructure, not in the piers or abutments.

A practical procedure in making the safe load determination is through the normal sequence of calculations for (1) floor, (2) stringers, (3) floor beams, and (4) trusses, girders, etc.

The floor is seldom the controlling factor in a structure with longitudinal stringers. However, when calculations are made, the live load distribution to the floor shall be made in accordance with the current AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*. Longitudinal stringers and girders may be calculated using the moment table, Plate 2, for live load moments produced by the three typical loads used in this Manual.

Live load moments in the floorbeams, intermediate and end, may be calculated for safe loading by using the tables of live load reactions on Plates 3 and 4. The tables, along with the moment formulae on the same sheet, provide a convenient means of computing the live load moments based on the three typical types of loading.

Live loads in truss members can be calculated by using the formulae for maximum shear and moment given in Plates 5 and 8. Using these formulae will give the maximum live load stresses for the three typical truck loadings. Note that the formulae are valid only when used within the given limits. Modification of the formulae will be required under loadings not meeting these limits. Such modifications will be found necessary when the structure or panels are too short to permit the entire load to be on the structure with the load positioned to produce the maximum shear or moment.

#### 4.6 LOAD RELATIONSHIP ASSUMPTION

The total load in any member caused by dead load, live load, and such other loads as are deemed applicable to the structure, shall not exceed the member capacity as set forth in this Manual or in the Engineer's report. When it becomes necessary to reduce the allowable live loads in order to conform to the capacity of a structure, such a reduction will be based on the assumption that each axle load maintains a constant relation to the total load of the vehicle or vehicle combination.

#### 4.7 REGULATORY SIGNING

**4.7.1 General.** New or revised regulatory signing shall conform to the requirements of the *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and*

*Highways* and they shall be established according to procedures required by the agency with regulatory authority over the highway. Modifications to uniform signing may be required for conformance to regulatory statutes.

**4.7.2 Weight Limits.** Selection of weight limit conditions shall be made to conform to the local policy established within the limitations set forth in this manual. No bridge will be limited to a weight of less than three (3) tons. A bridge should be closed if not capable of carrying three (3) tons.

**4.7.3 Speed Limits.** Speed limits are to be used to allow bridges to carry heavier loads by reducing impact or to avoid high speed collisions with limited clearance through structures. The speed limits established should be limited only to the vehicles which are affected by the need to reduce impact.



## **SPECIFICATIONS FOR CHECKING CAPACITIES OF EXISTING BRIDGES**

### **5.1 General**

5.1.1 Assumptions

5.1.2 Posting of Concrete Bridges

5.1.3 Use and Modification of Standard  
Design Specifications

### **5.2 Loadings**

5.2.1 Dead Loads

5.2.2 Live Loads

5.2.3 Impact

5.2.4 Lateral Loads

5.2.5 Longitudinal Loads

5.2.6 Thermal Forces

5.2.7 Deflection

### **5.3 Distribution of Loads**

5.3.1 Distribution to Stringers

5.3.2 Distribution to Floorbeams

5.3.3 Distribution to Concrete Slabs

5.3.4 Distribution to Timber Flooring

### **5.4 Allowable Stress Method**

5.4.1 General

5.4.2 Structural Steel

5.4.3 Wrought Iron

5.4.4 Reinforcing Steel

5.4.5 Concrete

5.4.6 Prestressed Concrete

5.4.7 Timber

### **5.5 Load Factor Method**

5.5.1 General

5.5.2 Steel

5.5.3 Concrete

5.5.4 Prestressed Concrete

## SPECIFICATIONS FOR CHECKING CAPACITIES OF EXISTING BRIDGES

### 5.1 GENERAL

**5.1.1 Assumptions.** These specifications shall be used for determining the maximum safe inventory and operating live load capacities of existing bridges. They provide a basis for computing the maximum loads that may be allowed on a bridge when materials are of good quality, members are acting normally, and deductions in size or area have been made for deteriorated portions. They assume that the bridges are subject to competent inspections as often as the condition of the structures require, and that the investigating Engineer will exercise sound judgment in determining the increased safety factor to be used when the above conditions do not exist. (See Article 5.4.1 for a further discussion of allowable stresses.) In the determination of proper safety factors, all types of vehicle loads shall be kept in mind, but the adoption of unreasonably large safety factors, causing unnecessary hardship on economic hauling, is to be avoided.

**5.1.2 Posting of Concrete Bridge.** A concrete bridge need not be posted for restricted loading when it has been carrying normal traffic for an appreciable length of time and shows no distress. This general rule will apply to bridges for which details of the reinforcement are not known. However, the bridge shall be inspected at frequent intervals for any distress signs which may develop until such time as the bridge is strengthened or replaced.

**5.1.3 Use and Modification of Standard Design Specifications.** For all matters not definitely covered by these specifications, the current standard specifications used for the design of new bridges shall be used as a guide. However, there may be instances in which an Engineer, based on his knowledge of the condition and performance characteristics of a bridge under traffic, may make a judgment that the action of a member within the structure is not consistent with the design concept of the controlling specifications. In this situation, he may modify the design criteria within safe limitations and, following sound principles of engineering mechanics, base his capacity analysis for the member on its known action under load. Deviations from controlling specifications shall be fully documented.

As a guide to where modifications of design practice may be considered, the following facts should be kept in mind:

1. The factors of safety used in designing new bridges may provide for an increase in traffic volume, a variable amount of deterioration, and extreme conditions of long continued loading. Use of the Operating Rating as the load limit of existing bridges applies only to frequently inspected bridges. Bridges which have weight limits or have members stressed to near the operating rating stress are inspected more frequently than other structures; hence, the rating in reality is being reevaluated by the Engineer at each inspection through determination if any deterioration or distress has occurred which will materially affect its load carrying capacity.

2. The factors of safety used in rating existing structures must provide for unbalanced loads; reasonably possible overloads and illegal or careless handling of vehicles. For both design and rating, factors of safety must provide for lack of knowledge as to the distribution of stresses, possible minimum strengths of individual pieces of the materials used as compared to quoted average values, possible differences between the strength of laboratory test pieces and the material under actual conditions in the structure, and normal defects occurring in manufacture or fabrication.

### 5.2 LOADINGS

**5.2.1 Dead Loads.** The dead load of the structure shall be computed in accordance with the conditions existing at the time of analysis. Minimum unit weights of materials to be used in computing the dead load stresses shall be in accordance with current AASHTO design criteria.

**5.2.2 Live Loads.** The live or moving loads to be applied on the deck for determining the Operating and Inventory Ratings shall be the typical vehicle shown in Plate 11 or the standard AASHTO "H" or "HS" loading. The spacing and weights chosen for the typical vehicle types shown on Plate 11 were selected from actual maximum legal loads conforming closely with regulations of the major number of States. Adjustments of axle weights and spacings shown on the chart will be necessary in some cases to make them conform with the allowable maximum legal weights and lengths as they vary from State to State.

In computing stresses or allowable loads, generally one unit only shall be considered in any one lane. The possibility of there being two or more maximum legal loads following each other in the same lane shall not be considered for spans of less than two hundred feet. The possibility of more than one load of maximum

size in the same lane shall be considered in spans of two hundred feet and greater.

The number of traffic lanes to be loaded shall be in conformance with the current AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* except that two lanes shall be considered for roadway widths down to 18 feet.

When, in the judgment of the Engineer, conditions of traffic movement and volume would warrant it, fewer traffic lanes than specified by AASHTO may be considered.

When the roadway width curb to curb is 18 feet or less, the stresses throughout the structure shall be computed for one lane loading only. More than one maximum load in the same lane will be considered in all spans of 200 feet or greater.

The probability of having a series of closely spaced vehicles of the maximum allowed weight becomes greater as the maximum allowed weight for each unit becomes less. That is, it is more likely to have a train of light-weight vehicles than to have a train of heavy-weight vehicles. This makes it necessary to consider more than one vehicle in the same lane of all spans including those less than 200 feet under certain conditions. Hence, vehicles shall be spaced at 30 feet clear in the same lane when the safe loading per vehicle or vehicle combination is less than 12 tons. However, unless otherwise determined by the Engineer, no more than one lane is to be loaded with consecutive units at the same time, and only one load in the adjacent lane will be considered.

The gage distance between wheels shall be taken as 6 feet. The spacing, center to center, of adjacent wheels of passing vehicles shall be taken as 3 feet and the center of the outside wheel of any vehicle shall be considered as applied at a distance not less than 1.5 feet from the face of curb.

Sidewalk loadings to be used in calculations for safe load capacity ratings should be the probable maximum loads anticipated. It will vary from bridge to bridge depending generally upon its location. Because of this variation, the Engineer must make the final determination of a unit loading to be used, based on his judgment. The loading to be used will not exceed the design loading as given in the AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*.

**5.2.3 Impact.** Impact shall be added to the static loads used for ratings in accordance with the current AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*. However, specification impact may be reduced when conditions of alignment, enforced speed posting, etc. will require a vehicle to substantially reduce speed in crossing the structure.

**5.2.4 Lateral Loads.** Lateral loads due to wind need not be considered in calculating the maximum safe load rating except in special cases as determined by the Engineer.

**5.2.5 Longitudinal Loads.** Longitudinal loads shall not be considered in determining load restrictions. However, where longitudinal stability is considered inadequate, the structure may be posted for restricted speed as set forth in Article 4.7.

**5.2.6 Thermal Forces.** Stresses set up by thermal forces shall not be considered unless the Engineer, as a result of his investigation, determines that they are especially and unusually important.

**5.2.7 Deflection.** Live load deflection limitations shall not be considered except in special cases as determined by the Engineer.

### 5.3 DISTRIBUTION OF LOADS

**5.3.1 Distribution to Stringers.** The fraction of a wheel line load carried by each stringer shall be determined in accordance with the current AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*.

**5.3.2 Distribution to Floorbeams.** The distribution of the wheel line load carried by each floorbeam shall be determined in accordance with the current AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*.

**5.3.3 Distribution to Concrete Slabs.** Distribution of wheel loads to concrete slabs shall be computed in accordance with the current AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* when AASHTO "H" or "HS" loading is used. When the typical vehicles shown in Plate 11 are used, distribution of wheel loads to the concrete slab shall be in accordance with the distribution of loads to concrete slabs as shown on the following page.\*

\*The slab distribution set forth herein is based, substantially, upon the "Westergaard" theory. The following references are furnished concerning the subject of slab design:

*Public Roads*, March, 1930, "Computation of Stresses in Bridge Slabs Due to Wheel Loads," by H.M. Westergaard.

University of Illinois Bulletin No. 303, *Solutions for Certain Rectangular Slabs Continuous Over Flexible Supports*, by Vernon P. Jensen; Bulletin 304, *A Distribution Procedure for the Analysis of Slabs Continuous Over Flexible Beams*, by Nathan M. Newmark; Bulletin 315, *Moments in Simple Span Bridge Slabs with Stiffened Edges*, by Vernon P. Jensen, and Bulletin 346, *Highway Slab Bridges with Curbs, Laboratory Tests and Proposed Design Method*.

## Distribution of Loads to Concrete Slabs

### (a) Span Lengths.

For simple spans, the span length shall be the distance center to center of supports but not to exceed clear span plus thickness of slab.

The following effective span lengths shall be used in calculating distribution of loads and bending moments for slab continuous over more than two supports:

Slabs monolithic with beams (without haunches).  
 $S$  = clear span.

Slabs supported on steel stringers.  $S$  = distance between edges of flanges plus 1/2 of the stringer flange width.

Slabs supported on timber stringers.  $S$  = clear span plus 1/2 thickness of stringer.

### (b) Bending Moment.

Bending moment per foot width of slab shall be calculated according to methods given below.

$S$  = effective span length in feet as defined above

$E$  = width of slab over which a wheel load is distributed

$P$  = load on one wheel of axle

### Main Reinforcement Perpendicular to Traffic Formulae for Moments Per Foot Width of Slab

| Distribution of Wheel Loads | Freely Supported Spans | Continuous Spans |
|-----------------------------|------------------------|------------------|
| Single Axle*                |                        |                  |
| Spans 2' to 7'              | $M = + 25(P/E)S$       | $M = 2(P/E)S$    |
| Spans over 7'               | $M = + 25(P/E)S$       | $M = 2(P/E)S$    |
| Tandem Axles                |                        |                  |
| Spans 2' to 7'              | $M = + 25(P/E)S$       | $M = 2(P/E)S$    |
| Spans over 7'               | $M = + 25(P/E)S$       | $M = 2(P/E)S$    |

\*Distribution of loads to slab by single axle may be determined by the following formulae as an alternate to the formulae given in the current AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges

Note: The formulae for distribution and moment utilize a single wheel load which has been found to simplify calculations and to give essentially the values obtained by the more exact method of placing all wheels of a truck in positions which produce maximum moment.

**5.3.4 Distribution to Timber Flooring.** For the calculation of bending moments in timber flooring, the distribution of wheel loads are to be in accordance with the current AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges.

## 5.4 ALLOWABLE STRESS METHOD

**5.4.1 General.** The live loads on any structure, when combined with all other loads, shall not produce stresses exceeding those allowable stresses set forth hereinafter. These stresses shall only be used when, in the judgment of the Engineer, the materials under consideration are sound and reasonably equivalent in strength to new materials of the grade and qualities that would be used in first class construction.

When the grading or manufacture is sub-standard, the allowable stresses shall be fixed by the Engineer, based on his field investigation, and shall be substituted for the basic stresses given herein. These basic stresses shall in no case be greater than the maximum given hereinafter.

The effective area of members to be used in the calculations shall be the gross area less that portion which has deteriorated due to decay or corrosion. This net area shall be determined in the field. Deductions for bolt, rivet, and other holes, in accordance with Article 1.7.15 of the AASHTO Design Specifications for determining net areas in tension members will be in addition to the loss of area from other causes.

The effective span length for the calculation of stress shall be determined in accordance with the current AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges.

**5.4.2 Structural Steel.** The allowable unit stresses used for determining safe load capacity must depend on the type of steel used in the structural member. When nonspecification metals are encountered, coupon testing may be used to determine yield point. When information on specifications of the steel is not available, allowable stresses will be taken from the applicable "Date Built" column of the following tables.

Except where evidence of deterioration or corrosion of the web of a plate girder makes its shear capacity questionable, the spacing of transverse intermediate stiffeners need not be considered in determining its operating rating provided the spacing does not exceed the depth of the web. If, in the judgment of the Engineer, investigation of stiffener spacing is desirable, such an investigation may be based on the load factor design considerations of the AASHTO Specifications.

Unless designated otherwise, values shown in Tables 5.4.2A, 5.4.2B, 5.4.2C and 5.4.2D are allowable stresses for structural steel.

The allowable combined stresses for steel compression members may be calculated by the provisions of AASHTO or from the following relationship:

### FORMULAS FOR STEEL COLUMNS\*

The permissible average unit stress for steel columns shall be:

$$f_s = \frac{\frac{f_y}{\eta}}{1 - \left(25 + \frac{e_g c}{r^2}\right) B \operatorname{Cosec} \phi} = \frac{P}{A} \quad (A)$$

- P = load parallel to the axis of the member in lbs.  
 A = gross cross-sectional area of column in sq.in.  
 $f_y$  = yield point or yield strength (See Tables 5.4.2A and 5.4.2B)  
 $\eta$  = factor of safety based on yield point or yield strength  
 = 1.82 at Inventory Level  
 = 1.48 at Operating Level  
 c = distance from neutral axis to the extreme fiber in compression  
 r = radius of gyration in the plane of bending
- $$\phi = \frac{L}{r} \sqrt{\frac{\eta f_s}{E}} \quad \text{radians}$$
- L = effective length of the column  
 = 75% of the total length of a column having riveted end connections  
 = 87.5% of the total length of a column having pinned end connections  
 E = modulus of elasticity of steel  
 = 29,000,000 lbs. per sq.in.

$$B = \sqrt{a^2 - 2a \cos \phi + 1}$$

$$a = \frac{\frac{e_g c}{r^2} + 0.25}{\frac{e_g c}{r^2} + 0.25}$$

When  $e_g$  and  $e_s$  lie on the same side of the column axis, a is positive; when on opposite sides, a is negative.

- $e_g$  = eccentricity of applied load at the end of column having the greater computed moment, in inches.  
 $e_s$  = eccentricity at opposite end.

For values of  $\frac{L}{r}$  equal to or less than arc  $\cos a$

$$\left[ \frac{E \left( 1 + .25 + \frac{e_g c}{r^2} \right)}{f_s} \right]^{1/2} \quad (B)$$

the permissible  $f_s$  shall be determined from the formula:

$$f_s = \frac{f_y}{\eta} \frac{1}{1 - .25 + \frac{e_g c}{r^2}} \quad (C)$$

For  $a = -1$  with values of  $\frac{L}{r}$  greater than determined by formula B, the permissible  $f_s$  shall be determined by the formula:

$$f_s = \frac{\pi^2 E}{\eta \left( \frac{L}{r} \right)^2} \quad (D)$$

When the values of end moments are not computed but considered negligible in amount, a shall be assumed equal to + 1.

a shall be assumed equal to + 1 for a member subject to bending stresses induced by the components of externally applied loads acting perpendicular to its axis. For this case the general formula becomes:

$$f_s = \frac{\frac{f_y}{\eta} - \frac{Mc}{I}}{1 - \left[ .25 + (e_g + d) \frac{c}{r^2} \right] \operatorname{Sec}^2 \phi} \quad (E)$$

- d = deflection due to the transverse components of externally applied loads, in inches  
 I = moment of inertia of section about an axis perpendicular to the plane of bending, in inches<sup>4</sup>  
 M = moment due to the transverse components of externally applied load, in inch pounds

Note: The value of 0.25 in the above formulae provides for inherent crookedness and unknown eccentricity.

\*Refer also to the column formulas given in Article 1.7.1.

\*\*When the radius of gyration perpendicular to the plane of bending is less than  $r$ , the column shall be investigated for the case of a long column concentrically loaded, having a greater value of L/r.

TABLE 5.4.2A

ALLOWABLE STRESSES (INVENTORY RATING)

Allowable unit stresses are shown in pounds per square inch. The modulus of elasticity of all grades of steel shall be assumed to be 29,000,000 psi and the coefficient of linear expansion 0.000065 per degree Fahrenheit.

| Description   | DATE FIRST SPECIFICATION |      |      |      | 1950   | 1951   | 1952   | 1953   | 1954   | 1955   | 1956   | 1957   | 1958   | 1959   | 1960   | 1961   | 1962   | 1963   | 1964   | 1965   | 1966   | 1967   | 1968   | 1969   | 1970   |
|---|--------------------------|------|------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|   | 1950                     | 1951 | 1952 | 1953 |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |        |
| 1. Allowable stresses in tension  |                          |      |      |      | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 |
| 2. Allowable stresses in compression  |                          |      |      |      | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 |
| 3. Allowable stresses in bending  |                          |      |      |      | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 |
| 4. Allowable stresses in shear  |                          |      |      |      | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 |
| 5. Allowable stresses in axial compression of members with slenderness ratio less than 120    |                          |      |      |      | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 |
| 6. Allowable stresses in axial compression of members with slenderness ratio greater than 120 |                          |      |      |      | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 | 12,000 |
| 7. Allowable stresses in axial tension of members with slenderness ratio less than 120        |                          |      |      |      | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 |
| 8. Allowable stresses in axial tension of members with slenderness ratio greater than 120     |                          |      |      |      | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 |
| 9. Allowable stresses in bending of members with slenderness ratio less than 120              |                          |      |      |      | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 |
| 10. Allowable stresses in bending of members with slenderness ratio greater than 120          |                          |      |      |      | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 | 15,000 |
| 11. Allowable stresses in shear of members with slenderness ratio less than 120               |                          |      |      |      | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 |
| 12. Allowable stresses in shear of members with slenderness ratio greater than 120            |                          |      |      |      | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 | 10,000 |

(1) Number in parenthesis represents the last year these specifications were printed

(2)  $l$  = length, in inches, of unsupported flange between lateral connections, knee braces or other points of support

$b$  = flange width, in inches

$E$  = modulus of elasticity of steel

$r$  = governing radius of gyration

$l$  = actual unbraced length

$K$  = effective length factor

Note: The formulae do not apply to members with...

TABLE 4.2B

ALLOWABLE STRESSES (OPERATING RATING)

Allowable unit stresses are shown in pounds per square inch. The modulus of elasticity of all grades of steel shall be assumed to be 29,000,000 psi and the coefficient of linear expansion 0.000065 per degree Fahrenheit.

| Description of Stress            | STEEL GRADES |         |         |         |         |          |          |          |          |          | ALUMINUM GRADES |         |         |         |         |         |         |         |         |         |
|----------------------------------|--------------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
|                                  | A36          | A572-50 | A572-60 | A572-70 | A572-80 | A572-100 | A572-100 | A572-100 | A572-100 | A572-100 | 6061-T6         | 6061-T6 | 6061-T6 | 6061-T6 | 6061-T6 | 6061-T6 | 6061-T6 | 6061-T6 | 6061-T6 | 6061-T6 |
| Allowable Tensile Stress         | 22,000       | 36,000  | 42,000  | 48,000  | 54,000  | 60,000   | 60,000   | 60,000   | 60,000   | 60,000   | 40,000          | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  |
| Allowable Shear Stress           | 13,200       | 21,600  | 25,200  | 28,800  | 32,400  | 36,000   | 36,000   | 36,000   | 36,000   | 36,000   | 23,000          | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  |
| Allowable Bending Stress         | 22,000       | 36,000  | 42,000  | 48,000  | 54,000  | 60,000   | 60,000   | 60,000   | 60,000   | 60,000   | 40,000          | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  |
| Allowable Compressive Stress     | 22,000       | 36,000  | 42,000  | 48,000  | 54,000  | 60,000   | 60,000   | 60,000   | 60,000   | 60,000   | 40,000          | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  | 40,000  |
| Allowable Torsional Shear Stress | 13,200       | 21,600  | 25,200  | 28,800  | 32,400  | 36,000   | 36,000   | 36,000   | 36,000   | 36,000   | 23,000          | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  | 23,000  |

- (1) Number in parenthesis represents the last year these specifications were printed
- (2)  $L$  - length in inches of unsupported flange between lateral connections, knee braces or other points of support
- $b$  - flange width in inches

- (3)  $E$  - modulus of elasticity of steel
- $r$  - governing radius of gyration
- $l$  - actual unbraced length
- $A$  - effective length factor

Note: The formulae do not apply to members with variable moment of inertia

Table 5.4.2C

Allowable Operating Stresses<sup>(1)</sup>  
 For Low Carbon Steel Bolts and  
 Power Driven Rivets (PSI)

| Type of Fastener  | Tension               | Bearing | Shear                   |
|---|-----------------------|---------|-------------------------|
|   |                       |         | Bearing Type Connection |
| (A) Low Carbon Steel Bolts: Turned Bolts (ASTM A-307) and Ribbed Bolts  | 18,000 <sup>(2)</sup> | 27,000  | 15,000                  |
| (B) Power Driven Rivets (rivets driven by pneumatically or electrically operated hammers are considered power driven) |                       |         |                         |
| Structural Steel Rivet (ASTM A-502 Grade 1)   |                       | 54,500  | 18,000                  |
| Structural Steel Rivet (High Strength) (ASTM A-502 Grade 2)   |                       | 54,500  | 27,000                  |

(1) For inventory level allowable stresses see Table 1 - 41C of the AASHTO Design Specifications.

(2) Based on area at the root of thread.



**Table 5.4.2D**  
**Allowable Operating Stresses**  
**for High Strength Bolts in ksi<sup>a,b</sup>**

| Load Condition  | Hole Type                        | AASHTO<br>M164 <sup>f</sup><br>(ASTM A125)<br>Bolts | AASHTO<br>M253<br>(ASTM A490)<br>Bolts |
|---|----------------------------------|---|--|
| Applied Tension (T)   | Standard, oversize<br>or slotted | 54  | 66                                     |
| Shear (F <sub>v</sub> ): Friction-Type<br>Connection <sup>c</sup> | Standard                         | 22  | 27                                     |
|   | Oversize                         | 18  | 23                                     |
|   | Short slotted                    | 18  | 23                                     |
|   | Long slotted                     | 16  | 20                                     |
| Shear (F <sub>v</sub> ): Bearing-Type<br>Connection <sup>d</sup>  |                                  |   |  |
|   | Threads in any shear plane       | 26  | 34                                     |
| No threads in shear plane   | Standard or slotted              | 36  | 49                                     |
| Bearing <sup>e</sup> (f <sub>p</sub> )                            | Standard or slotted              | $\frac{LF_v}{1.75d}$ or $1.85F_v$                   |  |

<sup>a</sup>For inventory level allowable stresses see Table 17.41C1 of the AASHTO Design Specifications.

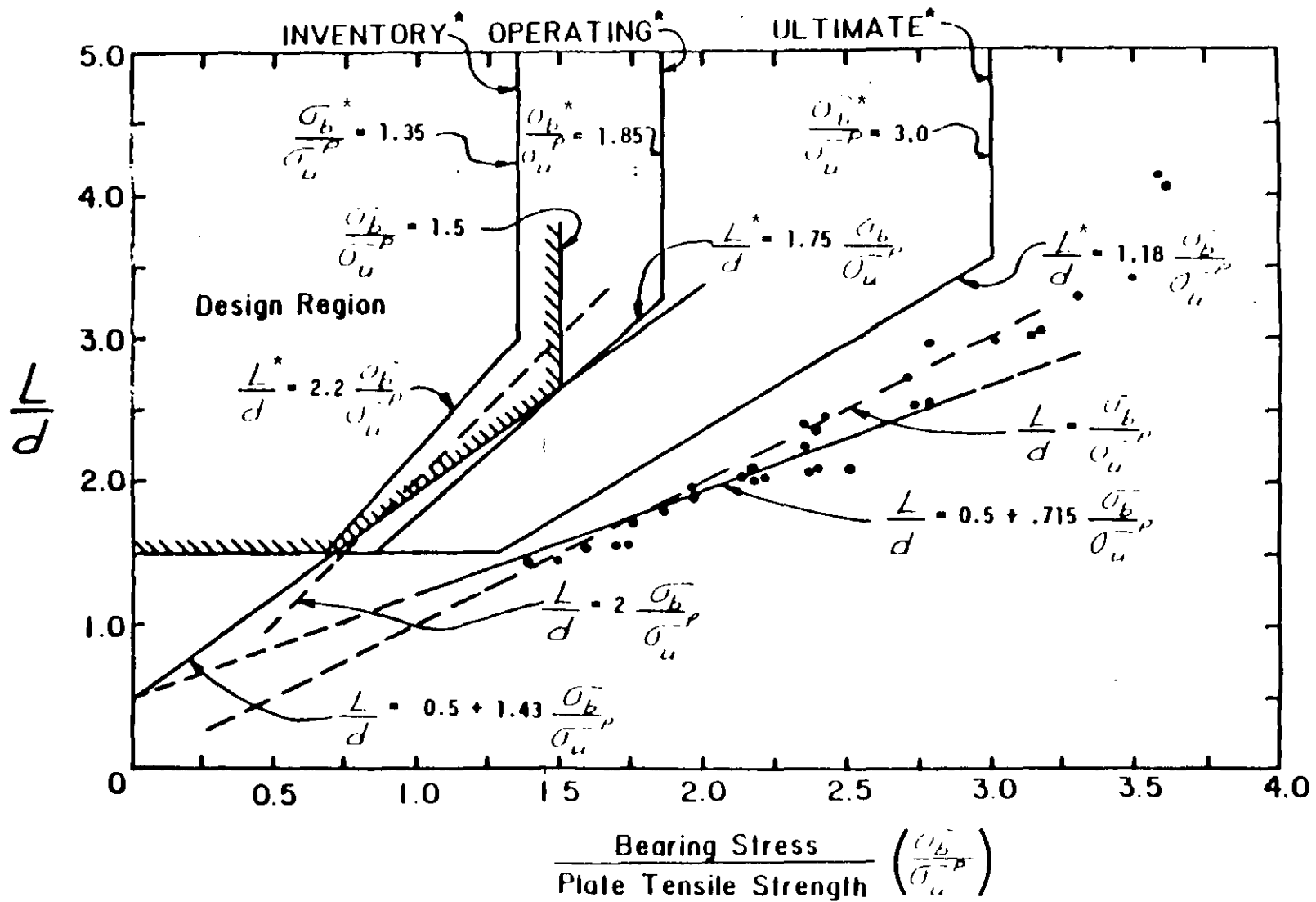
<sup>b</sup>The tabulated stresses, except for bearing stress, apply to the nominal area of bolts used in any grade of steel.

<sup>c</sup>Applicable for contact surfaces with clean mill scale.

<sup>d</sup>In bearing-type connections whose length between extreme fasteners in each of the spliced parts measured parallel to the line of an axial force exceeds 50 inches (1.27m), tabulated value shall be reduced by 20 percent.

<sup>e</sup>L is the distance in inches (m) measured in the line of force from the center line of a bolt to the nearest edge of an adjacent bolt or to the end of the connected part toward which the force is directed; d is the diameter of the bolts; and F<sub>u</sub> is the lowest specified minimum tensile strength of the connected parts.

<sup>f</sup>AASHTO M164 (ASTM A325) high strength bolts are available in three types, designated as types 1, 2 or 3.



\* This data was added by the Technical Committee for Bridge Replacement Surveys and Inspection Standards.

Figure 5.4.2E  
Comparison Between Design Formulas for Allowable Stress Design and Test Results

(1) **Batten plate columns:** to allow for the reduced strength of batten plate columns, the actual length of the column shall be multiplied by the following factor to obtain the value of  $L/r$  to be substituted in the column formulae given above.

| Actual $L/r$ | Spacing center-to-center of batten plates |     |     |     |
|--------------|---|-----|-----|-----|
|              | Up to 2d                                  | 4d  | 6d  | 10d |
| 40           | 1.3                                       | 2.0 | 2.8 | 4.5 |
| 80           | 1.1                                       | 1.3 | 1.7 | 2.3 |
| 120          | 1.0                                       | 1.2 | 1.3 | 1.8 |
| 160          | 1.0                                       | 1.1 | 1.2 | 1.5 |
| 200          | 1.0                                       | 1.0 | 1.1 | 1.3 |

$d$  = depth of member perpendicular to battens

For columns having a solid plate on one side and batten plates on the other, the foregoing increase factors shall be reduced 50 percent.

Adjusted  $L/r$  (batten plate both sides)  
= Actual  $L/r$  x factor.

Adjusted  $L/r$  (batten plate one side)  
= Actual  $L/r$  x  $[1 + \frac{1}{2}(\text{factor} - 1)]$ .

#### 5.4.3 Wrought Iron.

Allowable maximum unit stress in wrought iron for tension and bending

|           |        |
|-----------|--------|
| Operating | 14,600 |
| Inventory | 10,000 |

**5.4.4 Reinforcing Steel.** The following are the allowable unit stresses in tension for reinforcing steel. These will ordinarily be used without reduction when the condition of the steel is unknown:

|  | Inventory Rating | Operating Rating |
|--|------------------|------------------|
| Structural or unknown grade prior to 1954                    | 18,000           | 25,000           |
| Grade 40 billet, intermediate, or unknown grade (after 1954) | 20,000           | 28,000           |
| Grade 50 rail or hard  | 20,000           | 32,500           |
| Grade 60   | 24,000           | 36,000           |

**5.4.5 Concrete** The following are the maximum allowable Operating level unit stresses in concrete in lbs/sq. in.:

(1) The value of "n" shall be varied approximately according to the following table:

| $f'_c$ (psi) | Compression due to bending (psi) | n  |
|--------------|----------------------------------|----|
| 2000-2400    | 1200                             | 15 |
| 2500-2900    | 1500                             | 12 |
| 3000-3900    | 1900                             | 10 |
| 4000-4900    | 2400                             | 8  |
| 5000 or more | 3000                             | 6  |

(2) Compression, short columns, in which  $L/D$  is 12 or less  $0.3f'_c$

(3) Compression, long columns, in which  $L/D$  is greater than 12  $0.3f'_c (1.3 - 0.03L/D)$   
 $L$  = Unsupported length of column  
 $D$  = Least dimension of column

When compressive strength of concrete is not known, maximum  $f'_c$  will be taken as 3300 psi

(4) Maximum safe axial load in columns

$$P = f'_c A_g + f_s A_s$$

Where  $P$  = Allowable axial load on column  
 $f'_c$  = Allowable unit stress of concrete taken from (2) or (3)  
 $A_g$  = Gross area of column  
 $f_s$  = Allowable stress of steel =  $f_y (0.4 \times 1.38)$   
 = 18,000 psi unless information on specifications of reinforcing steel are available and  $f_y$  is greater than 33,000  
 $f_y$  = Yield strength of reinforcing steel  
 $A_s$  = Area of longitudinal reinforcing steel

(5) Shear (Diagonal Tension)

In beams showing no diagonal tension cracking:

$$\text{(Total Unit Shear)} = \text{(Shear Taken by Steel)} + \text{(Shear Taken by Concrete)}$$

$$\text{or } v = v_s + v_c = v_s + 0.05f'_c$$

Maximum value of  $0.05 f'_c$  to be used = 160 psi

Where severe diagonal tension cracking has occurred,  $v_c$  may be considered as zero and all shear stress may be taken by the reinforcing steel.

**5.4.6 Prestressed Concrete.** For prestressed concrete members in which the reinforcement index, determined in accordance with Article 1.6.10 of the AASHTO Standard Specifications, does not exceed 0.30; the operating rating shall result in moments not to exceed 75 percent of the ultimate moment capacity of the member (Article 1.6.9, AASHTO Standard Specifications). In situations of unusual design with wide dispersion of the tendons, the operating rating might further be controlled by stresses not to exceed 0.90 of the yield point stress in the prestressing steel in the layer of tendons nearest the extreme tension fibre of the member.

**5.4.7 Timber.** Determining allowable stresses for timber in existing bridges will require sound judgment on the part of the Engineer making the field investigation. The maximum allowable operating unit stresses will not exceed 1.33 times the allowable stresses for stress-grade lumber given in the current AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*. Reduction from the maximum allowable stress will depend upon the grade and condition of the timber and shall be determined at the time of the inspection.

Allowable stress in pounds per square inch of cross-sectional area of simple solid columns shall be determined by the following formulae but the allowable operating stress shall not exceed 1.33 times the values for compression parallel to grain given in the design stress table of the standard specifications referred to above.

$$P/A = \frac{4.813E}{(l/r)^2}$$

in which  $P$  = total load in pounds  
 $A$  = cross-sectional area in square inches  
 $E$  = modulus of elasticity  
 $l$  = unsupported overall length, in inches, between points of lateral support of simple columns  
 $r$  = least radius of gyration of the section

For columns of square or rectangular cross-section this formula becomes:

$$P/A = \frac{0.40E}{(l/d)^2}$$

in which  $d$  = dimension in inches of the face under consideration.

The above formula applies to long columns for  $(l/d)$  over 11, but not to exceed 50.

For short columns,  $(l/d)$  not over 11, use the allowable design unit stress in compression parallel to grain times 1.33 for the grade of timber used.

## 5.5 LOAD FACTOR METHOD

**5.5.1 General.** This Specification is for rating of bridges by the Load Factor Method taken from the AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*. It may be used as an alternate to the Allowable Stress Method.

With Load Factor, a structure is analyzed using multiples of the loads. The rating is determined such that the effect of the load multiples does not exceed the strength. To insure serviceability and durability, consideration is given to the control of permanent deformations under overloads, and to the fatigue characteristics under service loadings.

The Specification applies to simple and continuous beam and girder bridges with spans up to 500 feet. For requirements not specifically set forth in these pages, provisions of AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* will govern.

## NOMENCLATURE

|                           |  |
|---------------------------|--|
| $A$                       | area of transverse web stiffener (in <sup>2</sup> )                              |
| $A_f$                     | area of one flange of beam or girder (in <sup>2</sup> )                          |
| $AF$                      | Tensile or shear area of weld, bolt or rivet (in <sup>2</sup> )                  |
| $A'F$                     | shear area of friction joint fastener (in <sup>2</sup> )                         |
| $A_s$                     | gross effective area of column cross section (in <sup>2</sup> )                  |
| $b$                       | width of projecting flange element (in.)   |
| $b_{EFF}$                 | effective width of projecting flange element (in.)                               |
| $b_L, b_T$                | width of longitudinal and transverse web stiffener, respectively (in.)           |
| $b_L)_{EFF}, (b_T)_{EFF}$ | effective width of longitudinal and transverse web stiffener, respectively (in.) |
| $D$                       | effect of dead load  |
| $D.D_w$                   | clear unsupported depth of web (in.)   |
| $D_c$                     | clear distance from neutral axis to compression flange (in.)                     |
| $D'$                      | force due to dead load on weld, bolt or rivet (lb.)                              |
| $D''$                     | shear force due to dead load on friction joint fastener (lb.)                    |

|                 |  |                            |   |
|-----------------|--|----------------------------|---|
| $D_1 MDL_1$     | moment due to initial dead load on composite section (in-lb)   | $RF$                       | Factor which when multiplied by the rating vehicle, gives rating of structure   |
| $D_2 MDL_2$     | moment due to superimposed dead load on composite section (in-lb)                                    | $RF_M$<br>$RF_V$<br>$RF_S$ | rating factor for moment<br>rating factor for shear<br>rating factor for Serviceability Strength  |
| $d$             | depth of member (in.)  |                            |   |
| $d_o$           | distance between transverse stiffeners (in.)   | $RV$                       | Live load for which the structure is analyzed. Same configuration as the vehicle which will ultimately be the rating for the structure, but not necessarily of the same weight. |
| $E$             | modulus of elasticity (29,000,000 psi)   |                            |   |
| $F_{allowable}$ | Allowable stress from Table 1.7.71A in AASHTO Specifications for Highway Bridges                     |                            |   |
| $F_{cr}$        | buckling stress (psi)  | $r$                        | least radius of gyration (in.)  |
| $F_e$           | Euler buckling stress in plane of bending (psi)  | $r_y$                      | radius of gyration with respect to $Y-Y$ axis (in.)   |
| $F_r$           | Allowable fatigue stress as defined in Article 5.5.2.5   | $S$                        | section modulus (in <sup>3</sup> )  |
| $F_u$           | ultimate tensile strength of steel being used (psi)  | $SEFF$                     | effective section modulus (in <sup>3</sup> )  |
| $F_y$           | specified minimum yield point or yield strength of the type of steel being used (psi)                | $SD_1, SDL_1$              | section modulus of steel section alone, associated with initial dead load (in <sup>3</sup> )  |
| $I$             | impact fraction  | $SD_2, SDL_2$              | section modulus of long-term composite section, associated with superimposed dead load (in <sup>3</sup> )   |
| $I_{L,IT}$      | moment of inertia of longitudinal and transverse web stiffener, respectively (in <sup>4</sup> )      | $S_f$                      | Fatigue strength  |
| $K$             | effective length factor for compression member   | $S_s$                      | Serviceability strength   |
| $L$             | effect of live load  | $S_u$                      | Maximum strength  |
| $L_b$           | distance between points of bracing of compression flange (in.)                                       | $S_L + I$                  | section modulus of short-term composite section, associated with live load plus impact (in <sup>3</sup> )   |
| $L_c$           | length of a compression member (in.)   | $t$                        | flange thickness (in.)  |
| $L_i$           | Inventory Rating or its effects  | $t_w$                      | web thickness (in.)   |
| $L_o$           | Operating Rating or its effects  | $V$                        | shear force on cross section (lb.)  |
| $M, M_1, M_2$   | moment on a cross section (in-lb)  | $V_A$                      | capacity of section for live plus impact shear (lb.)  |
| $M_A$           | capacity of a section for live load plus impact moment (in-lb)                                       | $V_{DL}$                   | shear force due to dead load (lb.)  |
| $M_u$           | maximum moment capacity (in-lb) as defined in the AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges | $V_{DL_1}, V_{DL_2}$       | shear force due to initial dead load and superimposed dead load, respectively (lb.)   |
| $MDL$           | moment due to dead load (in-lb)  | $V_L + I$                  | shear force due to live plus impact load (lb.)  |
| $M_L + I$       | moment due to live load plus impact on a composite section (in-lb)                                   | $V_u$                      | Maximum shear capacity (lb.) as defined in the AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges   |
| $PDL$           | axial load due to dead load (lb.)  | $Z$                        | plastic section modulus (in <sup>3</sup> )  |
| $PL + I$        | axial load due to live plus impact load (lb.)  | $\phi$                     | Capacity Reduction Factor (see <i>Standard Specifications for Highway Bridges</i> )   |
| $P_u$           | maximum axial compression capacity (lb.)   |                            |   |

The effect of the maximum allowable live loads on any structure, when combined with the effect from all other loads, shall not exceed the strength of the section as set forth hereinafter. These expressions for maximum strength shall only be used when, in the judgment of the Engineer, the materials under consideration are sound and reasonably equivalent in strength to new materials of the grade and qualities that would be used in first-class construction.

When the grading or manufacture is sub-standard, the maximum allowable basic stresses shall be fixed by the Engineer, based on his field investigation, and shall be substituted for the basic stresses given herein. These basic stresses shall in no case be greater than the maximum given hereinafter.

The effective area of members to be used in the calculations shall be the gross area less that portion which has deteriorated due to decay or corrosion. This net area shall be determined by the Engineer in the field. Deductions for bolt, rivet and other holes, in accordance with Article 1.7.15 of the AASHTO Design Specifications for determining net areas in tension members will be in addition to the loss of area from other causes.

The effective span length for the calculation of stress shall be determined in accordance with the current AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*.

The following general expressions will determine the ratings of the structure:

Inventory Strength Analysis:

$$\phi S_u = 1.3 [ D + (5/3) (RF) (L + I) ] \leq \text{Maximum Strength}$$

$$= [ D + (5/3) (RF) (L + I) ] \leq \text{Serviceability Strength (Steel members only)}$$

$$= [ D - L (1 + I) ] \leq \text{Fatigue Strength Concrete Crack Control}$$

All three conditions shall be satisfied in the rating of any section.

Operating Strength Analysis:

$$\phi S_u = 1.3 [ D + (RF) (L + I) ] \leq \text{Maximum Strength}$$

$$= [ D + RF (L + I) ] \leq \text{Serviceability Strength (Steel members only)}$$

Both conditions shall be satisfied in the rating of any section. The Operating Rating may be made as the proportion of the rating loading which can be substituted for (RF)(L+I) in the foregoing relationships.

**5.5.2 Steel.** Steel members will be evaluated for strength and also for serviceability.

The yield stresses used for determining ratings shall depend on the type of steel used in the structural members. When non-specification metals are encountered, coupon testing may be used to determine yield characteristics. When specifications of the steel are not available, yield strengths are to be taken from the applicable "Date Built" columns of the tables set forth in Article 5.4.2.

#### 5.5.2.1 Operating Rating of Sections Governed by "Maximum Strength" Load-Strength Relationship.

A. Maximum Strength  $\geq$

$$1.3 [ D + RF(L + I) ]$$

B. Sections in Bending

The rating for sections in bending shall be determined as follows:

1. For compact sections:

$$L_o = (RF) \text{ (Rating Moment)}$$

$$= \frac{F_y Z - 1.3D}{1.3(1 + I)} \quad \text{if non-composite}$$

or

$$\frac{M_u - 1.3D}{1.3(1 + I)} \quad \text{if composite}$$

2. For braced, non-compact sections:

$$L_o = (RF) \text{ (Rating Moment)}$$

$$= \frac{F_y S - 1.3D}{1.3(1 + I)} \quad \text{if non-composite}$$

or

$$S_{L+I} \left[ \frac{F_y - 1.3(D_1 / S_{D_1} - D_1 / S_{D_1})}{1.3(1 + I)} \right]$$

if composite

3. For unbraced:

$L_o = (RF)$  (Rating Moment)

$$= \frac{F_y S [1 - (3F_y / 4\pi^2 E) (L_b / b')^2] - 1.3D}{1.3(1 + \eta)}$$

if non-composite

or

$$S_{L+I} \left[ \frac{F_y [1 - (3F_y / 4\pi^2 E) (L_b / b')^2] - 1.3(D_1 + S D_1 + D_2 + S D_2)}{1.3(1 + \eta)} \right]$$

if composite

Rating Moment is the moment due to the rating vehicle

$D$  is the moment due to dead load.

### C. Sections in Shear

The rating for sections in shear shall be determined as follows:

1. For compact sections:

$$L_o = (RF) \text{ (Rating Shear)}$$

$$= \frac{0.55F_y d t_w - 1.3D}{1.3(1 + \eta)}$$

2. For unstiffened, non-compact sections:

$$L_o = (RF) \text{ (Rating Shear)}$$

$$= \frac{3.5Et_w^3 / D_w - 1.3D}{1.3(1 + \eta)}$$

or

$$\frac{0.58F_y D_w t_w - 1.3D}{1.3(1 + \eta)}$$

whichever governs

\*The quantity in the brackets may be increased 20 percent, but not to exceed unity, provided the bending moment at one end of the braced length  $L_b$  is less than 0.7 of the bending moment at the other end of the braced length.

3. For stiffened, non-compact sections:

$L_o = (RF)$  (Rating Shear)

$$= \frac{0.58F_y D_w t_w \left[ C + \frac{0.87(1 - C)}{\sqrt{1 + (d_o / D_w)^2}} \right] - 1.3D}{1.3(1 + \eta)}$$

Rating Shear is the shear due to the rating vehicle

$D$  is the shear due to dead load;

$$C = 18,000 \left( \frac{t_w}{D_w} \right) \left[ \frac{1 + (D_w / d_o)^2}{F_y} \right]^{1/2} - 0.3 \leq 1.0$$

### D. Column Sections

The rating for column sections shall be determined as follows:

1. For concentrically loaded columns:

$L_o = (RF)$  (Rating Axial Load)

$$= \frac{0.85A_s F_y [1 - (F_y / 4\pi^2 E) (KL_c / r)^2] - 1.3D}{1.3(1 + \eta)}$$

when

$$KL_c / r \leq \sqrt{2\pi^2 E / F_y}$$

or

$$\frac{0.85A_s \left[ \frac{\pi^2 E}{(KL_c / r)^2} \right] - 1.3D}{1.3(1 + \eta)}$$

when

$$KL_c / r > \sqrt{2\pi^2 E / F_y}$$

Radial axial load is the axial load due to the rating vehicle

$D$  is the axial load due to dead load

2. For eccentrically loaded columns the rating shall be determined as defined in AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*.

E. Welds, Bolts and Rivets

The rating for welds, bolts, and rivets shall be determined using the allowable stresses from Table 1.7.71A in AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges*. The rating is given as follows:

$$L_r = (RF) \text{ (Rating Force)}$$

$$= \frac{(F_{\text{allowable}})(AF) - 1.3D}{1.3(1 + D)}$$

Rating force is the force due to the rating vehicle

5.5.2.2 Operating Rating of Sections Governed by Serviceability Load-Strength Relationship.

A. Serviceability Strength  $\geq$

$$[D + RF(L + D)]$$

B. Sections in Bending

The rating for sections in bending shall be determined as follows:

1. For non-composite sections

$$L_r = (RF) \text{ (Rating Moment)}$$

$$= \frac{0.90F_y S - D}{1 - I}$$

$D$  is the moment due to dead load.

2. For composite sections:

$$L_r = (RF) \text{ (Rating Moment)}$$

$$= \frac{S_L - I}{1 - I} \left[ 0.95F_y - \frac{D_1}{SD_1} - \frac{D_2}{SD_2} \right]$$

C. Friction Joint Fasteners—A325 Bolts

The rating for friction joint fasteners (A325 bolts) is determined using an allowable stress of 21ksi as follows:

$$L_r = (RF) \text{ (Rating Force)}$$

$$= \frac{(21\text{ksi})(AF) - D}{1 + I}$$

5.5.2.3 Moment-Shear Interaction. When bending moment and shear exist simultaneously in a stiffened girder panel, the following interaction relationship shall be satisfied:

$$\text{When } V > 0.6V_u$$

$$M/M_u = 1.75 - 0.625(V/V_u)$$

5.5.2.4 Inventory Rating of Sections in Bending.

A. Governed by Load-Strength Relationship  $1.30 [D + 5/3(L_r(1 + D))] \leq$  Maximum Strength and by Load-Strength Relationship  $D + 5/3[L_r(1 + D)] \leq$  Serviceability Strength.

Inventory Ratings governed by these load-strength relationships may be taken as 0.6 of the corresponding Operating Ratings.

B. Governed by Load-Strength Relationship  $D + L_r(1 + D) \leq$  Fatigue Strength.

$$L_r = (RF) \text{ (Rating Moment)} = \frac{F_r S - D}{1 - I}$$

$D$  is the moment due to dead load.

5.5.2.5 Allowable Fatigue Stress. Section 1.7.2 of the AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* shall serve as a guide in determining the allowable fatigue stress,  $F_r$ . Special structural or operational conditions, policies of the owner or rating agency, and the judgment of the Engineer shall likewise influence the determination of fatigue strength.

5.5.3 Concrete Members.

5.5.3.1 Reinforcing Steel.

The following are the yield stresses for reinforcing steel:

| Reinforcing Steel                                   | Yield Point $F_y$ (psi) |
|---|-------------------------|
| Unknown steel (prior to 1954)                       | 33,000                  |
| Structural Grade                                    | 36,000                  |
| Billet or Intermediate Grade and unknown after 1954 |                         |
| (Grade 40)  | 40,000                  |
| Rail or Hard Grade (Grade 50)                       | 50,000                  |
| Grade 60  | 60,000                  |



**5.5.3.2 Concrete.** Concrete members will be evaluated for strength and serviceability requirements stated in AASHTO 1.5.37. The area of tension steel at yield to be used in computing the ultimate moment capacity of flexural members shall not exceed that available in the section or 75 percent of the reinforcement required for balanced condition.

**5.5.4 Prestressed Concrete.**

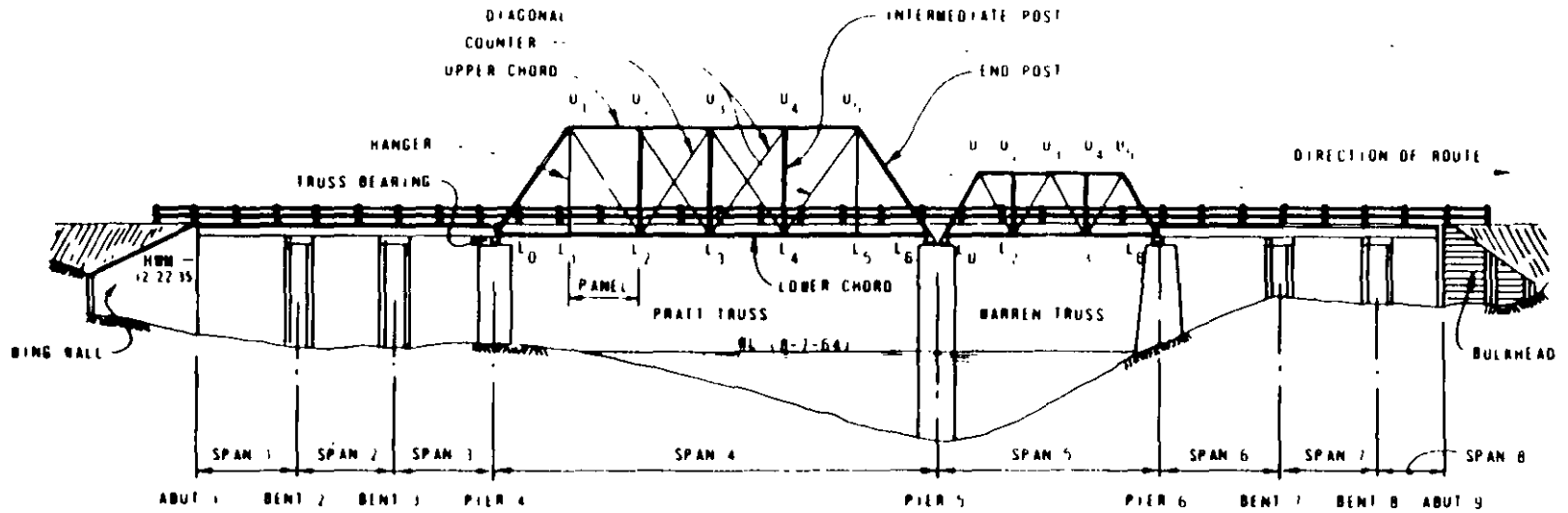
To be provided at a later date.

## APPENDIX A

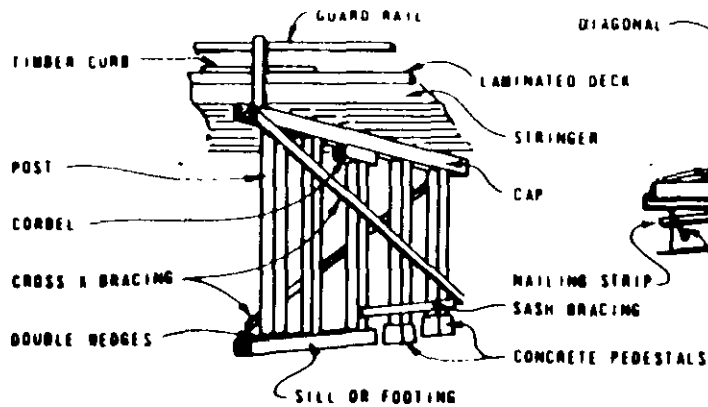
### CHARTS AND TABLES

- Plate 1 Bridge Nomenclature
- 2 Live Load Moments on Longitudinal Stringers or Girders
- 3 Live Load Reactions on Transverse Floorbeams and Caps (Intermediate)
- 4 Live Load Reactions on Transverse Floorbeams and Caps (End)
- 5. 6. 7 Formulae for Maximum Shear
- 8. 9 Formulae for Maximum Moment
- 10 Structure Inventory & Appraisal Sheet (Typical)
- 11 Typical Legal Load Types

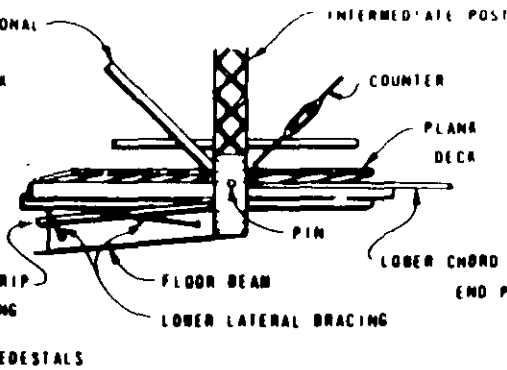
# BRIDGE NOMENCLATURE



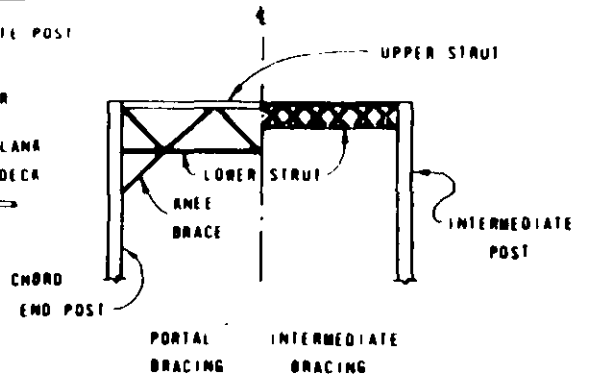
## TYPICAL NUMBERING SYSTEM



TYPICAL TIMBER BENT



DETAILS OF TRUSS AND FLOOR SYSTEM



TYPICAL SWAY FRAMING

RC REINFORCED CONCRETE  
 RD REDWOOD  
 UF UNTREATED FIR  
 BTB BRUSH TREATED FIR (WOOD PRESERVATIVE)

ABBREVIATIONS  
 CDF CREOSOTED DOUGLAS FIR (PRESSURE TREATED)  
 WS WEARING SURFACE  
 WL WATER LEVEL  
 HWM HIGH WATER MARK

VC VERTICAL CLEARANCE  
 D D DISTANCE BACK TO BACK  
 C C DISTANCE CENTER TO CENTER

LIVE LOAD MOMENTS ON LONGITUDINAL STRINGERS OR GIRDERS

| Live Load Moments in Foot-Kips Per Wheel Line |        |        |        |                  |                 |        |        |        |
|---|--------|--------|--------|------------------|-----------------|--------|--------|--------|
| Without Impact                                |        |        |        | Span<br>Feet c/c | With Impact     |        |        |        |
| Type of Loading                               |        |        |        |                  | Type of Loading |        |        |        |
| H-15  | 3      | 3-S2   | 3-3    |                  | H-15            | 3      | 3-S2   | 3-3    |
| 15.0  | 10.6   | 9.7    | 10.0   | 5                | 19.5            | 13.8   | 12.6   | 13.0   |
| 18.0  | 12.8   | 11.6   | 12.0   | 6                | 23.4            | 16.6   | 15.1   | 15.6   |
| 21.0  | 15.0   | 13.6   | 14.0   | 7                | 27.3            | 19.5   | 17.7   | 18.2   |
| 24.0  | 19.0   | 17.4   | 16.0   | 8                | 31.2            | 24.7   | 22.6   | 20.8   |
| 27.0  | 23.1   | 21.1   | 19.0   | 9                | 35.1            | 30.0   | 27.4   | 24.7   |
| 30.0  | 27.2   | 24.8   | 22.4   | 10               | 39.0            | 35.4   | 32.2   | 29.1   |
| 33.0  | 31.3   | 28.5   | 25.8   | 11               | 42.9            | 40.7   | 37.1   | 33.5   |
| 36.0  | 35.4   | 32.2   | 29.1   | 12               | 46.8            | 46.0   | 41.9   | 37.8   |
| 39.0  | 39.4   | 36.0   | 32.5   | 13               | 50.7            | 51.2   | 46.8   | 42.3   |
| 42.0  | 43.5   | 39.7   | 35.8   | 14               | 54.6            | 56.6   | 51.6   | 46.5   |
| 45.0  | 47.6   | 43.4   | 39.2   | 15               | 58.5            | 61.9   | 56.4   | 51.0   |
| 48.0  | 51.7   | 47.1   | 42.6   | 16               | 62.4            | 67.2   | 61.2   | 55.4   |
| 51.0  | 55.8   | 50.8   | 45.9   | 17               | 66.3            | 72.5   | 66.0   | 59.7   |
| 54.0  | 59.8   | 54.6   | 49.3   | 18               | 70.2            | 77.7   | 71.0   | 64.1   |
| 57.0  | 63.9   | 58.3   | 52.6   | 19               | 74.1            | 83.1   | 75.8   | 68.4   |
| 60.0  | 68.0   | 62.0   | 56.0   | 20               | 78.0            | 88.4   | 80.6   | 72.8   |
| 63.0  | 72.2   | 65.9   | 59.5   | 21               | 81.9            | 93.9   | 85.7   | 77.4   |
| 66.0  | 76.5   | 69.8   | 63.0   | 22               | 85.8            | 99.5   | 90.7   | 81.9   |
| 69.0  | 80.7   | 74.9   | 66.5   | 23               | 89.7            | 104.9  | 97.4   | 86.5   |
| 72.0  | 85.0   | 80.0   | 70.0   | 24               | 93.6            | 110.5  | 104.0  | 91.0   |
| 75.0  | 89.3   | 85.1   | 73.5   | 25               | 97.5            | 116.1  | 110.6  | 95.6   |
| 78.0  | 93.5   | 90.2   | 77.0   | 26               | 101.4           | 121.6  | 117.3  | 100.1  |
| 81.3  | 97.7   | 95.4   | 80.5   | 27               | 105.7           | 127.0  | 124.0  | 104.7  |
| 85.1  | 102.0  | 100.5  | 84.0   | 28               | 110.6           | 132.6  | 130.7  | 109.2  |
| 88.8  | 106.2  | 105.6  | 87.5   | 29               | 115.4           | 138.1  | 137.3  | 113.8  |
| 92.5  | 111.6  | 110.7  | 91.0   | 30               | 120.2           | 145.1  | 143.9  | 118.3  |
| 99.8  | 123.6  | 121.0  | 101.0  | 32               | 130.0           | 160.7  | 157.3  | 131.3  |
| 107.4   | 135.6  | 131.2  | 111.5  | 34               | 139.6           | 176.3  | 170.6  | 145.0  |
| 114.8   | 148.0  | 141.5  | 122.1  | 36               | 149.2           | 192.4  | 184.0  | 158.7  |
| 122.3   | 160.5  | 151.7  | 132.6  | 38               | 159.0           | 208.7  | 197.2  | 172.4  |
| 129.7   | 173.0  | 162.0  | 143.2  | 40               | 168.6           | 224.9  | 210.6  | 186.2  |
| 137.2   | 185.5  | 172.2  | 153.8  | 42               | 178.3           | 241.0  | 223.7  | 199.8  |
| 144.7   | 198.0  | 182.5  | 164.3  | 44               | 187.5           | 256.6  | 236.5  | 212.9  |
| 152.1   | 210.5  | 192.7  | 175.0  | 46               | 196.6           | 272.0  | 249.0  | 226.1  |
| 159.6   | 223.0  | 203.0  | 186.0  | 48               | 205.7           | 287.4  | 261.7  | 239.8  |
| 167.1   | 235.5  | 219.6  | 197.0  | 50               | 214.8           | 302.9  | 282.4  | 253.3  |
| 174.6   | 248.0  | 236.9  | 214.0  | 52               | 223.9           | 317.9  | 303.7  | 274.3  |
| 182.0   | 260.5  | 254.2  | 231.0  | 54               | 232.8           | 333.2  | 325.1  | 295.4  |
| 189.5   | 273.0  | 271.4  | 248.0  | 56               | 241.8           | 348.3  | 346.3  | 316.4  |
| 198.8   | 285.5  | 288.7  | 265.0  | 58               | 253.1           | 363.4  | 367.5  | 337.3  |
| 209.2   | 298.0  | 306.0  | 282.0  | 60               | 265.8           | 378.5  | 388.6  | 358.1  |
| 265.1   | 360.5  | 392.4  | 370.0  | 70               | 333.1           | 452.8  | 492.9  | 464.7  |
| 327.0   | 423.0  | 481.0  | 470.0  | 80               | 406.8           | 526.2  | 598.4  | 584.7  |
| 394.9   | 485.5  | 571.0  | 570.0  | 90               | 486.7           | 598.6  | 704.0  | 702.8  |
| 468.8   | 548.0  | 661.0  | 670.0  | 100              | 572.9           | 669.7  | 807.7  | 818.7  |
| 634.5   | 673.0  | 841.6  | 870.0  | 120              | 764.0           | 810.3  | 1012.6 | 1047.5 |
| 824.2   | 798.0  | 1021.0 | 1070.0 | 140              | 979.8           | 948.8  | 1214.0 | 1272.2 |
| 1038.0  | 923.0  | 1201.0 | 1270.0 | 160              | 1220.1          | 1084.5 | 1411.2 | 1492.3 |
| 1275.8  | 1048.0 | 1381.0 | 1470.0 | 180              | 1484.9          | 1219.9 | 1607.5 | 1711.1 |
| 1537.5  | 1173.0 | 1561.0 | 1670.0 | 200              | 1774.0          | 1353.6 | 1801.4 | 1927.2 |
| 2296.9  | 1485.5 | 2011.0 | 2170.0 | 250              | 2603.1          | 1683.1 | 2278.5 | 2458.6 |
| 3206.2  | 1798.0 | 2461.0 | 2670.0 | 300              | 3583.5          | 2009.5 | 2750.5 | 2984.1 |

**LIVE LOAD REACTIONS  
ON  
TRANSVERSE FLOOR BEAMS & CAPS  
(INTERMEDIATE TRANSVERSE BEAMS)  
(SIMPLE SPAN ONLY)**

| STRINGER<br>SPAN<br>FEET<br><br>C - C | LIVE LOAD REACTIONS IN KIPS PER WHEEL LINE<br>NO IMPACT |           |          |      |
|---------------------------------------|---|-----------|----------|------|
|                                       | TYPE OF LOADING   |           |          |      |
|                                       | TYPE J  | TYPE 3-S2 | TYPE 3-3 | H-15 |
| 10                                    | 13.6  | 12.4      | 11.2     | 12.0 |
| 11                                    | 13.9  | 12.7      | 11.5     | 12.0 |
| 12                                    | 14.2  | 13.1      | 11.7     | 12.0 |
| 13                                    | 14.4  | 13.7      | 11.9     | 12.0 |
| 14                                    | 14.6  | 14.2      | 12.0     | 12.0 |
| 15                                    | 14.8  | 14.6      | 12.2     | 12.2 |
| 16                                    | 15.3  | 15.0      | 12.3     | 12.4 |
| 17                                    | 15.8  | 15.4      | 12.7     | 12.5 |
| 18                                    | 16.4  | 15.6      | 13.3     | 12.7 |
| 19                                    | 16.8  | 15.9      | 13.7     | 12.8 |
| 20                                    | 17.2  | 16.1      | 14.2     | 12.9 |
| 21                                    | 17.6  | 16.3      | 14.5     | 13.0 |
| 22                                    | 18.0  | 16.5      | 14.9     | 13.1 |
| 23                                    | 18.3  | 16.7      | 15.2     | 13.2 |
| 24                                    | 18.5  | 16.9      | 15.5     | 13.3 |
| 25                                    | 18.8  | 17.0      | 15.7     |      |
| 26                                    | 19.0  | 17.5      | 16.2     | 13.4 |
| 27                                    | 19.3  | 18.2      | 16.8     |      |
| 28                                    | 19.5  | 18.8      | 17.5     | 13.5 |
| 29                                    | 19.7  | 19.4      | 18.0     |      |
| 30                                    | 19.9  | 20.1      | 18.8     | 13.6 |

ONE LANE LOADING  $M = \frac{(L \cdot 3) R}{2L}$

TWO LANE ROADWAY OVER 18 FEET  $M = (L \cdot 9 + \frac{2 \cdot 25}{L}) R$

WHEEL LINES/TRUSS.  $\left\{ \begin{array}{l} \text{ONE LANE LOADING} = (1 + \frac{W-9}{C}) \\ \text{TWO LANE LOADING} = (1 + \frac{W-18}{C})_2 \end{array} \right.$

- WHERE.
- M = MOMENT IN TRANSVERSE BEAM
  - R = REACTION (TABULAR VALUE)
  - L = SPAN OF TRANSVERSE BEAM
  - W = WIDTH OF ROADWAY
  - C = C-C TRUSSES

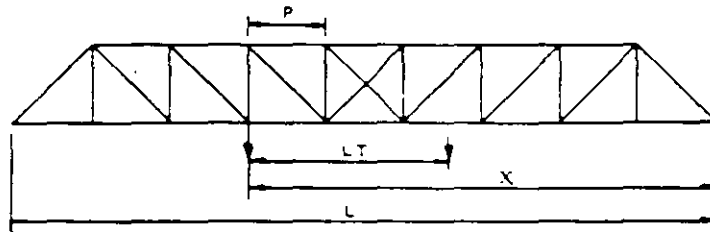
**LIVE LOAD REACTIONS  
ON  
TRANSVERSE FLOOR BEAMS & CAPS  
(END TRANSVERSE BEAMS)  
(SIMPLE SPAN ONLY)**

| STRINGER<br>SPAN<br>FEET | LIVE LOAD REACTIONS IN KIPS PER WHEEL LINE<br>NO IMPACT |        |           |          |
|--------------------------|---|--------|-----------|----------|
|                          | TYPE OF LOADING   |        |           |          |
|                          | C - C   | TYPE 3 | TYPE 3-S2 | TYPE 3-3 |
| 10                       | 13.6  | 12.4   | 11.2      | 12.0     |
| 11                       | 13.9  | 12.7   | 11.5      | 12.0     |
| 12                       | 14.2  | 12.9   | 11.7      | 12.0     |
| 13                       | 14.4  | 13.1   | 11.9      | 12.0     |
| 14                       | 14.6  | 13.3   | 12.0      | 12.0     |
| 15                       | 14.7  | 13.4   | 12.1      | 12.2     |
| 16                       | 14.9  | 13.9   | 12.3      | 12.4     |
| 17                       | 15.0  | 14.3   | 12.4      | 12.5     |
| 18                       | 15.1  | 14.6   | 12.4      | 12.7     |
| 19                       | 15.2  | 14.9   | 12.5      | 12.8     |
| 20                       | 15.7  | 15.2   | 12.6      | 12.9     |
| 21                       | 16.1  | 15.5   | 13.1      | 13.0     |
| 22                       | 16.6  | 15.7   | 13.5      | 13.1     |
| 23                       | 16.9  | 15.9   | 13.8      | 13.2     |
| 24                       | 17.3  | 16.1   | 14.2      | 13.3     |
| 25                       | 17.6  | 16.3   | 14.5      | 13.4     |
| 26                       | 17.9  | 16.4   | 14.8      | 13.4     |
| 27                       | 18.1  | 16.6   | 15.0      | 13.5     |
| 28                       | 18.4  | 16.7   | 15.3      | 13.5     |
| 29                       | 18.6  | 16.8   | 15.5      | 13.6     |
| 30                       | 18.8  | 17.0   | 15.7      | 13.6     |

**FORMULAE FOR MAXIMUM SHEAR  
AT ANY PANEL POINT**  
(No Impact Included)  
(Simple Span Only)

\* Applicable when entire truck is on span.

| Type Load | LT  | Min. X | Formula                                      | Use for Truss with No Panels | (1) | (2) |
|-----------|-----|--------|--|------------------------------|-----|-----|
| 3         | 19' | 19'    | $V = \frac{25(X - 7.44)}{L}$                 | All                          | 3   | Rt  |
|           |     | 41'    | $V = \frac{36(X - 18.61)}{L}$                | 5 or more                    | 5   | Rt  |
| 3-S2      | 41' | 30'    | $V = \frac{36(X - 11.39)}{L} - \frac{55}{P}$ | 3, 4                         | 2   | Lt  |
|           |     | 26'    | $V = \frac{36(X - 7.39)}{L} - \frac{106}{P}$ | 2                            | 3   | Lt  |
|           |     | 54'    | $V = \frac{40(X - 23.9)}{L}$                 | 6 or more                    | 6   | Rt  |
|           |     | 50'    | $V = \frac{40(X - 19.9)}{L} - \frac{28}{P}$  | 4, 5                         | 5   | Rt  |
| 3-3       | 54' | 35'    | $V = \frac{40(X - 11.1)}{L} - \frac{138}{P}$ | 3                            | 3   | Lt  |
|           |     | 34'    | $V = \frac{40(X - 3.9)}{L} - \frac{252}{P}$  | 2                            | 4   | Rt  |

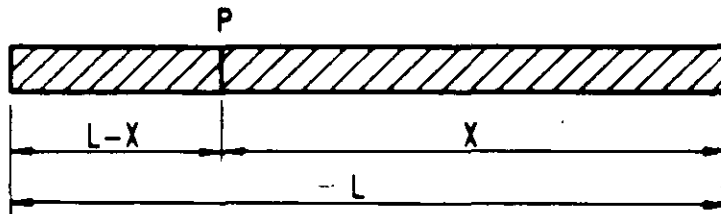


(Dimensions Measured in feet)

- L = Length of Truss. (1) Aisle No. ≠ Panel point.
- LT = Length of Truck. (2) Truck facing.
- P = Length of Panel
- X = Distance from panel point to end of truss
- V = Shear at panel point in Kips per wheel line.

FORMULAE FOR MAXIMUM SHEAR  
 AT ANY POINT ON SPAN  
 (No Impact Included)  
 (Simple Spans Only)

| Type Load | $\frac{L - X}{L}$ | Formula for maximum shear (1) | Length of Truck | Minimum |        |
|-----------|-------------------|-------------------------------|-----------------|---------|--------|
|           |                   |                               |                 | $L - X$ | $X(2)$ |
| 3         | 0-0.500           | $V = \frac{25(X - 7.44)}{L}$  | 19'             | 0       | 19'    |
| 3-S2      | 0-0.500           | $V = \frac{36(X - 18.61)}{L}$ | 41'             | 0       | 41'    |
| 3-3       | 0-0.500           | $V = \frac{40(X - 23.90)}{L}$ | 54'             | 0       | 54'    |



(Dimensions Measured in Feet)

V = Shear at a point "P" which is (L - X) distant from end of span in Kips per wheel line.

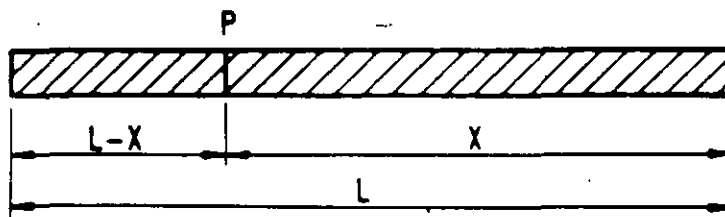
- (1) These formulae are applicable only when dimension "X" exceeds total length of truck.
- (2) For spans where dimension "X" is less than the minimum, the maximum shears are to be determined from statics.



FORMULAE FOR MAXIMUM SHEAR  
AT ANY POINT ON SPAN

(No Impact Included)  
(Simple Spans Only)

| Type Load | $\frac{L-X}{L}$ | Use for Girder Lengths | Formula for Shear at "P"         | Minimum |    |
|-----------|-----------------|------------------------|----------------------------------|---------|----|
|           |                 |                        |                                  | L - X   | X  |
| HS-20     | 0-0.500         | Under 42'              | $V = \frac{36(X - 4.67)}{L} - 4$ | 14      | 14 |
|           |                 | 42' and over           | $V = \frac{36(X - 9.33)}{L}$     | 0       | 28 |
| HS-15     | 0-0.500         | Under 42'              | $V = \frac{27(X - 4.67)}{L} - 3$ | 14      | 14 |
|           |                 | 42' and over           | $V = \frac{27(X - 9.33)}{L}$     | 0       | 28 |
| H-20      | 0-0.500         | All                    | $V = \frac{20(X - 2.8)}{L}$      | 0       | 14 |
| H-15      | 0-0.500         | All                    | $V = \frac{15(X - 2.8)}{L}$      | 0       | 14 |



(Dimensions measured in feet)

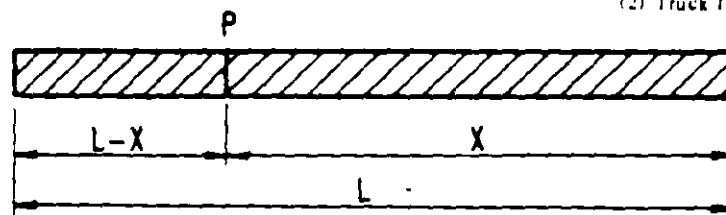
V = Shear to Left of Point "P" in kips per wheel line

FORMULAE FOR MAXIMUM MOMENT  
AT ANY POINT ON SPAN

(No Impact Included)  
(Simple Spans Only)

| Type Load | $\frac{L-X}{L}$ | Formula for Moment at "P"             | Minimum |      | (1) | (2) |
|-----------|-----------------|---------------------------------------|---------|------|-----|-----|
|           |                 |                                       | L-X     | X    |     |     |
| 3         | 0 - 0.340       | $25(X - 7.44) \frac{(L-X)}{L}$        | 0       | 19.0 | 3   | Rt  |
|           | 0.340 - 0.500   | $25(X - 3.44) \frac{(L-X)}{L} - 34$   | 4.0     | 15.0 | 2   | Rt  |
| 3-S2      | 0 - 0.211       | $36(X - 18.61) \frac{(L-X)}{L}$       | 0       | 41.0 | 5   | Rt  |
|           | 0.211 - 0.354   | $36(X - 11.39) \frac{(L-X)}{L} - 55$  | 11.0    | 30.0 | 2   | Lt  |
|           | 0.354 - 0.500   | $36(X - 7.39) \frac{(L-X)}{L} - 106$  | 15.0    | 26.0 | 3   | Lt  |
| 3-3       | 0 - 0.175       | $40(X - 23.9) \frac{(L-X)}{L}$        | 0       | 54.0 | 6   | Rt  |
|           | 0.175 - 0.3125  | $40(X - 19.9) \frac{(L-X)}{L} - 28$   | 4.0     | 50.0 | 5   | Rt  |
|           | 0.3125 - 0.396  | $40(X - 11.10) \frac{(L-X)}{L} - 138$ | 19.0    | 35.0 | 3   | Lt  |
|           | 0.396 - 0.500   | $40(X - 3.9) \frac{(L-X)}{L} - 252$   | 20.0    | 34.0 | 4   | Rt  |

(1) Axle No. @ P  
(2) Truck facing.

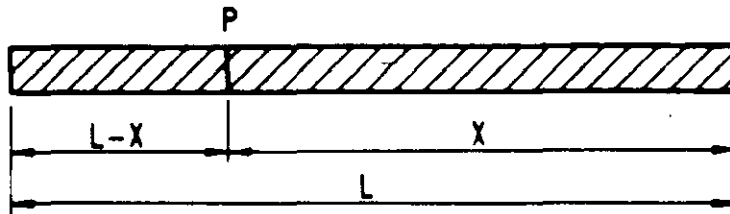


(Dimensions measured in feet)  
Moments in Ft-Kips per wheel line at a distance (L-X) from end of span.  
Formulae are applicable when entire truck is on span.

FORMULAE FOR MAXIMUM MOMENT  
AT ANY POINT ON SPAN

(No Impact Included)  
(Simple Spans Only)

| Type Load | $\frac{L - X}{L}$ | Formula for Moment at "P"            | Minimum |    |
|-----------|-------------------|--------------------------------------|---------|----|
|           |                   |                                      | L - X   | X  |
| HS-20     | 0-0.333           | $\frac{36(L - X)(X - 9.33)}{L}$      | 0       | 28 |
|           | 0.333-0.500       | $\frac{36(L - X)(X - 4.67)}{L} - 56$ | 14      | 14 |
| HS-15     | 0-0.333           | $\frac{27(L - X)(X - 9.33)}{L}$      | 0       | 28 |
|           | 0.333-0.500       | $\frac{27(L - X)(X - 4.67)}{L} - 42$ | 14      | 14 |
| H-20      | 0-0.500           | $\frac{20(L - X)(X - 2.8)}{L}$       | 0       | 14 |
| H-15      | 0-0.500           | $\frac{15(L - X)(X - 2.8)}{L}$       | 0       | 14 |



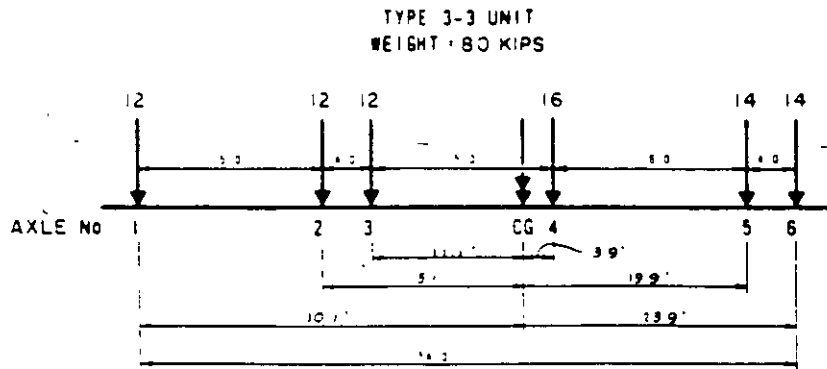
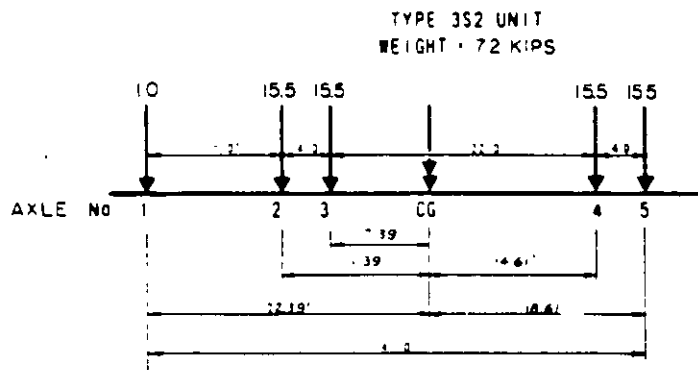
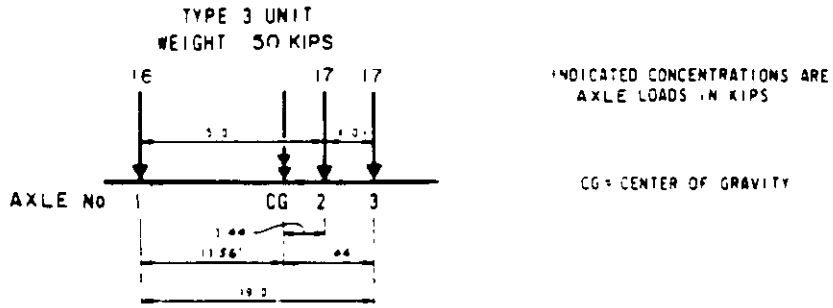
(Dimensions measured in feet)  
Moments in foot-kips per wheel line  
These formulae are applicable when all loads are on the span.

# STRUCTURE INVENTORY & APPRAISAL SHEET

Revised 12-78

| IDENTIFICATION   |  | CLASSIFICATION  |                    | Sx  | Date |  |
|--|--|---|--------------------|---|------|--|
| <input type="checkbox"/> State _____<br><input type="checkbox"/> County _____ <input type="checkbox"/> City/Town _____<br><input type="checkbox"/> Inventory Route _____ On <input type="checkbox"/> Under <input type="checkbox"/><br><input type="checkbox"/> Features Intersected _____<br><input type="checkbox"/> Facility Carried by Structure _____   |  | <input type="checkbox"/> Highway System _____<br><input type="checkbox"/> Administrative _____<br><input type="checkbox"/> Functional _____ |                    | Transfer of Date _____<br>Maintenance Index _____<br>Condition Analysis _____<br>Appraisal _____<br>Cost Estimate _____<br>General Notes _____  |      |  |
| <input type="checkbox"/> Structure No. _____ of _____<br><input type="checkbox"/> Location _____<br><input type="checkbox"/> Min vert. Clearance, in. Rte _____<br><input type="checkbox"/> Mi. apart _____<br><input type="checkbox"/> Road Section No. _____<br><input type="checkbox"/> Defense Bridge Des. - p. on _____<br><input type="checkbox"/> Defense Mi. apart _____<br><input type="checkbox"/> Defense Section Length _____<br><input type="checkbox"/> Lat. side _____<br><input type="checkbox"/> Longitude _____<br><input type="checkbox"/> Physical accessibility _____<br><input type="checkbox"/> By base, Detour Length _____<br><input type="checkbox"/> Toll _____<br><input type="checkbox"/> Justation _____<br><input type="checkbox"/> Surer _____<br><input type="checkbox"/> FAD No. _____ |  | <b>STRUCTURE DATA</b>   |                    | <input type="checkbox"/> Type Service _____<br><input type="checkbox"/> Structure Type: Main _____<br><input type="checkbox"/> Approach _____<br><input type="checkbox"/> No. of Spans: Main _____<br><input type="checkbox"/> Approach _____<br><input type="checkbox"/> Total Horiz. Clearance _____ ft<br><input type="checkbox"/> Max. Span Length _____ ft<br><input type="checkbox"/> Structure Length _____ ft<br><input type="checkbox"/> Sidewalk _____ Lt. _____ Rt. _____ ft<br><input type="checkbox"/> Br. Roadway Width: curb-curb _____ ft<br><input type="checkbox"/> Deck width (out) _____ ft<br><input type="checkbox"/> Vert. Clearance over Deck _____ ft<br><input type="checkbox"/> Underclearance: Vertical _____ ft<br><input type="checkbox"/> Lateral Right _____ ft<br><input type="checkbox"/> Left _____ ft<br><input type="checkbox"/> Hearing Surface _____ |      |  |
| <b>CONDITION</b>   |  | Material  | Condition Analysis | Rating  |      |  |
| <input type="checkbox"/> Deck _____<br><input type="checkbox"/> Superstructure _____<br><input type="checkbox"/> Substructure _____<br><input type="checkbox"/> Channel Channel Protection _____<br><input type="checkbox"/> Current & Retaining walls _____<br><input type="checkbox"/> Estimated Remaining Life _____<br><input type="checkbox"/> Operating Rating _____   |  |   |                    |   |      |  |
| <b>APPRAISAL</b>   |  | Deficiencies  |                    | Rating  |      |  |
| <input type="checkbox"/> Structural Condition _____<br><input type="checkbox"/> Deck Geometry _____<br><input type="checkbox"/> Underclearance: vertical/lateral _____<br><input type="checkbox"/> Safe Load Capacity _____<br><input type="checkbox"/> Highway Adequacy _____<br><input type="checkbox"/> Approach Roadway Alignment _____  |  |   |                    |   |      |  |
| <b>PROPOSED IMPROVEMENTS</b>   |  |   |                    |   |      |  |
| <input type="checkbox"/> Year Needed _____ <input type="checkbox"/> Completed _____  |  | Description (Item #) _____  |                    |   |      |  |
| <input type="checkbox"/> Type of Service _____<br><input type="checkbox"/> Type of work _____<br><input type="checkbox"/> Improvement Length _____ ft<br><input type="checkbox"/> Design loading _____<br><input type="checkbox"/> Roadway width _____ ft<br><input type="checkbox"/> Number of lanes _____ <input type="checkbox"/> Free Runway Improvement: Year _____<br><input type="checkbox"/> ADT _____ <input type="checkbox"/> Tear _____ <input type="checkbox"/> Type _____   |  | Remarks _____<br>_____<br>_____<br>_____<br>_____   |                    |   |      |  |
| <input type="checkbox"/> Cost of Improvements \$ _____ 200<br><input type="checkbox"/> Anal. Engr. \$ _____ 200<br><input type="checkbox"/> Description \$ _____ 200<br><input type="checkbox"/> Substructure \$ _____ 200<br><input type="checkbox"/> Superstructure \$ _____ 200<br><input type="checkbox"/> Invt. Date _____  |  |   |                    |   |      |  |

TYPICAL LEGAL LOAD TYPES





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

**CURSOS INSTITUCIONALES  
MANTENIMIENTO Y REPARACION DE PUENTES DE CONCRETO**

**Del 23 al 27 de noviembre de 1998.  
TAMPICO, TAMAULIPAS**

**TEMA**

*Sipumex: "Sistema de Puentes de México"  
Guías para la Supervisión de Construcción de Puentes.  
Manual del Usuario.*

**Ing. Alberto Fregoso Vázquez  
Palacio de Minería  
Noviembre/1998.**



**SIPUMEX**



**Sistema de Puentes de México**

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México  
Subsecretaría de Infraestructura  
Dirección General de Conservación de Carreteras

Ministry of Transport, Denmark  
Road Directorate

---

# **Guías para la Supervisión de Construcción de Puentes**

## **Manual del Usuario**

---

Preparado por: Søren Jespersen, Rambøll y Jørgen Holst, Directorado Danés de Carreteras

Traducido por: Alberto Fregoso Vázquez, DGCC

---

1996.06.30

### Tabla de contenidos

| Contenido   | Página    |
|---|-----------|
| <b>1. Sitio de trabajo</b>  | <b>1</b>  |
| 1.1 Planeación, establecimiento                                     | 1         |
| 1.2 Funcionamiento del sitio  | 1         |
| 1.3 Terminación de actividades en el sitio                          | 2         |
| <b>2. Excavación y Relleno</b>                                      | <b>3</b>  |
| 2.1 Trabajos preliminares   | 3         |
| 2.2 Excavación y Relleno  | 3         |
| <b>3. Drenaje</b>   | <b>5</b>  |
| 3.1 Planeación, materiales  | 5         |
| 3.2 Ejecución, tuberías de descarga                                 | 5         |
| 3.3 Ejecución, drenes detrás de estribos y muros de retención, etc. | 5         |
| 3.4 Ejecución, tubos de drenaje en concreto                         | 6         |
| <b>4. Cimentación</b>   | <b>7</b>  |
| 4.1 Planeación  | 7         |
| 4.2 Cimentación en superficies excavadas                            | 7         |
| 4.3 Cimentación en roca   | 8         |
| 4.4 Cimentación en pilotes hincados                                 | 8         |
| <b>5. Obra falsa y Formas</b>                                       | <b>10</b> |
| 5.1 Obra falsa  | 10        |
| 5.2 Formas  | 11        |
| <b>6. Refuerzo</b>  | <b>13</b> |
| 6.1 Entrega, almacenamiento y fabricación                           | 13        |
| 6.2 Refuerzo existente  | 13        |
| 6.3 Colocación y apoyo  | 14        |
| <b>7. Presforzado</b>   | <b>15</b> |
| 7.1 General y postensionado en conductos embebidos                  | 15        |
| 7.2 Condiciones especiales, pretensado                              | 17        |
| 7.3 Condiciones especiales, tendones externos                       | 17        |
| <b>8. Trabajos de concreto</b>                                      | <b>18</b> |
| 8.1 Remoción de concreto existente                                  | 18        |
| 8.2 Limpieza  | 18        |
| 8.3 Trabajos de concreto  | 19        |
| 8.4 Concreto lanzado  | 25        |
| 8.5 Reparación con mortero  | 29        |
| 8.6 Inyección de grietas  | 33        |
| 8.7 Tratamiento de la superficie de estructuras de concreto         | 34        |



---

|   |    |
|---|----|
| <b>9. Trabajos de acero</b>   | 38 |
| 9.1 Planeación inicial, solicitud de acero  | 38 |
| 9.2 Planeación  | 38 |
| 9.3 Recepción y almacenamiento de materiales  | 39 |
| 9.4 Conformación y ensamble en taller   | 40 |
| 9.5 Inspección final en taller, pre-ensamble  | 41 |
| 9.6 Transporte, ensamble en campo, control<br>e inspección de la construcción terminada | 41 |
| 9.7 Prueba no destructiva de materiales<br>y acabado del soldeo                         | 43 |
| 9.8 Trabajos de reparación en puentes existentes,<br>circunstancias especiales          | 44 |
| 9.9 Tratamiento de la superficie de estructuras<br>de acero                             | 44 |
| <b>10. Parapetos y Barandales</b>   | 48 |
| 10.1 Parapetos de concreto y barandales   | 48 |
| 10.2 Parapetos de acero y barandales  | 48 |
| <b>11. Asfalto</b>  | 51 |
| <b>12. Elementos Precolados de Concreto</b>   | 53 |
| <b>13. Otros Trabajos</b>   | 54 |
| 13.1 Dispositivos de Apoyos   | 54 |
| 13.2 Juntas de expansión  | 57 |
| 13.3 Protección de taludes  | 59 |

## 1. Sitio de Trabajo

### 1.1 Planeación, establecimiento

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Plan para establecer el sitio de trabajo

Mas adelante la contratista debe someter al supervisor los siguientes documentos:

- Acuerdos con los dueños del sitio, si se usan derechos de sitios de manera externa
- Acuerdo con autoridades acerca de mantener el tránsito a lo largo del periodo de construcción
- Acuerdos con los dueños de tuberías y líneas (gas, agua, electricidad, teléfono etc.)

El supervisor señalará los puntos fijos y marcará las posiciones de las construccions hechas por SCT.

El supervisor debe verificar:

- El plan de las contratistas para las áreas de trabajo
- La protección de las contratistas de los puntos fijos
- Las marcas de las contratistas de las posiciones de las contrucciones
- Señales de tránsito, etc. se colocan según las instrucciones de SCT y la policía
- Defensas de protección y camino de acceso se establecen como se acuerde

### 1.2 Funcionamiento del sitio

El supervisor debe verificar:

- El marcado detallado de las contratistas de las posiciones de las contrucciones
- Requisitos de las provisiones para mantener el tránsito

El supervisor coordinará la cooperación entre la contratista y los dueños de tuberías y líneas. Debe recibir y registrar todos los acuerdos.

### 1.3 Terminación de actividades en el sitio

La contratista debe proporcionar y adelantar al supervisor los siguientes documentos:

- Declaraciones de satisfacción de los dueños del sitio

El supervisor verificará:

- Desmante y buena ejecución de todas las áreas afectadas
- Ningún dueño del sitio tiene quejas después del desmante del sitio (por declaraciones de la recepción a satisfacción)

## 2. Excavación y Relleno

### 2.1 Trabajos preliminares (desmante, demolición)

La contratista debe adelantar al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Permisos de la demolición
- Permisos para cortar agua, gas, electricidad, teléfono, etc.
- Recibos de los sitios de despacho mostrando que todos los materiales no reusados se depositan según leyes actuales.

El supervisor verificará:

- Se ha quitado toda la vegetación
- Todos los permisos necesarios se han recibido antes de que comience la demolición
- Todos los escombros son depositados según leyes actuales

### 2.2 Excavación y Relleno

La contratista debe someter al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Curvas representativas del perfil del relleno que se piensa usar e información sobre el banco de préstamo donde se obtiene, para asegurar que están disponibles cantidades suficientes de la misma calidad
- Número y tipos de equipo que se usará para compactación
- Resultados de análisis del funcionamiento así como curvas de nivelación y control de compactación

La contratista debe informar al supervisor siempre que haya terminado la compactación de una capa (haciendo posible al supervisor ejecutar su propia prueba de comprobación en el lugar).

El supervisor decidirá la magnitud de la prueba de comprobación del relleno y compactación con la contratista.

El supervisor verificará:

- Que las curvas representativas de nivelación cumplen los requisitos
- Evalúa si el equipo usado es o no suficiente
- Las capas horizontales por compactación tendrán no más de 20 cm de espesor y agregar suficiente agua para compactación óptima

El supervisor hará pruebas adicionales de comprobación de la nivelación y compactación si lo encuentra necesario.

### 3. Drenaje

#### 3.1 Planeación, materiales

La contratista debe someter al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Plan de los dueños de las tuberías para relocalización de las mismas
- Permisos de interrupción temporal de los conductos existentes
- Tipo y marca de tuberías, cubre pozos, etc.
- Curvas de nivelación de materiales permeables.

El supervisor evaluará:

- Tipo y marca de tuberías, cubre pozos, etc.
- Curvas de nivelación de materiales permeables

El supervisor verificará:

- Marca de tuberías, cubre pozos, etc.

#### 3.2 Ejecución, tuberías de descarga

La contratista debe adelantar el plan siguiente al supervisor después de su registro:

- Plan que muestre, nivelado y pendiente de las nuevas tuberías así como las tuberías existentes que se quitaron durante el trabajo

El supervisor verificará:

- Verificación visual de tuberías y pozos antes de que se cubran (recta entre curvaturas, apoyo de toda la longitud, conexiones según regulaciones)
- Posición y nivelado de tubos y pozos
- Compactación de la cubierta

#### 3.3 Ejecución, drenes detrás de estribos y muros de retención, etc.

El supervisor verificará:

- Posición, dimensión y pendiente de drenes

- Protección de drenes (tejido del filtro, etc.)
- Compactación de la cubierta

**3.4 Ejecución, tubos de drenaje en concreto (tableros de puentes, estribos, muros de retención)**

El supervisor verificará:

- Posición, número y dimensión de drenes o aberturas para tubos de drenaje (se deben establecer las tuberías del drenaje en los puntos mas bajos de la carretera)
- Las salidas de los tubos de drenaje se colocan librando las estructuras (alejadas de las superficies de las estructuras) y si es posible, fuera de los carriles de tránsito

## 4. Cimentación

### 4.1 Planeación

La contratista debe someter al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Plan de trabajo incluyendo información sobre el número y tipos de equipo y de personal
- Dibujos y cálculos para apoyos provisionales, pilotes de ataguías, etc.
- Dibujos, cálculos y plan para supervisar la ejecución de excavaciones en seco (capacidad de bombas, etc.) y disposiciones de seguridad contra el agua que surge de abajo

El supervisor verificará y comentará los documentos recibidos de la contratista.

### 4.2 Cimentación en superficies excavadas

La contratista debe notificar al supervisor cuando:

- Ha iniciado la excavación para una estructura
- Cuando hay un riesgo de deslizamiento de la tierra, falta de apoyos o asentamientos
- Cuando hay un riesgo de agua que surja de abajo, inundación, etc. debido a falla o capacidad insuficiente del equipo para mantener seca la excavación
- Cuando exista diferencia entre el material de la excavación y el del reporte de geotecnia
- Cuando se termine la excavación

El supervisor verificará:

- Estabilidad de apoyos
- Efectividad del equipo para mantener seca la excavación
- El término de la excavación:
  - Las medidas del área de excavación para asegurar que la geometría está de acuerdo con el diseño y para el cálculo de cantidades



- (sobre excavación que se reemplazará con concreto)
- Ocurrencia de volúmenes alterados (los volúmenes se reemplazarán con concreto)
- Carácter del material de la cimentación (si hay duda, mandar por el experto en geotecnia)
- Asentamiento de la zapata terminada (por nivelación)

#### 4.3 Cimentación en roca

El supervisor verificará:

- La roca está libre de material suelto
- Corte hasta terreno sólido
- Se limpien las grietas y rellenen de concreto, mortero o lechada
- Medidas de la geometría

#### 4.4 Cimentación en pilotes hincados

La contratista debe someter al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Descripción del equipo de hincado de pilotes (tipo, peso del martillo, eficacia, etc.)
- Calidad de pilotes
- Registros de número de golpes del martillo por unidad de longitud, como se describe en las especificaciones
- Resultados de nivelación de la posición final de la cabeza de los pilotes
- Resultados de las mediciones de las posiciones de los pilotes

El supervisor debe observar por la documentación, la calidad de los pilotes (los pilotes tienen suficiente resistencia?)

El supervisor asistirá al hincado de los pilotes de prueba/prueba de carga de los pilotes

El supervisor determinará las longitudes de los pilotes basado en los resultados del hincado de los

pilotes de prueba/resultados de la prueba de carga de los pilotes (habiendo consultado al ingeniero de diseño)

El supervisor debe calcular la capacidad de apoyo de los pilotes según el método especificado (si las capacidades de apoyo varían, se debe ejecutar un nuevo cálculo de la cimentación y eventualmente hincarse más pilotes).

El supervisor debe verificar:

- Los pilotes no han sido dañados durante el transporte, manipulación e hincado (pilotes dañados se rechazarán). Si se rompe un pilote durante el hincado puede ser difícil decidir. Si un pilote de repente libera resistencia al hincado a un nivel, donde otros pilotes muestran buena resistencia al hincado, se debe considerar roto. Si hay duda, usar comprobación dinámica.
- Posición final de pilotes (si las posiciones de los pilotes no están dentro de tolerancias prescritas, se debe ejecutar un nuevo cálculo de la cimentación y eventualmente hincarse más pilotes)

## 5. Obra falsa y Formas

### 5.1 Obra falsa

#### 5.1.1 Planeación

La contratista debe someter al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Planes detallados y cálculos estructurales para todas las estructuras de apoyo incluso cimentación

El supervisor verificará que los cálculos están según los requisitos y las especificaciones técnicas:

- fuerzas verticales así como fuerzas horizontales que se pueden transferir a la cimentación de la obra falsa.
- La cimentación es suficiente acerca de capacidad de apoyo así como asentamientos (se dirigirá atención especial a cimentación en taludes o excavaciones cercanas)

#### 5.1.2 Construcción

El supervisor debe verificar:

- Los materiales para la obra falsa son de calidad supuesta
- Condiciones de la cimentación corresponden a lo supuesto
- La obra falsa está construida según planes
- La estabilidad es suficiente
- Aberturas eventuales están protegidas contra impacto de vehículos

#### 5.1.3 Remoción de la obra falsa

La contratista debe entregar documentación de la resistencia del concreto antes de iniciar la remoción de la obra falsa.

El supervisor evaluará si es necesario establecer apoyos para reducir deformaciones plásticas después de la remoción de la obra falsa.

Para estructuras tensionadas el supervisor debe verificar que no se suelte la obra falsa antes de que los tendones han sido tensionados suficientemente para evitar deformaciones plásticas y deflexiones (ver especificaciones técnicas)

## **5.2 Formas:**

### **5.2.1 Planeación**

La contratista debe someter planes detallados de la obra falsa y cálculos al supervisor

El supervisor verificará:

- La obra falsa puede absorber presiones del concreto fresco (presión horizontal y presión dirigida hacia arriba)
- El arreglo de contraflecha compensa asentamientos y deflexiones
- Se consideran las tolerancias requeridas

### **5.2.2 Construcción**

El supervisor debe verificar:

- Dimensiones principales, contraflecha y niveles importantes
- Las superficies son planas y de acuerdo con la geometría descrita (solo verificación visual)
- Ajuste y firmeza de la obra falsa
- Agua para saturar las formas está limpia (no manchada)
- Todas las tiras del chaflán, huecos y materiales que van a quedar embebidos están en su lugar

### **5.2.3 Preparación para el colado del concreto**

El supervisor debe verificar:

- Las formas están libres de todo escombros y tierra (en áreas densamente reforzadas use linterna eléctrica y espejo)
- Todos los apoyos se aprieten y ajusten, incluso los apoyos para juntas de construcción

- Todas las partes de la forma están saturadas antes del vaciado de concreto

#### 5.2.4 Remoción de las formas

El supervisor verificará:

- El curado de las superficies de concreto es ejecutado como se planeó
- Todas las partes de la forma son removidas (excepto de las celdas cerradas donde el acceso no es posible)
- Todas las barras de los tirantes de la forma se remueven a una profundidad no menor de 30 mm.

## 6. Refuerzo

### 6.1 Entrega, almacenamiento y fabricación

La contratista debe adelantar al supervisor informes de pruebas para el refuerzo que se usará en las construcciones.

El supervisor verificará:

- Certificados que pertenecen a la entrega
- Las declaraciones en los certificados están de acuerdo con los requisitos
- Todo el refuerzo, inclusive el corte y doblado de barras, se transporta y almacena en una manera segura y eficaz para evitar una exposición posible al agua salina, rocío o tierra (si se contamina por cloruro u otras materias extrañas, el refuerzo se limpia usando agua, cepillo de alambre o chorro de arena)
- El doblado se ejecuta según los requisitos especificados en la Nota General (diámetro de doblado)
- No debe usarse soldadura o doblado en caliente
- Las formas y dimensiones son según las listas de refuerzo y diagramas de doblado

Si la contratista quiere usar otro tipo de refuerzo que el tipo prescrito, debe consultar al ingeniero de diseño.

### 6.2 Refuerzo existente (trabajo de reparación)

El supervisor verificará:

- Superficie de las barras está limpia y libre de cualquier señal de escamas sueltas, óxido, mortero u otro material
- Areas con puntos de corrosión son pulidas con esmerilado (Si hay duda de si se han quitado todos los productos de la corrosión, entonces guardar el refuerzo mojado por 24 horas. Si después de eso hay áreas con productos negros de la corrosión, se deben limpiar estas áreas completamente)

- El acero existente no ha sido cortado o de otra manera dañado. Si el refuerzo existente se ha cortado, se debe reemplazar con anclas en el concreto existente

Donde el refuerzo existente es deficiente, el supervisor debe especificar la magnitud de refuerzo nuevo que se agregue.

### 6.3 Colocación y apoyo

El supervisor verificará:

- Las calzas para recubrimiento y los espaciadores no estén hechos de acero
- Todas las calzas para recubrimiento están hechas de mortero de cemento (relación agua/cemento máx. 0.4) o formas de plástico suficientemente rígidas (forma de rueda para muros)
- Las calzas para recubrimiento o formas de plástico son de una forma y resistencia tal que no se inclinarán, deformarán o se moverán de su sitio cuando se cuele el concreto
- No hay ningún contacto metálico entre el refuerzo y el acero embebido (ej. pernos de anclaje) con conexión al aire (para evitar corrosión galvánica)
- Todo refuerzo tiene un recubrimiento como se especificó en la Nota General.
- Todas las longitudes de anclaje son como en los dibujos.
- No se ha ejecutado ninguna soldadura del acero de refuerzo.
- El refuerzo del lado superior sigue el perfil futuro de la estructura
- Refuerzo está suficientemente y firmemente sostenido en posición durante el vaciado del concreto (si se sospecha que se ha movido el refuerzo durante el vaciado, se verificará el espesor de recubrimiento con el Medidor magnético de recubrimiento)

## 7. Presforzado

### 7.1 General y postensionado en conductos embebidos

#### 7.1.1 Materiales

La contratista debe enviar al supervisor la siguiente documentación para su aceptación:

- Certificados e informes de la prueba del proveedor para los alambres y cables que se usen
- Copias certificadas de las pruebas de precalificación de los sistemas de anclaje

El supervisor verificará:

- Los certificados pertenecen a la entrega (marca)
- Las declaraciones en los certificados están de acuerdo con los requisitos

El supervisor debe tomar muestras, cuando se requieran pruebas de las muestras.

#### 7.1.2 Almacenaje, forma y colocación

El supervisor debe verificar:

- El acero de presfuerzo está libre de grasa, aceite, cera, pintura y puntos de corrosión (las manchas de óxido son aceptables, el acero con picaduras de corrosión se rechazará)
- Colocación y marcado de los conductos (debe medirse la posición de conductos en puntos críticos, tal como puntos de nivel máximo y mínimo y en los anclajes)
- Los conductos corren suavemente (verificación visual)
- Los conductos, anclas y acoplamientos se sostienen firmemente en posición
- Colocación y marcado de aberturas y drenes
- Firmeza de conductos, aberturas, drenes y anclas

El supervisor debe atender los procedimientos de jalado o empuje del acero de presfuerzo en los conductos (si es necesario verificará la posición de



los conductos después de las operaciones de jalado/empujado)

### 7.1.3 Tensado

La contratista debe enviar al supervisor la siguiente documentación:

- Calibración certificada del equipo que se use para tensado de los cables
- Prueba de la resistencia del concreto antes de presforzar (cilindros de prueba o prueba LOK)
- Informe con los resultados del procedimiento del presfuerzo

El supervisor verificará:

- Certificados de calibración (se debe repetir la calibración del equipo por lo menos anualmente)
- Se ejecuta el tensado provisional según especificaciones técnicas (número de tendones, sucesión de esforzado y fuerza de tensado)

El supervisor debe atender el tensado final conclusivo de los tendones. Se seguirán los tensados de los primeros tendones estrechamente. Si se excede la tolerancia en el alargamiento del tendón, se evitará el cierre de las anclas y el tendón se aflojará. Se debe considerar una prueba de fricción (consultar al ingeniero de diseño)

### 7.1.4 Inyección de lechada

El contratista debe someter al supervisor la siguiente documentación para su aceptación:

- Programa para inyección de lechada (antes de inyectar lechada)
- Sugerencia de la lechada que usará (incluyendo aditivos)
- Relación día por día de la sucesión de lechadeo (después del lechadeo)

El supervisor evaluará el programa de inyección.

El supervisor asistirá a la inyección de lechada (normalmente la inyección se puede ejecutar con una

proporción de agua-cemento de 0.41. Cuando inyecte tendones largos en tiempo caliente puede ser necesario elevar el contenido de agua o usar aditivos. La proporción de agua-cemento no debe exceder 0.45 bajo cualesquier circunstancias.

El supervisor debe participar en la verificación del relleno de aberturas, entradas y salidas. A llenado insuficiente de aberturas, entradas o salidas se pueden hacer investigaciones más estrechas taladrando agujeros, inspeccionar con endoscopio y medidas volumétricas. Se ejecuta la reinyección normalmente como inyección de vacío. La inyección de volúmenes pequeños se puede ejecutar usando una bomba manual.

El supervisor verificará día a día lo terminado de la sucesión de lechadeo.

### 7.2 Condiciones especiales, pretensado

El supervisor debe verificar:

- Posición del acero de pretensado en las formas
- Se mantiene la tensión en todos los tendones entre anclajes; hasta que el concreto ha alcanzado la resistencia a la compresión requerida al tiempo de transferir la tensión al concreto
- Las formas laterales y de patín que restringen la deflexión se quiten antes de liberar el presfuerzo del refuerzo

### 7.3 Condiciones especiales, tendones externos

La contratista debe adelantar y entregar los resultados de la prueba dinámica ejecutada en un anclaje representativo y arreglos de acoplamiento.

El supervisor debe verificar:

- Los resultados de la prueba cumplen con los requisitos de las especificaciones técnicas
- Posición de las silletas o soportes (longitud sin soporte normalmente no excederá 7.5 metros)
- La protección contra la corrosión de tendones, anclajes, conexiones y silletas (pintura, galvanizado por inmersión caliente, inyección con mortero de cemento o grasa)

## 8. Trabajos de Concreto

### 8.1 Remoción de concreto existente (trabajos de reparación)

El supervisor verificará lo siguiente, cuando se completen los trabajos de demolición y remoción:

- La superficie está libre de cemento suelto y escombros o detritos
- La superficie tiene un carácter uniforme y regular
- El concreto es duro y sano (verificar con martillo)
- Las grietas se cortan con abertura en forma de V a una profundidad de 30-50 mm

Si el concreto nuevo se cuela contra una superficie lisa de concreto existente, el supervisor verificará lo siguiente:

- El agregado es expuesto por martilleo con cepillo
- Se piquen agujeros de 15 mm de hondo formando una red de 100 mm x 100 mm

Si se prescriben pruebas (prueba de cloruro, pruebas de carbonatación), el supervisor debe asistir a las pruebas y verificar lo siguiente:

- Las pruebas deben ejecutarse correctamente y con equipo adecuado (Prueba de Cloruro Rápida Prueba (PCR), Fenolftaleína)
- Es recibida la documentación.

### 8.2 Limpieza (estructuras nuevas y trabajos de reparación)

Donde se cuela concreto nuevo contra la superficie de concreto existente, el contratista debe limpiar la superficie del concreto existente.

Cuando se use chorro de arena, el supervisor verificará lo siguiente:

- Se use arena natural de granos angulosos
- La arena está libre de arcilla

Cuando se use chorro de agua, el supervisor verificará lo siguiente:

- El agua está libre de sal (menos de 1 g/l)
- La presión del agua es suficiente

Cuando se termine la limpieza, el supervisor debe verificar lo siguiente:

- La rugosidad de la superficie es mínimo 3 mm
- La superficie está limpia. Haga una prueba con un pedazo de tela blanda negra. Solo se aceptará un ligero coloreo de la tela

### 8.3 Trabajos de concreto

#### 8.3.1 Materiales

El supervisor asegurará que los materiales están de acuerdo con la "Nota General". Debe verificar lo siguiente:

##### Almacenamiento

- El agregado se guarda en una manera, que evitará la segregación y previene la contaminación con otros materiales u otros tamaños de agregado

##### Cemento

- El cemento está seco, libre de terrones y es del tipo prescrito. Se debe verificar la edad y durabilidad

##### Agregados finos (el tamaño de las partículas es menor que 4 mm)

- Se recibe documentación suficiente acerca de substancias perjudiciales, distribución del tamaño de las partículas, concentración de cloruros y sulfatos, absorción, impurezas orgánicas y contenido de materiales con tamaño de partículas menor que 0.075 mm
- Las declaraciones en la documentación están en acuerdo con las especificaciones técnicas y la distribución del tamaño es satisfactoria

Agregados gruesos (tamaño de partículas mayor que 4 mm)

- Se recibe documentación suficiente acerca del contenido de partículas de forma cúbica, concentración de cloruros y sulfatos, absorción y contenido de materiales con tamaño de partículas menor que 0.075 mm.
- Las declaraciones en la documentación están en acuerdo con las especificaciones técnicas y el agregado está uniformemente graduado. Si el porcentaje que pasa la malla 0.075 mm es demasiado grande, el agregado se debe lavar antes de que se pruebe nuevamente

Agua para limpieza, mezclado, saturado y curado

- Se recibe documentación suficiente acerca del contenido de cloruros y sulfatos y acidez (factor pH)
- Las declaraciones en la documentación están de acuerdo con las especificaciones técnicas

Mezclas

- El certificado corresponde a lo entregado
- Las declaraciones en el certificado están en acuerdo con las especificaciones técnicas

Requisitos de resistencia del concreto

- Los cilindros se cuegan de la misma mezcla de concreto como la sección real (en la planta de mezclado antes de la entrega y en el sitio)
- Los cilindros se cuegan de todas las secciones de acuerdo con las especificaciones técnicas
- Los cilindros se almacenan y prueban según las especificaciones técnicas
- Los resultados en la documentación de la prueba de compresión estarán de acuerdo con las especificaciones técnicas

### 8.3.2 Ejecución

#### Manipulación y Colocación del Concreto:

Antes de cualquier colado mayor, la contratista debe preparar y someter al supervisor un completo "Programa de Colado" que trata de empleados y obra de mano, consumo de materiales, herramientas y equipo, reservas de lo anterior, métodos de manipulación y colocación del concreto, métodos de control, etc.

El supervisor verificará lo siguiente:

- Equipo y herramientas necesario para manipulación de los materiales y ejecución del trabajo, traídos al sitio antes de comenzar el trabajo
- Todas las formas y el refuerzo deben terminarse antes de que cualquier colado pueda empezar. Las formas están firmes, saturadas con agua potable limpia, y totalmente limpias de todo tipo de escombros, polvo, depósitos, etc.
- Todas las juntas de construcción con concreto existente se limpiarán cuidadosamente por chorro de arena
- El concreto se coloca en la forma en capas horizontales con un espesor máximo de 400 mm. Cada capa se vibra bien junto con la capa subyacente, antes de que cualquier capa nueva se coloque en las formas.
- El trabajo de vibración se hace en una manera eficaz y uniforme para asegurar que el concreto es compacto y homogéneo en todo. La distancia entre las posiciones de vibrado dependen del tipo y diseño de la estructura colada, pero la distancia máxima será 35 cm (al sacar hacia arriba un vibrador se debe hacer despacio y vertical. No se debe arrastrar un vibrador en sentido horizontal por la superficie del concreto o mover el concreto).
- El tiempo de transportación de la planta de mezclado a la colocación en las formas, debe ser suficientemente corto para asegurar que se puede colocar el concreto propiamente y compactarlo en la forma.

El supervisor solo debe permitir la adición de plastificante adicional en sitio, si:

- Se agrega al concreto en un mezclador de tambor rotatorio.
- El efecto del plastificante, considerando el tiempo de la adición y el tiempo del mezclado, se ha documentado satisfactoriamente.

Colado de concreto en tiempo caliente:

El supervisor verificará lo siguiente:

- Ningun concreto debe ser colado si no se toman las precauciones necesarias cuando se espera que la temperatura ambiente exceda 35° C durante el colado y operaciones de acabado.
- La temperatura de mezcla de concreto inmediatamente antes de su colocación debe ser menor que 25° C.

Cuando se esperan condiciones naturales que resulten evaporación excesiva, el supervisor debe verificar que se toman acciones que efectivamente reducen la evaporación esperada.

Tales acciones deben incluir una o más de las siguientes:

- Construcción de rompevientos o cercamientos para efectivamente reducir la velocidad del viento.
- Usar concreto con temperatura reducida. Las acciones para reducir la temperatura del concreto pueden incluir:
  - a. Sombreado o usando agregados enfriados y otros componentes.
  - b. Agregado enfriado por rociadura con agua.
  - c. Enfriado del agua de mezcla por el uso de hielo picado en parte del agua de mezclado. Se debe fundir el hielo completamente a la conclusión del mezclado.

El supervisor verificará lo siguiente:

- Toda agua refrescante empleada para el enfriado de agregado y el hielo para el agua de la mezcla debe cumplir con las especificaciones técnicas
- Cuando el colado sea por la noche, debe usarse equipo de iluminación adecuado incluso se proporciona equipo de respaldo

Si es necesario el supervisor demandará que el colado de concreto se lleve a cabo durante la noche para conformar estos requerimientos de temperatura.

#### Acabados:

Para superficies inclinadas, el supervisor debe verificar que el cerramiento de la parte superior se construye con tableros movibles de una longitud satisfactoria para asegurar el colado satisfactorio contra la forma inclinada y habilitar la superficie que debe ser enrasada en secciones de tamaño adecuado.

#### Curado y protección:

Superficies horizontales.

El supervisor debe verificar que la operación de curado se lleva a cabo en las dos etapas siguientes.

- La membrana de curado se aplica en la superficie completa del concreto dentro de 30 minutos después de la realización de los acabados de la superficie y antes de que cualquier grieta por contracción plástica empiece a aparecer.

El segundo paso es uno de los siguientes métodos:

1. Agua permanente de curado por lo menos 7 días, con agua encima de toda la superficie. Para agua de curado, el agua debe aproximadamente tener la misma temperatura de la superficie de concreto.
2. Aplicar un firme laminado de plástico reforzado.  
La protección se debe poner en cuanto la superficie pueda soportar el laminado sin perjudicar la superficie.



**Superficies verticales:**

El supervisor debe verificar que las operaciones de curado se llevan a cabo en las siguientes fases:

1. Cuando se quitan las formas, se aplica una membrana de curado inmediatamente después de que la superficie de concreto se expone.
  2. Todas las superficies libres se cubren con laminado de plástico reforzado u otros materiales equivalentes.
- Toda el agua de uso para el curado estará acorde con las especificaciones técnicas
  - La membrana de curado debe tener una mezcla de color para control visual de la aplicación
  - La contratista tiene que demostrar que la membrana de curado no causará ningún daño al concreto, pérdida del matiz del concreto (para superficies visibles)
  - Compuestos para membrana de curado fabricados con una base de cera, no deben ser usados en superficies que más tarde se impermeabilizarán por medio de hojas o capas asfálticas aún cuando la superficie más tarde sea limpiada con chorro de arena.
  - La membrana de curado se usará en juntas de construcción solo si ambos, concreto y refuerzo son limpiados posteriormente con chorro de arena.
  - Las superficies se rocían en dos o más aplicaciones. La proporción de cada aplicación es no menor que 1 litro por cada 7 m<sup>2</sup>.

**8.3.3 Anclas en el concreto existente (trabajos de reparación)**

El contratista debe usar los 2 tipos de anclas siguientes:

1. Anclas con adhesivo  
El aglutinante está en una cápsula de vidrio, que se romperá cuando el vástago del ancla se hace entrar en el agujero.

## 2. Anclas con inyección de mortero

El aglutinante es un mortero de cemento de polímero modificado puesto en los agujeros. Estos tipos de anclas solo se usan en el lado superior de superficies horizontales.

El supervisor verificará lo siguiente:

- Los diámetros de agujeros taladrados están de acuerdo con las dimensiones de las barras y las instrucciones del proveedor. El diámetro de los agujeros para las anclas con mortero inyectado será 4 mm más grande que el diámetro de las barras.
- Los agujeros se taladran perpendicularmente a la superficie nueva y se limpian cuidadosamente de polvo antes de insertar las anclas.
- Cuando se usan anclas con mortero inyectado los agujeros se saturan por un período no menor que 2 días antes de insertar y lechadear las anclas.
- La longitud de las anclas se determina después de que se ha terminado la remoción del concreto existente.
- El adhesivo de las anclas se instala de acuerdo con las especificaciones técnicas del proveedor.
- Los agujeros para las anclas se llenan con el mortero inyectado completamente desde el fondo usando un tubo antes de que la barra del ancla se inserte. Las barras del ancla serán totalmente rodeadas por mortero en toda la profundidad del agujero.
- Después del endurecimiento se llevan a cabo pruebas de extracción en aprox. 5 % de las anclas, mínimo 5 piezas en cada fase.
- los resultados de las pruebas de resistencia a la tensión serán de acuerdo con las especificaciones técnicas.

### 8.4 Concreto lanzado (trabajos de reparación)

El concreto y los procedimientos de trabajo usados para concreto lanzado cumplirán en general con los requisitos establecidos en la sección 8.3 y en las "Notas Generales".

**8.4.1 Materiales**Agregados, fino y grueso:

El supervisor debe verificar lo siguiente:

- La selección del tamaño máximo del agregado se basa en el espesor total de la capa de concreto lanzado.
- La combinación de agregados se encuentra de una de las siguientes graduaciones:

Porcentajes por peso que pasan la malla de cribado:

| Tamaño  | No. 1    | No. 2    | No. 3   |
|---------|----------|----------|---------|
| 19.0 mm |          |          | 100     |
| 12.5 mm |          | 100      | 80 - 95 |
| 9.5 mm  | 100      | 90 - 100 | 70 - 90 |
| 4.75 mm | 95 - 100 | 70 - 85  | 50 - 70 |
| 2.36 mm | 80 - 100 | 50 - 70  | 35 - 55 |
| 1.18 mm | 50 - 85  | 35 - 55  | 20 - 40 |
| 0.60 mm | 25 - 60  | 20 - 35  | 10 - 30 |
| 0.30 mm | 10 - 30  | 8 - 20   | 5 - 17  |
| 0.15 mm | 2 - 10   | 2 - 10   | 2 - 10  |

- El contenido de agregado grueso en el concreto lanzado es lo más alto posible.

Refuerzo:

El supervisor verificará que se use malla soldada de aproximadamente 5 x 50 x 50 mm donde el espesor de la capa del concreto lanzado sea mayor que 40 mm.

Mezclado:

El supervisor verificará que la proporción cemento/agregado sea aproximadamente 1:3. Verificará también que los otros requisitos establecidos en las Notas Generales se cumplen.

El supervisor verificará que el diseño de la mezcla del concreto lanzado satisface los siguientes requisitos generales:

- La adherencia al concreto existente es satisfactoria (se requiere prueba de adherencia)
- El acabado del concreto lanzado es denso y sano.
- La contracción es mínima dando por resultado, cuando mucho, pocas grietas finas.

El diseño de la mezcla debe ser aprobado por el supervisor.

#### 8.4.2 Ejecución

##### Manipulación y colocación del concreto lanzado:

Antes del comienzo del lanzamiento del concreto, el supervisor seleccionará una área de referencia, donde se pueden probar los procedimientos y ponerse de acuerdo en ellos. El tamaño del área de referencia normalmente es de aproximadamente 2 m<sup>2</sup>.

El supervisor debe verificar lo siguiente:

- Cuando se coloque concreto lanzado en superficies verticales, se comienza de la parte más baja del área de trabajo.
- Cuando se aplica concreto lanzado en más de una capa, la capa previa habrá logrado suficiente resistencia antes de que la capa subsecuente de concreto lanzado se aplique.

Normalmente, no se hacen ningunas juntas de construcción en el concreto lanzado. Si la magnitud de la reparación u otras condiciones hacen necesario insertar una junta de construcción, la posición, construcción y detalles deben ser aceptadas por el supervisor antes del comienzo del trabajo.

En áreas con refuerzo estrechamente espaciado, el supervisor puede permitir que se adicione más agua en el concreto lanzado si es necesario.

El supervisor verificará lo siguiente:

- En las esquinas y cualesquier otras áreas semejantes, donde los materiales del rebote no

pueden escapar o se impelen lejos, éstas primero serán llenadas de concreto lanzado.

- El material del rebote no será reusado, pero inmediatamente se retirará el desperdicio.
- El concreto lanzado se lleva a cabo con los escudos necesarios en tiempo con vientos fuertes y/o sol directo.
- La superficie final del concreto lanzado sea plana.

El procedimiento del acabado final debe ser aceptado por el supervisor antes del comienzo del trabajo.

#### Curado:

El supervisor verificará lo siguiente:

- El concreto lanzado se cubre lo más pronto posible sin perjudicar la superficie.
- La cubierta es totalmente ajustada y los bordes se envuelven con cinta adhesiva a las superficies de concreto que los rodean.
- La cubierta de curado permanecerá en el lugar por lo menos 10 días y se reparará si se rasga o suelta.

#### Comprobación:

El supervisor comparará el trabajo de concreto lanzado con el área de referencia, verificará si el trabajo de concreto lanzado es aceptable y a la misma norma de calidad como el área de referencia.

Para control visual y pruebas de adherencia, el contratista taladrará corazones. Los corazones tendrán un diámetro de por lo menos 75 mm y penetrarán aproximadamente 25 mm en el concreto viejo.

El supervisor debe verificar lo siguiente:

- Número y posición de las pruebas sean como se especifique

- El tipo de instrumento de tracción (prueba de adherencia) es adecuado y el procedimiento de tracción es correcto
- La resistencia a la tensión medida en las juntas de construcción será en promedio no menor que 15 kgf/cm<sup>2</sup> (si el valor de una prueba es menor que 12 kgf/cm<sup>2</sup>, se debe rechazar el concreto lanzado y reemplazado)
- De los corazones se observará si está denso y sano en todo el espesor de concreto lanzado y mostrará buena adherencia al concreto (ninguna indicación debe haber de vacíos, cavidades, segregación, grietas o cualquier otras irregularidades que son defectos comunes en el trabajo del concreto lanzado).

### 8.5 Reparación con mortero

#### 8.5.1 General

La contratista puede usar los siguientes tipos de mortero:

- Mortero de cemento modificado con polímeros.
- Mortero epoxy (sólo en áreas pequeñas o delgadas).

En casos especiales, se debe usar una lechada de mortero expansivo (sin contracción) según especificaciones técnicas.

El supervisor verificará lo siguiente:

- El mortero sólo es usado en áreas, donde se reparen daños locales y pequeños
- El mortero debe ser suficiente para llenar completamente las cavidades en la superficie después de remover el concreto dañado.
- El espesor de la capa de mortero normalmente estará en el rango de 20-70 mm.

#### 8.5.2 Materiales

La contratista debe enviar por adelantado al supervisor la documentación donde se muestre que los

siguientes requisitos son cumplidos por los dos tipos de mortero:

**Mortero de cemento modificado con polímeros:**

- La consistencia del mortero debe ser satisfactoria para reparación en ambas superficies, verticales y la parte inferior de superficies horizontales (ej. intradós)
- Tiempo de fraguado Min. 1 hora a 30° C
- Resistencia a la compresión >350 kgf/cm<sup>2</sup> \*)
- Resistencia a la flexión > 60 kgf/cm<sup>2</sup> \*)
- Resistencia de adherencia > 20 kgf/cm<sup>2</sup> \*)
- Módulo de elasticidad < 3.5 x 10<sup>5</sup> kgf/cm<sup>2</sup> \*)
- Curva de graduado Se propone
- Arena Se propone
- Agregado Se propone
- Contracción < 0.1 %

\*) medido a una madurez de 28 días, M<sub>20</sub>.

**Mortero epoxy:**

El mortero se debe basar en arena seca de cuarzo con una curva satisfactoria de graduado y una masa de resina epoxy libre de solventes.

La mezcla del mortero debe contener min. 22% por peso de masa de resina.

La masa de resina debe cumplir con AASHTO M 235, tipo III.

**8.5.3 Ejecución**

Antes del comienzo de los trabajos de reparación, el supervisor debe seleccionar un área de referencia donde se pueden probar los procedimientos y ponerse de acuerdo.

El Contratista debe ejecutar todos los trabajos de reparación de acuerdo con las instrucciones del proveedor y aprobadas por el Supervisor.

El supervisor verificará lo siguiente:

- La preparación del concreto existente se lleva a cabo según las secciones 8.1 y 8.2.

- El tamaño máximo de la partícula se selecciona de acuerdo con el espesor de la capa.
- Cuando se usa mortero de cemento modificado con polímero la superficie de concreto existente se satura completamente con agua antes que se aplique el mortero.
- El mortero de cemento modificado con polímeros se mezcla en un mezclador de paletas.
- El lote de mezcla preparado de mortero listo para usarse no excederá la cantidad que se puede usar antes de que comience el fraguado.
- El mortero que no se use antes de que se produzca el fraguado, no será remezclado, pero será descargado y desechado.
- El mortero será bien compactado. Se hace el relleno del área de reparación en una operación o en capas de 30 mm con superficies ásperas entre cada capa nueva (en superficies verticales será necesario usar formas)
- El mortero en forma abundante se enrasa con las superficies de concreto y se termina liso sin cualquier mortero que forme escamas delgadas en las superficies de concreto existentes.
- Todas las áreas reparadas con mortero de cemento modificado con polímeros se protejan contra secado inmediatamente después que el trabajo de acabado se ha completado.
- La envoltura es proporcionada por hojas de plástico ajustadas a lo largo de todo borde con cinta adhesiva. No se aceptará en general grietas por contracción.
- Compuestos de curado, no se usan en superficies de concreto que más tarde se cubrirán.
- Todo el mortero sea cuidadosamente y completamente trabajado en el área de reparación y se compacte bien para formar una extensión densa y sana de la estructura existente.



- No haya poros, apanalamientos o cavidades y falta de adherencia con el concreto existente.
- Las superficies terminadas tienen una textura y color que se desvía lo menos posible de las superficies alrededor.

#### 8.5.4 Pruebas

El supervisor comparará el trabajo de mortero con el área de referencia, verificará si el trabajo de mortero es aceptable y de la misma norma y calidad como el área de referencia.

La contratista debe probar su trabajo de acuerdo con las especificaciones técnicas. Normalmente se llevan a cabo pruebas, si el área de reparación total tiene un tamaño mayor que 5 m<sup>2</sup>.

Para control visual y pruebas de adherencia, el contratista taladre corazones del concreto lanzado. Los corazones tendrán un diámetro de por lo menos 75 mm y penetrarán aproximadamente 25 mm en concreto viejo.

El supervisor debe verificar lo siguiente:

- El número y posición de las pruebas sean como se especifique
- El tipo de instrumento de tracción (prueba de adherencia) sea el adecuado y el procedimiento tracción es correcto
- La resistencia a la tensión medida en las juntas de construcción sea en promedio no menor que 15 kgf/cm<sup>2</sup> (si el valor de la prueba simple es menor que 12 kgf/cm<sup>2</sup>, el mortero de reparación debe rechazarse y reemplazarse)
- De los corazones del mortero de reparación se observará si está denso y sano en el espesor total y si muestra buena adherencia al concreto existente

La contratista debe someter todos los resultados de las pruebas al supervisor, y el supervisor se dará la oportunidad de verificar el área entera, antes de llevar a cabo los trabajos más allá.

**8.6 Inyección de grietas****8.6.1 General**

La contratista puede usar los siguientes materiales de inyección:

- Productos a base de cemento (anchura > 1 mm)
- Productos químicos (anchura < 1 mm).

**8.6.2 Materiales****Productos a base de cemento:**

La contratista debe enviar por adelantado al supervisor la documentación donde se muestre que los siguientes requisitos son cumplidos por la lechada de inyección:

La lechada de inyección es una mezcla de cemento, agua y aditivos. La lechada es un poco expansiva, y tiene una resistencia a la compresión de por lo menos 300 kgf/cm<sup>2</sup> a M<sub>20</sub> = 28 días.

Los aditivos mejoran la estabilidad y previenen la contracción. Los materiales estarán totalmente libres de cloruros.

El contenido de agua es tan baja como sea posible tomando en consideración las condiciones del sitio. La proporción agua/cemento es menor que 0.45.

La lechada tiene una expansión de volumen entre 0 % y 12 % después de 24 horas.

**Productos químicos:**

La contratista puede usar los siguientes productos químicos:

- a. Epoxídico
- b. Poliuretano
- c. Acrilato/acrilamida.

Los productos epoxídicos sólo deben ser usados para inyección de grietas secas. También se pueden usar para inyección de grietas mojadas poliuretanos y productos acrílicos.

El producto para inyección y las especificaciones técnicas deben ser aprobados por el Supervisor.

### 8.6.3 Ejecución

El supervisor verificará lo siguiente:

- Se limpien todas las grietas de manera que nada de aceite, tierra u otras partículas finas o materiales deletéreos se queden en las grietas. La limpieza es llevada a cabo por aire o agua bajo presión
- Cuando usen materiales con base de cemento el concreto se satura por más de 3 días (para prevenir que el agua en el mortero de inyección sea absorbida por el concreto durante el proceso de endurecimiento)
- Las grietas superficiales se sellan para evitar que los materiales de la inyección goteen hacia afuera antes del endurecimiento.
- Los agujeros taladrados en las grietas estén limpios y libres de polvo.

La contratista debe preparar un programa detallado y las especificaciones técnicas del método para la totalidad de los trabajos de inyección. El programa y las especificaciones técnicas deben ser aprobados por el supervisor.

### 8.6.4 Pruebas

La contratista llevará a cabo una prueba de inyección, por lo menos 2-4 grietas, antes de la ejecución del trabajo total.

Se deben taladrar corazones en algunas de las grietas inyectadas de prueba; y el contratista puede cambiar el método o procedimiento que usó, si los resultados requeridos no se alcanzan. El contratista es responsable del taladrado y prueba de los corazones para la aprobación del supervisor.

## 8.7 Tratamiento de la superficie de Estructuras de Concreto

### 8.7.1 Planeación

El trabajo incluye las actividades siguientes:

- Limpieza de superficies de concreto.

- Aplanado con mortero fluido.
- Revestimiento.

Antes del comienzo del trabajo la contratista debe emprender una prueba de cada operación en un área de referencia. Los resultados de las pruebas deben ser satisfactorios y aceptados por el supervisor.

### 8.7.2 Materiales

La contratista debe enviar al supervisor la documentación del sistema de tratamiento de la superficie total.

La documentación debe mostrar, que el sistema es hábil en:

- Reducir la absorción de agua
- Reducir la carbonatación
- Reducir la absorción del cloruro (si es necesario)
- Proporciona flexibilidad contra movimientos de grietas (si es necesario)

La documentación debe mostrar también que el sistema de pintado, incluso el imprimado está conforme a los requisitos siguientes (debe ser informado y verificado por el proveedor):

- Resistencia a la difusión de vapor de agua :  $Z_{H_2O} < 10 \text{ GPa}\cdot\text{s}\cdot\text{m}^2/\text{kg}$
- Resistencia a la difusión de dióxido de carbono :  $Z_{CO_2} > 3000 \text{ GPa}\cdot\text{s}\cdot\text{m}^2/\text{kg}$
- Movimientos de grietas: Min. 2 mm.
- Resistencia total al agua : Clase 0 (NT-BUILD 342)

Un sistema de pintado que contenga poliuretano se debe usar según la propuesta del contratista y ser aceptado por el supervisor.

En casos especiales donde los miembros estructurales ya tienen una capa impermeable bituminosa, se puede usar el mismo tipo de capa como se acuerde por el supervisor.

### 8.7.3 Ejecución

Antes del comienzo de la pintura, el supervisor seleccionará una área de referencia, donde se pueden probar los procedimientos y estar de acuerdo.

El tamaño del área de referencia será normalmente de aproximadamente 2 m<sup>2</sup>, dependiendo del área total que sea pintada.

La contratista debe medir el consumo de material usado y calcular el espesor en seco de las capas de pintura. Se deben someter los resultados al supervisor.

El supervisor verificará lo siguiente:

- Condiciones del tiempo (temperatura, humedad).
- La ejecución de todos los trabajos están de acuerdo con las instrucciones del proveedor, como sea aceptado por el supervisor.
- La superficie de concreto está limpia de todo polvo, aceite y lechada de concreto. Para métodos de limpieza referirse a la sección 8.2.
- La superficie limpiada está en una condición saturada de agua cuando se aplica la pasta de mortero.
- El curado se lleva a cabo por el periodo total de endurecimiento a satisfacción del supervisor.
- La pasta de mortero se aplica con una paleta plana y después de que la superficie sea uniforme y lisa (todos los hoyos, agujeros y grietas se rellenan hasta arriba).
- El imprimado y el pintado se llevan a cabo después del necesario curado y endurecimiento del mortero.
- En áreas con grietas de contracción mayores que 0.3 mm, las grietas se sellan según las recomendaciones del proveedor y como sea aceptado por el supervisor.
- La contratista ha dispuesto protección contra el sol (no se permite pintar en sol directo).
- El tiempo de aplicación entre las capas de pintura sea de acuerdo con las instrucciones del proveedor, tomando en cuenta las condiciones de temperatura; y como estuvo de acuerdo con el supervisor.

- El acabado de la superficie tiene una apariencia uniforme, sin burbujas, hoyos, grietas o tierra.
- El acabado de la superficie tiene un color uniforme y lustre.
- Espesor de la capa, basado en el consumo de pintura.
- La uniformidad del recubrimiento está de acuerdo con las recomendaciones del proveedor y como estuvo de acuerdo con el supervisor. Tolerancia: aprox. más 20%, aprox. menos 10%.
- Los recubrimientos bituminosos se aplican en 2 capas, cada una a razón de 0.8-1.0 kg/m<sup>2</sup>. El recubrimiento se protege contra daño mecánico por aplicación de una capa delgada de mortero (1:3) o por uso de tela de filtro.

El supervisor comparará el trabajo con el área de referencia, para verificar si el trabajo de reparación es aceptable.

#### 8.7.4 Pruebas

La contratista debe hacer pruebas de adherencia si se requirió en las especificaciones técnicas.

El supervisor verificará que la resistencia a la tensión y a la adherencia es min. 15 kgf/cm<sup>2</sup> en promedio, con ni un solo valor abajo de 10 kgf/cm<sup>2</sup>

## 9. Trabajos de Acero

### 9.1 Planeación inicial, orden de pedimento de acero

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Dibujos de taller provisionales
- Información con respecto a soldeo y procedimientos de ensamblaje
- Orden de materiales de acero incluyendo cantidades
- Confirmación de la orden de materiales de acero

El supervisor revisará los documentos recibidos de la contratista. Sobre todo verificará que se establecen en la orden todos los requisitos para el acero.

### 9.2 Planeación

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos:

- Plan para la sucesión de las operaciones de trabajo
- Especificaciones del procedimiento de soldeo (EPS)
- Plan para transferencia y marcado de materiales
- Plan para pruebas no destructivas de soldadura (métodos y extensión)
- Dibujos de taller finales
- Plan para enderezamiento
- Especificaciones técnicas para exámenes e inspecciones

El supervisor revisará los documentos que recibió del contratista. Sobre todo verá por:

- Por construcciones complejas donde debe establecerse la sucesión de soldaduras

- Evaluar si se requieren EPS. Si es así, evaluar si la previa ejecución de las EPS es suficiente
- Ubicación de juntas, no mostradas en los dibujos del proyecto; deben ser aprobadas por el ingeniero de diseño
- Partes soldadas en la estructura (para propósitos de erección, etc.), no mostradas en los dibujos de proyecto; deben ser aprobadas por el ingeniero de diseño
- Enderezamiento en caliente de acero y enderezamiento en frío con más de 2% de deformación plástica debe ser aprobado por el ingeniero de diseño
- Formas para documentación de los resultados de las pruebas, exámenes e inspecciones están disponibles

### 9.3 Recepción y almacenamiento de materiales

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos:

- Los originales de los certificados del material

La contratista debe informar al supervisor cuando:

- Se reciben los materiales de acero
- Cuando se ejecuta prueba de ultrasonido para laminación

El supervisor verificará:

- Todos los datos requeridos están establecidos en los certificados. Si los certificados son insuficientes se deben evaluar pruebas suplementarias (prueba de tensión, análisis químico, etc.)
- Elección del acero
- Elección de otras partes (pernos, apoyos, electrodos de soldadura, etc.)
- Manipulación de electrodos de soldadura. Sobre todo cuando se usan electrodos con recubrimiento de bajo hidrógeno (recubrimientos básicos), se



debe verificar el tiempo ambiente donde los electrodos se exponen a la atmósfera.

#### 9.4 Conformación y ensamble en taller

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos:

- Resultados de las pruebas de calificación de las EPS

La contratista debe someter al supervisor los siguientes documentos:

- Documentación de la calificación del Soldador
- Localización de las juntas no mostradas en los dibujos de taller

El supervisor verificará:

- Validez de la documentación de calificación del soldador
- Sólo soldadores calificados son incluidos en el trabajo
- Forma y medidas, incluso lo plano de planchas y almas de las vigas y la derecha de costillas y barras
- Como se lleva a cabo el enderezamiento
- Como la contratista lleva a cabo las inspecciones requeridas de su trabajo

El supervisor observará y verificará:

- Forma y medidas de partes cortadas con flama
- Suavidad de los bordes cortados con flama
- Se redonden los bordes libres exteriores
- Preparación de las ranuras, fijaciones y uniones con soldadura
- Son mantenidas las EPS (tipo de electrodo y dimensión, corriente de soldeo, rapidez de soldeo, etc.)

**9.5 Inspección final en taller, preensamble**

La contratista debe someter al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Procedimiento para la prueba de hermeticidad de cavidades cerradas
- Métodos de medición para verificación de dimensiones y geometría
- Equipo para preensamble

La contratista debe informar al supervisor cuando:

- Ejecute la prueba de hermeticidad
- Antes de desmantelar el preensamble

El supervisor verificará:

- Dimensiones principales, incluso curvatura
- Acuerdos para ejecución de ensambles en el campo

El supervisor debe evaluar:

- Procedimiento para la prueba de hermeticidad. Seleccionar las cavidades a ser probadas y asistir a la prueba.
- Métodos de medición de los contratistas y programa de mediciones
- Equipo para preensamble. Si el equipo causa fuerzas considerables en la estructura, cálculos adicionales estructurales deben ser sometidos por el contratista

**9.6 Transporte, ensamble en campo, control e inspección de la construcción terminada**

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos:

- Proyecto para ensamble en el campo
- Lista de pesos de las secciones

La contratista debe someter al supervisor los siguientes documentos:

- Procedimiento para el transporte de las secciones
- Medidas contra lluvia y viento, cuando se suelde en aire abierto

La contratista debe informar al supervisor cuando:

- Se lleven a cabo los transportes
- Se ejecutan exámenes de superficies, donde ha sido removida la soldadura del soldeo en preparaciones (verificación por grietas superficiales)
- Se ha ejecutado la verificación del presfuerzo en conexiones empernadas.

El supervisor verificará:

- El soldeo se ejecuta bajo condiciones satisfactorias del clima y según especificaciones técnicas del procedimiento de soldeo
- Dimensiones principales importantes
- Reparación de daños
- Toda la documentación requerida ha sido enviada por el contratista

El supervisor evaluará:

- El procedimiento para transporte y erección
- Las medidas contra lluvia y viento, cuando se suelde en aire abierto

El supervisor controlará:

- Operaciones de la grúa más grande conectadas con el transporte y erección

El supervisor debe estar presente cuando:

- Se ejecuten exámenes de las superficies donde se remueva la soldadura en preparaciones

- Cuando se ejecute la verificación en conexiones empernadas  
El supervisor participará en:
- Estudio de la estructura completa para detectar daños durante el transporte o daños de ensamblaje

### 9.7 Prueba no destructiva de materiales y acabado del soldeo

La compañía que ejecute la prueba no destructiva debe ser aprobada por SCT, Servicios Técnicos.

Esta compañía debe enviar al supervisor el siguiente documento para su aceptación:

- Plan para la prueba de las soldaduras

Esta compañía debe someter al supervisor los siguientes documentos:

- Especificaciones técnicas para la prueba no destructiva de la soldadura

El supervisor verificará:

- la prueba de las soldaduras se sigue constantemente y estrechamente a la ejecución del soldeo, así los errores repetidos por los soldadores o por las máquinas de soldeo se pueden corregir rápidamente

El supervisor inquirirá por:

- Planes para las pruebas y especificaciones técnicas para las pruebas

El supervisor debe decidir (o someter al ingeniero de diseño):

- Consecuencias de las soldaduras que no cumplen los requisitos (reparación, exención, rechazo). Cuando los errores se acumulan, verifique que la contratista trata de eliminar la causa (le da instrucciones nuevas al soldador, reemplaza al soldador, ajusta la máquina de soldeo, etc.). Si la contratista quiere usar otro procedimiento de soldeo, debe enviar al supervisor las nuevas EPS.

La reparación de soldaduras se puede hacer normalmente según las EPS válidas para soldaduras. En casos particulares (acero de alta resistencia, espesor grande de material) se debe someter al supervisor la especificación del procedimiento.

Exención eventual de requisitos de acabados de soldadura solo puede ser permitida por el ingeniero de diseño.

### 9.8 Trabajos de reparación en puentes existentes, circunstancias especiales

El supervisor verificará (además de lo que se ha mencionado antes):

- Resultados de análisis químico del acero existente que va a ser soldado o que se ha recibido
- EPS acerca de soldeo en acero existente se basa en los análisis del acero existente y las condiciones del sitio de soldeo
- Las superficies de acero existente que va a ser soldado está libre de corrosión, pintura y galvanización
- La remoción de remaches y pernos existentes se ejecutan sin perjudicar las superficies del acero subyacente
- Los agujeros para los pernos nuevos tienen un diámetro no mayor que 1 mm que el diámetro del cuerpo de los pernos. Si este no es el caso, se deben usar pernos más grandes

### 9.9 Tratamiento de la superficie de Estructuras de Acero

#### 9.9.1 General

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Tabla de tiempos
- Programa para organización del trabajo

- Información con respecto a calificaciones del personal
- Programa para medidas contra condiciones del mal tiempo

El supervisor verificará los documentos que recibió de la contratista. Sobre todo evaluará, si es posible, ejecutar en taller, una parte más grande del trabajo que la sugerida por la contratista (por consecuencias del tránsito y ambiente).

#### 9.9.2 Planeación

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos:

- Especificaciones técnicas del trabajo
- Especificaciones técnicas para exámenes e inspecciones

El supervisor verificará los documentos recibidos de la contratista. El trabajo no debe comenzar antes de que el supervisor ha aceptado las especificaciones técnicas. Las especificaciones se deben basar en datos del proveedor de la pintura.

#### 9.9.3 Retiro de impurezas de superficies, tratamiento inicial y chorro de arena (estructuras nuevas)

El supervisor participará en:

- Estudio de la estructura completa para detección de defectos de la superficie. Si se descubren defectos, se debe reparar antes de que un nuevo estudio se ejecute

El supervisor verificará:

- Tratamiento inicial (limpieza, desengrase). La limpieza de soldaduras se puede verificar con papel-PH. Si resulta básica alcalina, limpiar con solución de ácido fosfórico. El desengrasado se puede verificar con agua (no debe haber ampollas)
- Arena para chorro de arena (libre de impurezas, arcilla, etc.)

- Son alcanzados los grados requeridos de limpieza y aspereza
- Son retirados la arena y polvo de la aplicación de chorro de arena
- Las zonas futuras de soldadura se cubren de inmediato después del chorro de arena

9.9.4 Retiro de impurezas de superficies, tratamiento inicial y chorro de arena (mantenimiento)

El supervisor selecciona un área de prueba, donde la contratista debe demostrar en la práctica que los procedimientos sugeridos de reparación acerca de óxido, escamaduras, etc. son satisfactorios

El supervisor verificará (antes de aceptar los procedimientos):

- Cada capa de pintura tiene una diferencia en color
- El trabajo de reparación es estéticamente aceptable
- Ninguna escamadura o presencia de burbujas ocurren en relación con la pintura existente

El supervisor verificará:

- Retiro de óxidos, escamaduras, burbujas, etc.
- Desengrasado (el agua no debe hacer ampollas)
- La aspereza de la superficie está de acuerdo con las especificaciones técnicas (sólo es necesario cuando se use pintura epoxídica o similar)

9.9.5 Pintado, verificación de la ejecución

El supervisor verificará:

- Tipo de pintura usada
- Remaches, pernos, bordes y soldadura tienen una capa extra de pintura aplicada con una brocha
- Espesor de la capa y libre de poros

- 
- Se observen criterios del clima (humedad, resolana directa, etc.)
  - Se observa el tiempo entre la aplicación de capas subsiguientes

#### 9.9.6 Galvanización por inmersión caliente

El supervisor verificará:

- Espesor del recubrimiento
- Apariencia de las superficies (ningunas manchas o zonas descubiertas o terrones de cenizas de cinc o terrones de fundente)
- Geometría después de la galvanización (galvanización por inmersión caliente puede causar deformaciones)



## 10. Parapetos y Barandales

### 10.1 Parapetos de concreto y barandales

La construcción de parapetos y barandales de concreto se supervisará según las secciones 5, 6 y 8.3. Si se usan partes precoladas, la sección 12 también es pertinente.

### 10.2 Parapetos de acero y barandales

#### 10.2.1 Recepción y almacenamiento de materiales

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos:

- Los originales de los certificados del material

La contratista debe informar al supervisor cuando:

- Se reciben los materiales de acero
- Cuando se ejecute la prueba de ultrasonido para laminación

El supervisor verificará:

- Todos los datos requeridos se establecen en los certificados. Si los certificados son insuficientes, deben evaluarse pruebas suplementarias (prueba de tensión, análisis químicos, etc.)
- Marcado de montaje del acero
- Marcado de otras partes (pernos, apoyos, electrodos de la soldadura, etc.)

Si deben galvanizarse por inmersión caliente perfiles formados en frío, se debe ejecutar una prueba de preproducción. El resultado de la prueba se debe someter al supervisor para su aceptación.

### 10.2.2 Fabricación

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos para su aceptación:

- Especificaciones técnicas del procedimiento de soldeo (EPS)
- Documentación de la calificación del soldador
- Resultados de las pruebas de calificación de las EPS

El supervisor verificará la validez de la documentación de calificación del soldador.

El supervisor también verificará la forma y trabajos de soldeo e inspeccionará el acabado de las secciones.

### 10.2.3 Prueba no destructiva de la soldadura terminada

Si se especificó en las especificaciones técnicas, se deben ejecutar pruebas no destructivas de la soldadura.

La compañía que ejecute las pruebas no destructivas debe ser aprobada por la SCT, Servicios Técnicos.

El supervisor decidirá (o someterá al ingeniero de diseño) las consecuencias de la soldadura que no cumpla los requisitos (reparación, exención, rechazo).

### 10.2.4 Pintado

La contratista debe someter para aceptación del supervisor la información sobre el sistema de pintado a ser usado

El supervisor verificará:

- Tratamiento inicial (limpieza, desengrasado).
- Arena para chorro (libre de impurezas, arcilla, etc.)
- Grado requerido de limpieza y aspereza que son alcanzados
- Remoción de arena para chorro y polvo

- Tipo de pintura
- Remaches, pernos, bordes y soldadura tienen una capa extra de pintura aplicada con una brocha
- Espesor del recubrimiento y libre de poros
- Se observen criterios del clima (humedad, resolana directa, etc.)
- Se observa el tiempo entre la aplicación de capas subsiguientes

#### 10.2.5 Galvanización por inmersión caliente

El supervisor verificará:

- Espesor del recubrimiento
- Apariencia de las superficies (ningunas manchas o zonas descubiertas o terrones de ceniza de cinc o terrones de fundente)
- Geometría después de la galvanización (galvanización por inmersión caliente puede causar deformaciones)

#### 10.2.6 Ensamblaje en campo

El supervisor verificará:

- Postes embebidos. Posición de parapetos y barandales antes de y después del vaciado del concreto
- Postes empernados:
  - Posición de pernos antes del vaciado del concreto
  - Alineación de los barandales
  - Momento de torsión del apretado de los pernos
- Reparación de daños

## 11. Asfalto

La contratista debe someter al supervisor para su aceptación, las especificaciones técnicas para los materiales que se presupone serán usados.

El supervisor verificará las especificaciones técnicas recibidas.

La contratista debe someter al supervisor la siguiente documentación:

- Resultados de análisis de los materiales usados (un análisis por cada 100 toneladas, mínimo uno por puente)
- Resultado de la nivelación de las superficies terminadas de cada capa

La contratista debe taladrar y sacar corazones y hacer análisis de ellos según las especificaciones técnicas. El supervisor debe tener oportunidad de inspeccionar los corazones antes de su análisis. La contratista debe someter al supervisor los resultados de los análisis para su aceptación.

El supervisor verificará lo siguiente:

- Después de que el curado de las losas de concreto sea completo, se debe limpiar el área entera de la superficie incluso las superficies verticales de las guarniciones (libre de cemento suelto, compuestos del curado, polvo y tierra). La limpieza debe hacerse con chorro de arena o chorro de agua, referirse a la sección 8.2.
- La superficie de concreto debe estar seca cuando se aplique el imprimador
- El imprimador debe cubrir por entero la superficie del piso y las superficies de las guarniciones hasta una altura de 3 cm sobre el futuro lado superior de la superficie asfáltica de rodamiento.
- Los análisis de materiales estén de acuerdo con las especificaciones técnicas
- La temperatura del asfalto es correcta

- La sobrecapa asfáltica se coloca con el espesor prescrito
- Número y posición de los corazones taladrados
- Espesor, apariencia y análisis de los corazones
- La nivelación de la contratista (si hay duda, haga su propia nivelación)
- Pendiente de la superficie, transversal, longitudinal y hacia los drenes
- Tersura y aspereza de la superficie

## 12. Elementos Precolados de Concreto

### Planeación

Acerca de la supervisión de formas, acero de refuerzo y de presfuerzo, trabajos de concreto y tratamiento de la superficie, se hace referencia a las secciones 5, 6, 8.3 y 13

La contratista debe enviar al supervisor la siguiente documentación:

- Programa para colados, retiro de formas, tensionado, acopio, tratamiento de la superficie y transporte
- Programa para erección en el sitio
- Cálculos que muestren que los miembros no se cargan excesivamente durante la transportación y erección (eventualmente hace un proyecto para apoyos provisionales)

El supervisor podrá ver a través de la documentación recibida del contratista.

Durante la parte temprana de producción de los elementos de concreto, el supervisor supervisará la fabricación estrechamente. Cuando se corre la fabricación, el supervisor hará verificaciones de muestra. La magnitud de la verificación de muestra depende de la calidad de la producción.

## 13. Otros Trabajos

### 13.1 Dispositivos de Apoyos

#### 13.1.1 General

La contratista debe enviar al supervisor la información del producto del proveedor de dispositivos de apoyos para su aprobación.

Si la contratista propone usar dispositivos de apoyos alternativos, se debe enviar al supervisor toda la información en buen tiempo, para su aprobación.

El supervisor verificará si la información que recibió del proveedor está de acuerdo con los requisitos de las especificaciones técnicas. Si se proponen dispositivos de apoyos alternativos, se debe consultar al ingeniero de diseño.

#### 13.1.2 Materiales

El supervisor verificará lo siguiente:

- Los dispositivos de apoyos recibidos están de acuerdo a las especificaciones técnicas (capacidad de carga, capacidad de movimiento)
- Los dispositivos de apoyos elastoméricos se entregan como cojines de apoyo elastoméricos de acuerdo con AASHTO M 251.
- Otros tipos de dispositivos de apoyo sean entregados preensamblados con el ajuste especificado (si no se puede proveer el movimiento por temperatura al tiempo de colocación, los apoyos se deben ajustar en sitio)
- Tratamiento de la superficie (las superficies en contacto con el concreto estarán limpias, libres de pintura, cinc y picaduras de corrosión)

#### 13.1.3 Ejecución (puentes nuevos)

El supervisor verificará lo siguiente:

- Las superficies de concreto en la ubicación de los dispositivos de apoyos, están limpias

- La inyección de lechada entre el concreto subyacente y los dispositivos de apoyos es como se muestra en los dibujos o como fue indicado por el supervisor
- Todos los dispositivos de apoyos se instalan en una posición horizontal con orientación correcta

El contratista debe nivelar los dispositivos de apoyos en su posición final y someter el resultado al supervisor.

El supervisor verificará los niveles están de acuerdo con los planos y hará verificaciones de muestra de la nivelación de las contratistas.

#### 13.1.4 Ejecución (reemplazo de dispositivos de apoyos)

La contratista debe enviar al supervisor los siguientes documentos:

- Programa detallado de trabajo para la operación total
- Cálculos y dibujos, incluso información sobre detalles, equipo y procedimientos del trabajo acerca de apoyos temporales y gateo hacia arriba. Información sobre carga muerta y viva será proporcionada por el supervisor
- Los resultados de todas las mediciones durante las operaciones de levantamiento y al final del trabajo

El supervisor verificará los documentos recibidos de la contratista (verificará que la superestructura no fue dañada por las fuerzas de gateo y levantamiento)

El supervisor monitoreará lo siguiente:

- Establecimiento de apoyos temporales para la superestructura. Los apoyos temporales deben consistir de acero estructural. No serán normalmente permitidos sostenes o vigas de madera. Los apoyos temporales se dispondrán de manera que sea posible gatear hacia arriba el extremo entero de un tramo de superestructura en una operación. Normalmente se usarán 2 apoyos temporales por cada columna o posición de levantamiento.



- Establecimiento de un sistema de puntos fijos en la cara de las vigas y en la cara superior del cabezal para controlar los desplazamientos verticales. Todos los puntos se deben poner verticalmente uno sobre el otro. Los errores del procedimiento de medición serán menores que 0.20 mm.
- Se llevan a cabo las siguientes mediciones de las distancias entre los puntos del control:
  - 1) Antes del gateo de levantamiento.
  - 2) Durante la operación de gateo y levantamiento
  - 3) Periódicamente durante el reemplazo de los apoyos
  - 4) Después del retiro de los apoyos temporales.
- Gateo y levantamiento de la superestructura. Se debe conectar el equipo hidráulico de tal forma que los desplazamientos verticales sean el mismo para todas las vigas. El desplazamiento vertical se debe conservar el más bajo como sea posible y será aprobado por el supervisor. Cuando el proceso de levantamiento se complete, el contratista debe instalar un sistema de espaciadores de acero y cuñas para prevenir posibles asentamientos de los soportes temporales.
- Remoción de los dispositivos de apoyos existentes. El supervisor verificará las superficies expuestas y evalúa si se requieren trabajos de reparación.
- Limpieza y reparación del concreto (verificar que las superficies existentes de concreto, en la ubicación de los dispositivos de apoyos se limpie por chorro de arena.
- Instalación de los nuevos dispositivos de apoyos. El supervisor verificará que la inyección de lechada entre el concreto existente y los dispositivos de apoyos se lleva a cabo como se muestra en los dibujos o como se indicó por el supervisor (todos los dispositivos de apoyos se instalan en una posición horizontal).
- Bajado de la superestructura. No se deben de quitar los soportes temporales antes de que el concreto o mortero se endurezca completamente (normalmente corresponde a los 7 días a 20° C)

- Después de completar el trabajo, se quitan del sitio todas las partes de los soportes temporales.

### 13.2 Juntas de Expansión

#### 13.2.1 General

Para su aprobación, la contratista debe enviar al supervisor la información del producto del proveedor de la junta de expansión.

Si la contratista propone usar juntas de expansión alternativas, a buen tiempo debe enviar al supervisor toda la información para su aprobación.

El supervisor verificará que la información recibida del proveedor está de acuerdo con los requisitos de las especificaciones técnicas. Si se proponen juntas de expansión alternativas, se debe consultar al ingeniero de diseño.

#### 13.2.2 Juntas asfálticas

El supervisor debe verificar lo siguiente:

- El cementante bituminoso usado es según tipo, lote no., temperatura de aplicación, etc.
- La ejecución de todos los trabajos está de acuerdo con las instrucciones de los proveedores.
- El límite o frontera para remoción del pavimento en ambos lados de la junta se hace con una cortadora de diamante a través del pavimento para proporcionar una junta de borde agudo, recta entre el pavimento y los materiales de la junta.
- Anchura y profundidad de las juntas
- Todas las superficies del fondo y los bordes para nueva junta se calientan usando una tobera de aire comprimido caliente
- La adherencia con el pavimento se asegura usando un imprimador especial como el especificado por el proveedor
- Temperatura de la estructura de concreto

- Todas las operaciones del relleno son continuas, y llevadas a cabo como sea descrito por el proveedor.

Cuando se reemplazan juntas de expansión existentes, el supervisor también debe verificar lo siguiente:

- Condición del asiento expuesto para la junta de expansión después de remover la junta de expansión existente y pavimento adyacente (evalúa la magnitud del trabajo de reparación eventual de concreto y remoción adicional de pavimento)
- Después de la demolición y ejecución de las reparaciones necesarias de concreto, se limpia el área entera con chorro de arena, chorro de agua o aire soplado.

### 13.2.3 Junta prefabricada de neopreno

(bloques de neopreno con anclas de adhesivo o simples tiras de neopreno para sello con anclas embebidas)

El supervisor debe verificar lo siguiente:

- La superficie superior de las juntas de expansión sigue el perfil del pavimento del puente (carriles de tránsito, hombros, bandas de borde, contrapendientes, etc.). Las juntas normalmente se retirarán unos milímetros bajo la corona del pavimento
- Donde se proporcionan aceras levantadas las juntas se deben instalar en una sección continua siguiendo el perfil de la calzada del camino, guarniciones y aceras.
- Los sellos de la junta de neopreno se entregan en una pieza sin cualesquier conexiones requeridas en el sitio.
- Las juntas en unidades largas se conectan y protegen en la fábrica, antes de su transportación al sitio.
- La instalación, colocación de conexiones, presforzado de tuercas, etc, de las juntas de expansión, se lleva a cabo de acuerdo con las especificaciones técnicas del proveedor.

- Ningunos movimientos de la junta pueden producirse hasta que el concreto ha endurecido, cuando se cuele concreto o mortero de expansión alrededor de o bajo las juntas.
- Los receptáculos de las tuercas se sellan de acuerdo con las especificaciones técnicas del proveedor
- La contratista re-aprieta todas las tuercas después de aproximadamente 3 meses

Cuando se reemplacen las juntas de expansión existentes, la contratista debe someter al supervisor la siguiente documentación:

- Resultados de las mediciones exactas del tamaño requerido de la junta de expansión
- Propuesta para el trabajo preparatorio e instalación de las juntas.
- Planos o dibujos de trabajo y cálculos geométricos

El supervisor verificará los documentos recibidos de la contratista y verificará sus mediciones.

### 13.3 Protección de Taludes

#### 13.3.1 General

Si la contratista propone usar un sistema alternativo de protección de taludes, a buen tiempo debe enviar al supervisor toda la información para su aceptación.

El supervisor verificará que la información recibida de la contratista es fiable. Si hay duda, se debe consultar un experto hidráulico o un ingeniero de diseño.

#### 13.3.2 Construcción

El supervisor verificará lo siguiente:

- Los taludes se forman para permitir el espesor total de la protección de talud especificada; y cualquier estrato o filtro de grava donde sea requerido.

- El material subyacente es compactado, cuando los taludes no se pueden excavar sin alterar el material
- Donde se especificó una capa de filtro de grava o filtro de tela, que se ponga inmediatamente antes de la colocación del zampeado.
- El filtro de tela se traslape en un mínimo de 30 cm y sea anclado en posición con dispositivos de anclaje aprobados.
- El tejido del filtro no debe ser dañado (rastras o equipo de ruedas no deben moverse sobre el tejido del filtro)
- Las piedras se colocan con un mínimo de vacíos. Se ponen las piedras más grandes en el pie de la capa y por fuera de la protección del talud.

#### 13.3.3 Gabiones (enrocamiento encerrado con alambre)

El supervisor verificará lo siguiente:

- La red de alambre está hecha con alambre de acero galvanizado con una resistencia a la tensión mínima de 4200 kgf/cm<sup>2</sup>, mínimo 3 mm de diámetro y espesor de la capa de cinc de 35  $\mu$ m
- La red de alambre tiene las aberturas exagonales de 11 cm máximo; medida cruzada.
- La red está fabricada en tal manera que no se puede desgarrar, cuando se corta una cuerda del alambre en una sección
- La distancia máxima entre los lazos de alambre para ligar juntos los bordes verticales de dos unidades del gabión es 15 cm. Si se cose un pedazo continuo de alambre que une alrededor de los bordes, la máxima distancia entre vueltas es de 10 cm.

#### 13.3.4 Zampeado con mortero

El supervisor verificará lo siguiente:

- Las piedras se humedecen completamente con agua después de su colocación

- La mezcla de la lechada del mortero se hace de una parte de cemento y tres partes de arena, completamente mezcladas con agua para producir una mezcla satisfactoria
- La lechada de mortero se aplica mientras las piedras están húmedas y se trabaja en los intersticios hasta llenar completamente los vacíos
- La superficie es curada cubriendo con tierra húmeda, alfombras mojadas o mantas por un mínimo de 3 días después de la inyección de lechada

#### 13.3.5 Enlosado de taludes con concreto

El supervisor verificará lo siguiente:

- Se coloquen enlosados de concreto sobre relleno, el relleno se humedece completamente y se compacta antes del vaciado del concreto
- El concreto sea de acuerdo con las especificaciones técnicas (la relación agua/cemento debe ser 0.45 si es expuesto a agua salada. En agua fresca es aceptable 0.55)
- El enlosado se refuerce según especificaciones técnicas (normalmente se usa malla soldada)
- El concreto se cura según especificaciones técnicas (ver sección 8.3)
- Sean instaladas transversalmente juntas de expansión a intervalos de 6 metros
- Las juntas de expansión se protegen contra deslavado (tejido de filtro debajo del enlosado, sellado con sellador de juntas de expansión)

**MANUAL**  
**FOR**  
**MAINTENANCE INSPECTION**  
**OF**  
**BRIDGES**  
**1983**



Prepared by the  
Highway Subcommittee on Bridges and Structures

**AASHTO™**

**AMERICAN ASSOCIATION OF  
STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS**

17-09-NNH

18

INDEX:

SUBESTRUCTURA:

|                |       |
|----------------|-------|
| Estribo No. 1  | p. 20 |
| Pila No. 2     | p. 22 |
| Pila No. 3     | p. 24 |
| Pila No. 4     | p. 26 |
| Pila No. 5     | p. 28 |
| Pila No. 6     | p. 30 |
| Estribo No. 7. | p. 32 |

SUPERESTRUCTURA:

|                 |       |
|-----------------|-------|
| Tramo 01-02 (1) | p. 38 |
| Tramo 02-03 (2) | p. 40 |
| Tramo 03-04 (3) | p. 44 |
| Tramo 04-05 (4) | p. 46 |
| Tramo 05-06 (5) | p. 48 |
| Tramo 06-07 (6) | p. 50 |

FIGURA NO. 15

17-09-NNH

19

TABLEROS:

|             |       |
|-------------|-------|
| Tramo No. 1 | p. 56 |
| Tramo No. 2 | p. 58 |
| Tramo No. 3 | p. 62 |
| Tramo No. 4 | p. 64 |
| Tramo No. 5 | p. 66 |
| Tramo No. 6 | p. 68 |



17-09-NNH

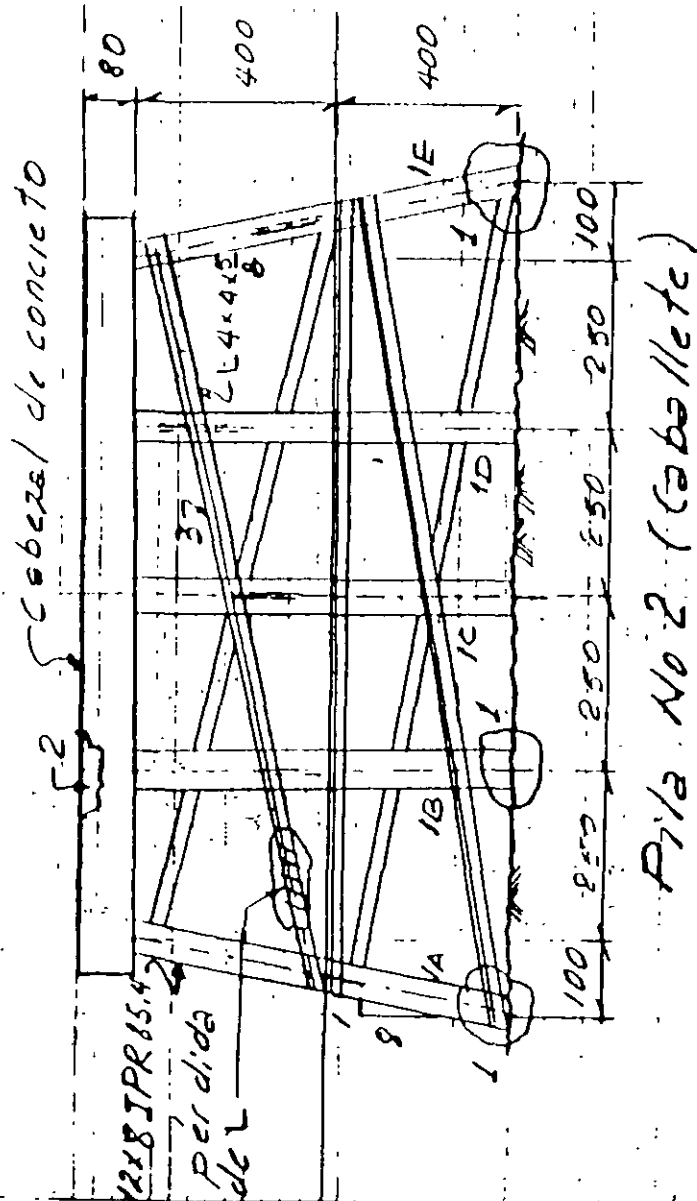
22

| Elemento No. | Nombre del Bloque  | Cant. Fila | Problema              | Comentario                       |
|--------------|--------------------|------------|-----------------------|----------------------------------|
| 1            | Pildas de Acero    | 4          | Corrosión en A, B y E | Zona al nivel del terreno        |
| 2            | Corona del cabezal | 3          | Descorramiento        | Dilatación de la superestructura |
| 3            | Arriostamiento     | 3          | Corrosión             | Necesita reemplazo en partes     |

FIGURA NO. 2 -

17-09-NNH

23



Pila No 2 (Cabele etc)

N. 17-09-NNN

26

PILA No. 4 Concreto Arma-  
do.

| Elemento No. | Nombre del elemento     | Calificación | Problema        | Comentario                                   |
|--------------|-------------------------|--------------|-----------------|--|
| 1            | Lapata                  | 3            | Socavación      | Proteger contra socavación.                  |
| 2            | Cuerpo y zapata         | 3            | Erosión         | Reparar                                      |
| 3            | Cabezal                 | 3            | Desconchamiento | Dilatación superficial.                      |
| 4            | Pilotes de la inyección | 4            | Asistencias     | Diseñar y construir pantallas de protección. |

17-09-NNN

27

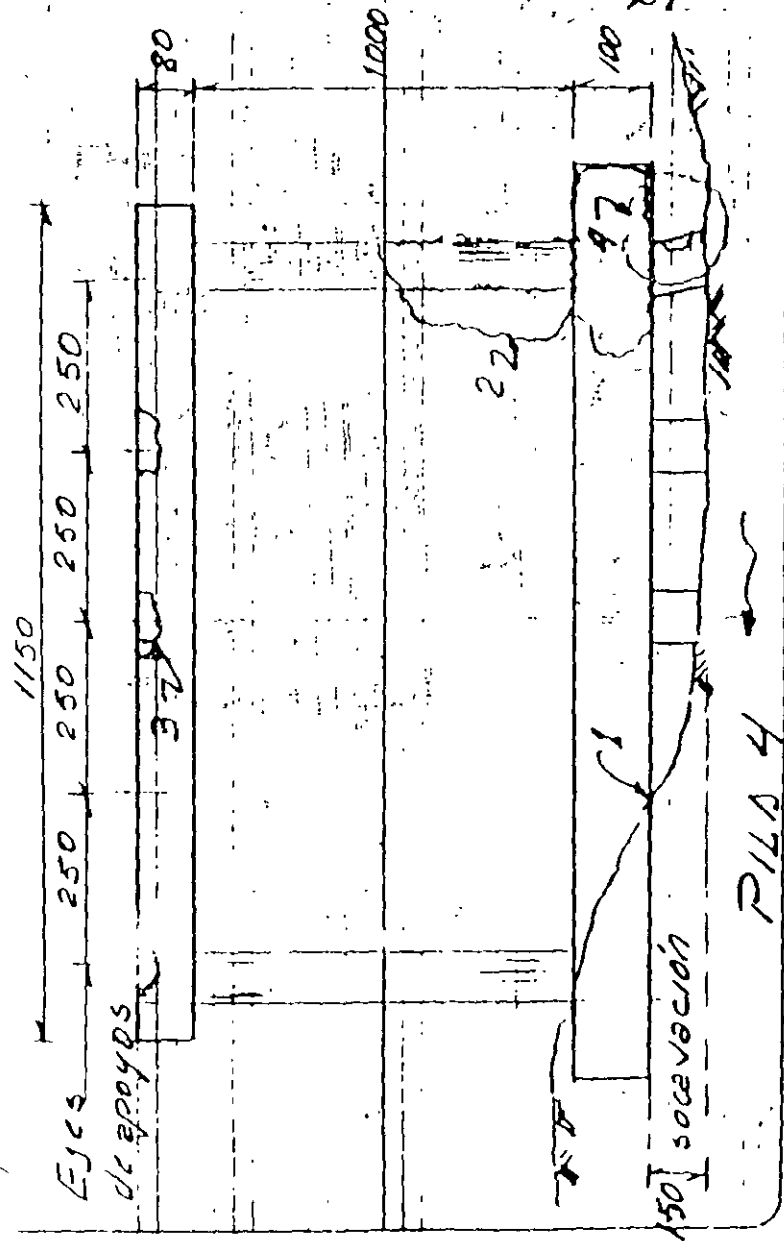


FIGURA NO. 3

Num 17-09-MNH

Fecha

38

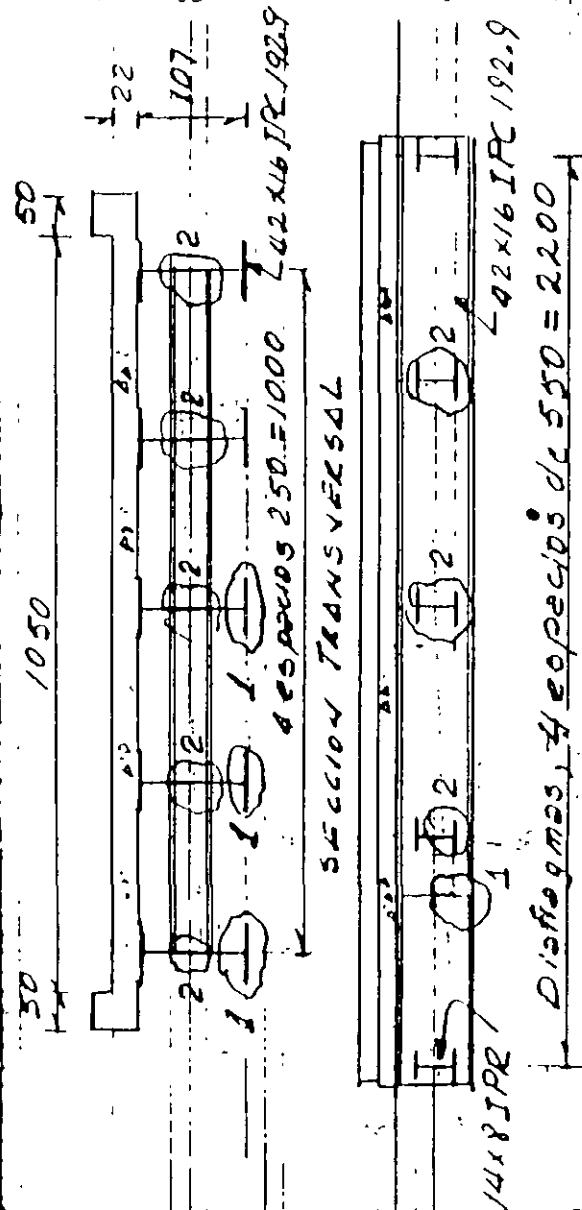
TRAMO 01-02. LOSA DE CONCRETO  
DEBIDO SOBRE UNO TRABES  
COMPUESTAS DE TRES PLACAS SOL-  
DADAS.

| Elemento No. | Nombre del elemento | Cali. de fierro | Problema                                      | Comentario                                   |
|--------------|---------------------|-----------------|---|--|
| 1            | Trabes principales  | 5               | Fractura en la junta de union Patin y el alma | De rota Fatiga Gamagra Fier todas las juntas |
| 2            | Diaphragmas         | 4               | Desperdicio de los elementos                  | Fracturas en las uniones por fatiga.         |

FIGURA NO. 4

17-09-MNH

39



Estrado 1 SECCION LONGITUDINAL P/lo 2  
TRAMO 01-02

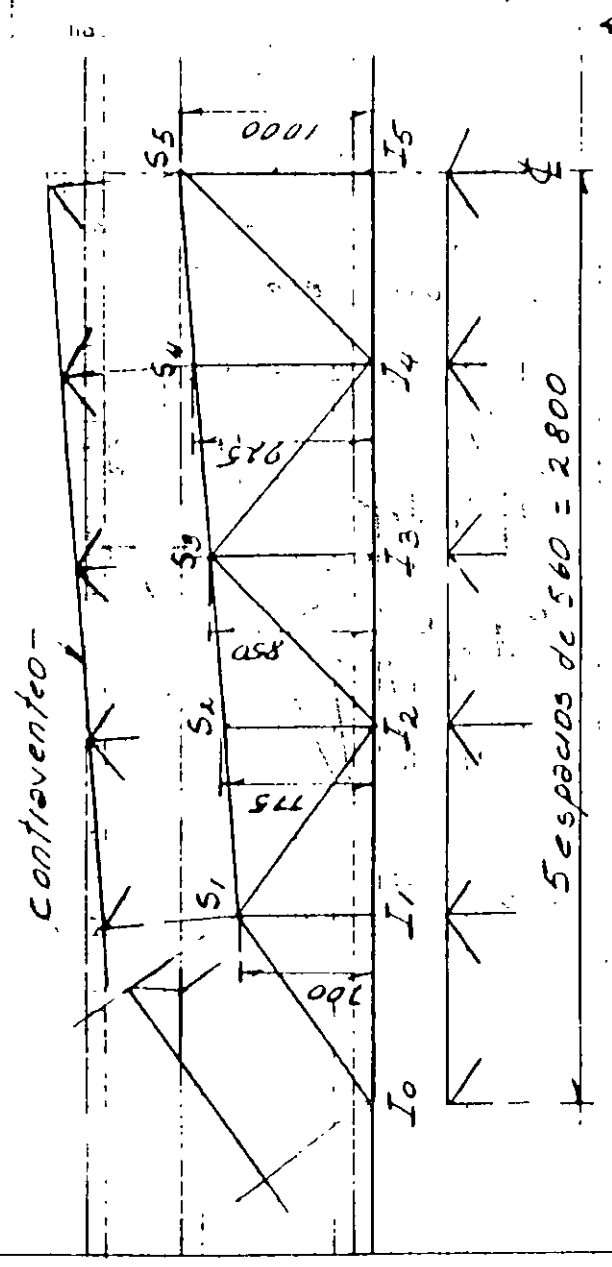
12-09-NNN 40

TRAMO 02-03. ARRUJADA DE ALERO PASO INFERIOR A TRAVÉS

| Elemento   | Nombre                                | Cali. | Problema                              | Condiciones               |
|--|---------------------------------------|-------|---------------------------------------|---------------------------|
| I <sub>0</sub> S <sub>1</sub>                                  | Punta diagonal exterior lado de recha | 5     | Impactado por un vehículo casi xacado | Reparado de inmediato     |
| I <sub>1</sub> S <sub>1</sub>                                  | Montaña etc                           | 5     | Seccionado por impacto                | Reponer                   |
| I <sub>0</sub>   | Junta                                 | 5     | Torcida por impacto                   | Perdida de remaches       |
| S <sub>1</sub>   | Junta                                 | 5     | Torcida                               | Idem                      |
| I <sub>0</sub> I <sub>4</sub><br>I <sub>4</sub> I <sub>5</sub> | Cucida inferior                       | 3     | Corrosión                             | Collejar                  |
| Armatura   | Toda la estructura                    | 4     | Aparente fatiga                       | Estudiar su reforzamiento |

FIGURA NO 5

17-09-NNN



TRAMO 02-03

17-09-MNH

Página 52

INSTRUMENTOS DE APOYO DE LAS ARMADURAS. APOYOS MÓVILES

| Elemento No. | Nombre del elemento | Coli. de Eje.ación | Problemas        | Comentarios                             |
|--------------|---------------------|--------------------|------------------|---|
| 1            | Placa de base       | 5                  | Corrosión severa | Limpiar y cubrir                        |
| 2            | Pernos de anclaje.  | 4                  | *                | Reemplazar.                             |
| 3            | Lapata de curva     | 5                  | Corrosión severa | Limpiar y quitar incrustaciones. Pintar |
| 4            | Perno               | 3                  | Corrosión ligera | Limpiar y pintar                        |
| 5            | Cabeza del perno    | 3                  | Ligera corrosión | Idem                                    |
| 6            | Placa superior      | 5                  | Corrosión fuerte | Limpiar y pintar                        |

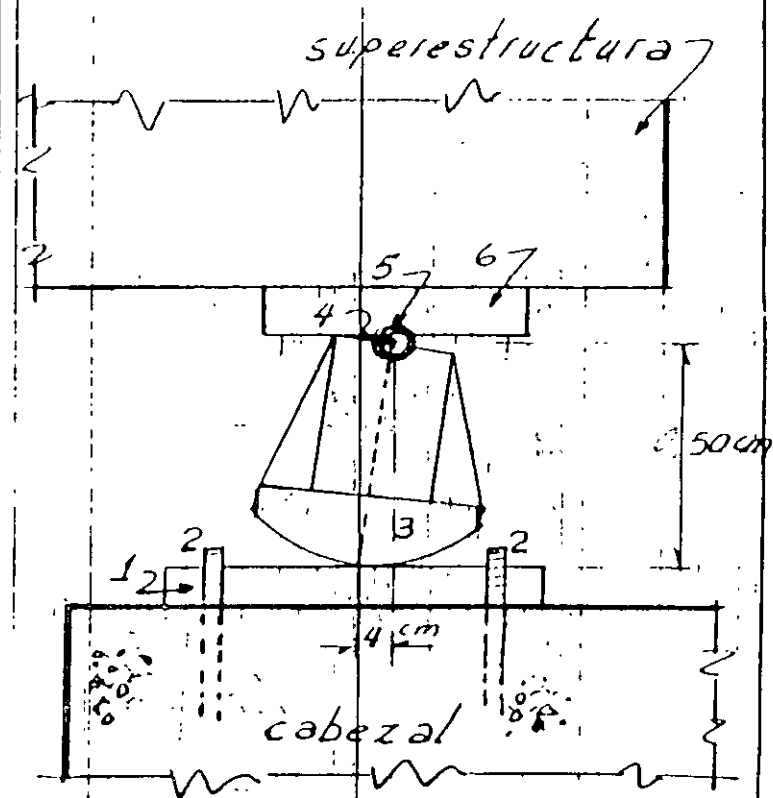
\* Pilas Na 3, 4, 5 y 6; los pernos muestran pérdida de las tuercas

NOTA: Esta es el desplome máximo que presentan las mediciones. Verificar si se recupera la verticalidad durante la construcción.

FIGURA NO. 6

17-09-MNH

53



Temperatura ambiente durante las mediciones 27 °C