

CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

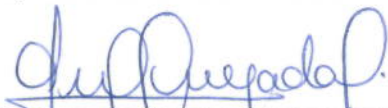
Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Milton Sandoval Quirós, Ing. Adrián Chaverri Coto, Ing. Giannina Ortiz Quesada, Ing. Sonia Vargas Calderón, como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.



Ing. Milton Sandoval Quirós.
Representante del Director



Ing. Adrián Chaverri Coto.
Profesor Guía



Ing. Giannina Ortiz Quesada.
Profesora Lectora



Ing. Sonia Vargas Calderón.
Profesora Observadora

San José, 24 de abril del 2014

Ing. Adrián Chaverri Coto
Escuela de Ingeniería en Construcción
Tecnológico de Costa Rica

Señor Chaverri:

El suscrito hace constar que se ha llevado a cabo la revisión filológica del texto titulado *Estudio físico de losas de concreto y vigas de acero para cinco puentes principales de la Ruta 27*.

El documento fue presentado por **Katherine de los Ángeles Vargas Padilla**, número de cédula 01-1424-0534, como proyecto final de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción del Tecnológico de Costa Rica.



Lic. Alejandro Lizano Fernández
Filólogo UCR
Céd. 01-1152-0855

Estudio físico de losas de concreto y vigas de acero para cinco puentes principales de la Ruta 27



Abstract

Bridge element inspection is the first step to reach the general proper assessment about the condition of materials and deterioration grade.

Visual and physical inspection duties are required to characterize both aspects, this is the reason why this project aims to give technical information about physical and functional real state of concrete decks and steel beams for five important bridges over the national highway called Ruta 27 from San José to Caldera that is managed by Autopistas del Sol S. A.

In order to accomplish this purpose is important to determinate the appropriate test for concrete and steel members evaluation, based on results obtained, to distinguish materials and defects and finally give a diagnosis about the elements in study.

The visual inspection work was possible through visits to the bridges to collect information about common concrete and steel defects while the physical one was the result of destructive and nondestructive test as core sampling, ultrasonic testing to verify the extent of defects on decks and magnetic particle test for weld analysis and thickness ultrasonic measurement for steel web beams.

The general cracking orientation is longitudinal for concrete bridges and cross for steel bridges due to the unbraced length in each case because of flexion stress, the concrete strength got from cores was upper to the design strength and it was possible to measure some crack deeps in one of the decks.

There is a partial loss of cross section due to corrosion that means [1%-9%] of reduction in moment capacity for main beams while welds in connections are without cracks and do not have fatigue signs.

Keywords: Bridge element inspection, Concrete bridge deck evaluation, Corrosion in steel beams, Visual and physical inspection, Cracking in concrete decks.

Resumen

La inspección de elementos en puentes es la base para una correcta evaluación general de la condición de los materiales y el grado de deterioro.

Para caracterizar ambos factores son necesarios trabajos de inspección visual y física; por eso, este proyecto pretende proveer a Autopistas del Sol S. A. de información técnica sobre el estado físico y funcional real de las losas de concreto y vigas de acero de cinco puentes principales de la Ruta 27, San José-Caldera, administrada por tal concesionaria.

Para lograrlo, es importante determinar los ensayos adecuados para la evaluación de los elementos de concreto y acero, con base en estos caracterizar materiales y daños, y, finalmente, diagnosticarlos.

La inspección visual se logró mediante visitas de campo para recolección de información sobre daños comunes en el concreto y el acero, mientras que la física consistió en aplicación de ensayos destructivos y no destructivos como extracción de núcleos, ultrasonido de losas para caracterización de daños, ensayo de partículas magnéticas en soldaduras de conexiones sobre los bastiones y medida de espesores con ultrasonido en el alma de las vigas.

El agrietamiento general es longitudinal para los puentes de concreto y transversal para los de acero desarrollados en la menor longitud no arriostrada; debido al fenómeno de flexión, la resistencia a la compresión es superior a la de diseño y fue posible medir profundidades de grietas en una de las losas.

Hay una pérdida parcial de sección transversal debido a la corrosión que se traduce en [1%-9%] de reducción de capacidad de momento en las vigas principales, mientras que las soldaduras en conexiones no presentan grietas ni señales de fatiga.

Palabras clave: inspección por elementos, evaluación de losas en puentes, corrosión en vigas de acero, inspección visual y física, agrietamiento en losas de concreto.

Estudio físico de losas de concreto y vigas de acero para cinco puentes principales de la Ruta 27

Estudio físico de losas de concreto y vigas de acero para 5 puentes principales de la Ruta 27

KATHERINE DE LOS ÁNGELES VARGAS PADILLA

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Diciembre del 2013

TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio	1
Resumen ejecutivo	2
Introducción	4
Metodología.....	6
Resultados.....	14
Análisis de los resultados.....	25
Conclusiones y recomendaciones	28
Apéndices.....	30
Anexos	31
Referencias	32
Apéndice 1.....	33

Prefacio

La concesionaria Autopistas del Sol S. A. externa su incertidumbre respecto de la condición actual de las losas y vigas principales en los puentes mayores de la Ruta 27 San José-Caldera, ubicados sobre el río Virilla, el río Ciruelas, el río Grande, el río Concepción y el río Salitral, en relación con su desempeño y vida útil, y además una preocupación asociada por la afectación directa a la operación de la carretera.

Dicha concesionaria ha empleado recursos en evaluaciones orientadas exclusivamente a la inspección visual; por ende, falta información precisa para respaldar la toma de decisiones basadas en criterio técnico, lo cual imposibilita un diagnóstico real de tales elementos estructurales en relación con su desempeño en el futuro.

Dada la inexistencia de estudios físicos para determinar la condición de los materiales y valoración de funcionamiento de estos elementos y el desconocimiento en cuanto a satisfacción de requisitos de durabilidad y servicio, se inicia una investigación con el fin de ejecutar una evaluación orientada a caracterizar los daños existentes y así proveer a la concesionaria de información técnica referente al estado físico y funcional real de las losas y vigas de los puentes de interés.

Por parte de Autopistas del Sol S. A., la oportunidad para iniciar tal proyecto fue brindada por el Ing. Claudio Pacheco Morera, subgerente de mantenimiento del Departamento de Explotación; las visitas necesarias a los sitios fueron posibles dada la colaboración del personal de Patrullaje y Operadores del Centro de Control bajo la coordinación del señor Luis Zamora.

Se destaca la participación del Ing. Adrián Chaverri Coto por su labor como guía durante el desarrollo del proyecto y valioso criterio para el análisis realizado; y de la Ing. Giannina Ortiz Quesada por su aporte y ayuda en la definición de la metodología implementada; ambos son profesores de la Escuela de Ingeniería en Construcción.

Igualmente, al profesor Óscar Chaverri Quirós, coordinador del Departamento de Ensayos no Destructivos de la Escuela de Ingeniería en Ciencias de los Materiales, por su disposición y consejo en la definición de los ensayos ejecutados para la evaluación de los elementos analizados en los puentes de acero.

A los técnicos del Laboratorio de Concreto del Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO) por la colaboración en ensayos destructivos realizados en las losas de concreto.

Finalmente, un agradecimiento especial a los estudiantes Gerardo Páez González y Juan Fernando Medina Ramírez, de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de San Carlos de Guatemala (USAC), quienes colaboraron en todas las labores de inspección y evaluación realizadas durante el trabajo de campo.

Resumen ejecutivo

La inspección por elementos de un puente constituye una herramienta fundamental para la evaluación de la infraestructura completa. Esta metodología se ha implementado con éxito desde la década de los noventa en los Estados Unidos y ha sido adoptada por varias entidades involucradas en el campo de evaluación en dicha materia.

La metodología se fundamenta en la importancia estructural del elemento de estudio para el puente en sí, el tipo de material que lo conforma, la presencia de defectos o daños y el grado de deterioro de los mismos, según el *AASHTO Guide Manual for Bridge Element Inspection*. (AASHTO, 2011).

Para los puentes principales de la Ruta 27 (San José-Caldera), administrada por la concesionaria Autopistas del Sol S. A., ubicados sobre los ríos Virilla, Ciruelas, Grande, Concepción y Salitral, se seleccionan las losas de concreto y las vigas de acero como los elementos de interés para el desarrollo de este proyecto.

En el marco del proyecto de investigación de la escuela de Ingeniería en Construcción del Tecnológico de Costa Rica (TEC), llamado *eBridge: Predicción remota de fallas en puentes*, que propone generar capacidad de predicción en vista de la necesidad actual del país de mejorar la administración y la toma de decisiones en temas de infraestructura de puentes, se aplicaron algunas de las herramientas básicas de ese proyecto: metodologías de evaluación que consideren tanto aspectos cualitativos como cuantitativos, identificación de mecanismos de fallas por tipo de puente, protocolos de inspección visual y física e identificación de herramientas probabilísticas para la determinación de niveles de confianza de variables de interés; el propósito es proveer a la concesionaria de información técnica referente al

estado físico y funcional real de ambos elementos principales.

Así, este proyecto no solo valida la metodología del proyecto *e-Bridge*, sino que responde a la inquietud planteada por la empresa interesada, que desde el 2010 únicamente había realizado inspecciones visuales de estos elementos por lo que había incertidumbre relacionada con los demás temas desarrollados en este trabajo.

A fin de lograrlo, fue necesario realizar, además, una inspección física apoyada en ensayos y pruebas adecuadas para la correcta evaluación del concreto en las losas y el acero en las vigas, lo cual permitió diagnosticar y brindar recomendaciones oportunas para su intervención.

Para las losas de concreto, se realizó un levantamiento detallado de grietas y deterioros, y una extracción de núcleos para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto. Dado que fue posible determinar las zonas más críticas en la losa, eventualmente fueron sometidas a un estudio con equipo de ultrasonido para concreto con el fin de lograr una mejor caracterización de los daños.

En cuanto a las vigas, se realizó una visita a cada puente para corroborar detalles vistos en planos, estado de elementos y conexiones, así como las condiciones de acceso; en aras de determinar si el grado de corrosión en las vigas principales afectaba o no su capacidad de resistencia, se midieron los espesores del alma de las vigas principales. Para descartar o no el fenómeno de fatiga, se analizó las soldaduras de algunas conexiones en los apoyos sobre los bastiones.

Los resultados obtenidos indican que las losas presentan un grado de daño en el que se requiere reparación pues hay grietas con espesores que sobrepasan los límites establecidos por el AASHTO, descascamientos,

huecos, pérdida de material, desgaste, agregado y refuerzo expuesto.

La resistencia a la compresión supera la de diseño de la mezcla para los núcleos extraídos de un único punto en la losa, con distribución de agregado uniforme sin vacíos importantes.

Con la aplicación del ultrasonido en un cuadrante de la zona del espaldón de la losa del puente sobre el río Virilla, se determinan profundidades de grietas de 7,09 mm y 7,55 mm.

La corrosión en el alma de las vigas principales ha provocado la pérdida de material, lo que se traduce en una disminución de capacidad de momento en un rango del [1%-9%].

Las soldaduras analizadas no presentan discontinuidades o grietas que indiquen presencia de fatiga en las primeras.

Ambos elementos evaluados deben ser reparados: la losa debe protegerse con una sobrecapa de asfalto o concreto con membrana impermeabilizante y las vigas deben cubrirse con pintura para inhibir la corrosión.

Introducción

Como lo señala el *AASHTO Guide Manual for Bridge Element Inspection*, la adecuada valoración de la condición de los elementos de un puente es la piedra angular en la gestión de esta infraestructura. La introducción de métodos de inspección de condición por elementos a principios de los años noventa representó un avance importante en la práctica de inspección de puentes y ha sido adoptada por la mayoría de los Departamentos Estatales de Transporte de Estados Unidos.

A nivel nacional, las entidades involucradas han reconocido los beneficios de una detallada valoración de condición por medio del uso de información de inspección en campo, amplias mediciones de rendimiento y, dentro del sistema de administración de puentes, la predicción de deterioros y evaluación. (AASHTO, 2011).

Los documentos *Bridge Inspector's Reference Manual* (BIRM) y el *Manual de Inspección de Puentes* del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) se toman como referencia para orientar y definir la metodología de inspección por implementar para el desarrollo de este proyecto, en donde la infraestructura de interés corresponde a los puentes principales de la Ruta 27¹ (San José-Caldera), administrada por la concesionaria Autopistas del Sol S. A. Están ubicados sobre los ríos Virilla, Ciruelas, Grande, Concepción y Salitral, y los elementos de interés son las losas de concreto y las vigas de acero.²

Del BIRM, para referirse a los procedimientos empleados en este proyecto y su relación con elementos de interés, se destacan los siguientes términos:

Inspección visual: se indica que la inspección de elementos de concreto y acero en búsqueda de grietas y otros defectos es principalmente una actividad visual.

Todas las superficies de concreto deben recibir una detallada inspección visual y la mayor parte de los defectos en puentes de acero son, primero, identificados de ese modo; para lograrlo, se requiere que el inspector se encuentre suficientemente cerca para tocar con sus manos el área de inspección.

Inspección física: una vez que los defectos son identificados visualmente, procedimientos físicos deben ser utilizados para verificar el grado del deterioro.

Ensayos destructivos: técnicas avanzadas para inspección del concreto y acero; se debe intervenir en la configuración y estado natural del elemento, como extracción de testigos de concreto o probetas de acero para pruebas de laboratorio.

Ensayos no destructivos: técnicas avanzadas para inspección del concreto y acero; no es necesario intervenir en la configuración y estado natural del elemento. Por ejemplo: ensayos ultrasónicos, uso de pachómetro o partículas magnéticas (AASHTO, 2011).

En vista de la incertidumbre con respecto a la condición actual de las losas y vigas principales en cuanto a su desempeño y vida útil, este proyecto se enfoca en la caracterización de daños de tales elementos, apoyado en una inspección visual que se complementa con una evaluación física para lograr diagnosticarlos.

Desde diciembre del 2010, se han realizado varias inspecciones orientadas únicamente al reconocimiento visual de daños³; por esta razón, el principal objetivo de esta investigación es proveer a la concesionaria de

¹ La ubicación de los puentes sobre la ruta se presenta en el diagrama del Anexo 1.

² Una hoja de inventario con la información más relevante para cada puente se puede consultar en el Apéndice 1.

³ Un resumen de antecedentes de estos trabajos se presenta en el Apéndice 2.

información técnica referente al estado físico y funcional real de los elementos de estudio; para lograrlo, es necesario realizar, además, una inspección física apoyada en ensayos y pruebas adecuadas para la correcta evaluación del concreto en las losas y el acero en las vigas. Así será posible diagnosticar y brindar recomendaciones oportunas para su intervención.⁴

La evaluación de tales deterioros se realiza con base en lo especificado en el *AASHTO Guide Manual for Bridge Element Inspection* para losas de concreto y vigas de acero.

Tanto la investigación como el trabajo de campo se realizan bajo la modalidad de Práctica Profesional Supervisada. Los criterios de referencia para la definición de la metodología implementada y el alcance de este proyecto, lo constituyen el plazo para desarrollarlo (4 meses), disponibilidad de recursos, pautas de operación de la autopista, logística de ejecución del trabajo de campo, personal disponible y colaboración por parte de entidades involucradas.

4 En los Apéndices 3 y 4, se presentan las fichas resumen de inspección y las fichas detalladas de inspección para cada puente evaluado.

Metodología

La infraestructura analizada son los puentes mayores de la Sección II (Ciudad Colón-Orotina) de la autopista San José-Caldera (Ruta 27), el puente sobre el río Virilla en el kilómetro 16+300, el puente sobre el río Ciruelas en el 21+800, el puente sobre el río Grande en el 30+200, el puente sobre el río Concepción en el 45+460 y el puente sobre el río Salitral en el kilómetro 48+040.

El periodo de ejecución del proyecto fue del 15 de julio al 15 de diciembre del 2013. Entonces, el trabajo de campo se realizó durante la época lluviosa del año, situación que dificultó la logística de operación.

Los cinco puentes poseen losa de concreto y dos de ellos tienen superestructura de acero (Ciruelas y Salitral), de manera que para estos el análisis se extendió además a estos elementos.

La metodología implementada se compone de trabajo de campo para visitas a los puentes y trabajo en oficina para investigación, generación de protocolos de inspección, coordinación de logística y análisis de datos. En vista de que los elementos estructurales de estudio son las losas de concreto y las vigas de acero, para cada uno se explica, a continuación, el procedimiento ejecutado.

Losas de concreto

Con el propósito de determinar los ensayos y pruebas atinentes a la evaluación de las losas, se inicia el trabajo con varias visitas a campo para inspección.

Estas visitas se realizaron en su mayoría, días feriados, fines de semana y en algunos casos en turno nocturno (10:00 p.m. a 5:00 a.m.) para mejor manejo de tránsito y logística, dado que estos puentes están en operación.

Inspección visual

La inspección visual consistió en un levantamiento detallado de grietas y deterioros en la losa, por cuadrantes de 15 m de largo por el ancho de un carril para cada sentido de flujo de tránsito (San José-Caldera y Caldera-San José); por lo tanto, se trabajó con pasos regulados y estrechamientos de carril, según el ancho del puente. Estos fueron efectuados de acuerdo con los protocolos de seguridad de la empresa y con su personal.



Figura 1. Paso regulado en el puente sobre el río Ciruelas



Figura 2. Estrechamiento de carril en el puente sobre el río Virilla



Figura 3. Iluminación en losa del puente sobre río Grande



Figura 6. Determinación de orientación longitudinal



Figura 4. Levantamiento de deterioros.



Figura 7. Medición de espesor de grieta

En el caso del agrietamiento, en plantillas de inspección, se registró información de orientación, espesores, longitudes, espaciamento y ubicación en la losa. Las siguientes figuras ilustran el modo de recolección de estos datos.



Figura 5. Determinación de orientación transversal



Figura 8. Medición de longitud de grieta



Figura 9. Medición de espaciamiento entre grietas

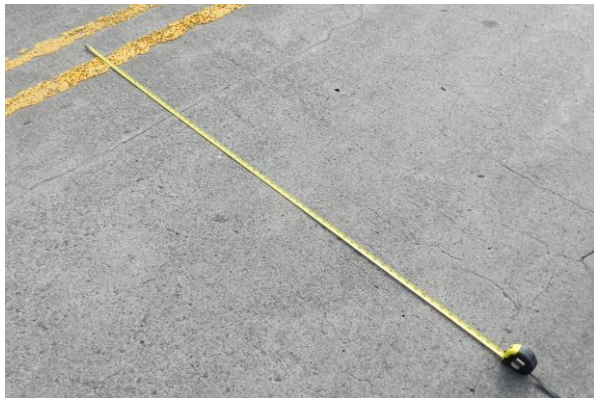


Figura 10. Ubicación de grietas

Con estos datos, se realizó un diagrama de deterioros⁵ que, además, contempla otros daños observados: agrietamiento tipo mapeo, baches, desgaste, manchas, huecos, desprendimientos de material y acero de refuerzo expuesto.

El trabajo de campo se complementó con un amplio registro fotográfico.

Inspección física

Una vez concluida la inspección visual, para generar la información técnica necesaria referente a caracterización de materiales y daños se procede con una inspección física, que consiste en la aplicación de ensayos destructivos y no destructivos sobre el elemento de interés.

⁵ Los deterioros se listan en la hoja de clasificación de deterioros y se registran en las plantillas de inspección que se adjuntan en los Apéndices 5 y 6, respectivamente.

Extracción de núcleos

El ensayo destructivo realizado consistió en una extracción de núcleos para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto.

Se extrajo un núcleo por losa; la ubicación exacta se detalla en la ficha detallada de inspección. El procedimiento fue ejecutado por técnicos de laboratorio con experiencia en el ensayo, según la norma ASTM C-39⁶ para determinación de la resistencia a la compresión de testigos de concreto.

Para la ejecución de este ensayo, se inició con un estrechamiento de carril para el sitio de extracción; antes de proceder con el corte se debe ubicar el acero de refuerzo para definir la zona apropiada.



Figura 11. Demarcación de zona de trabajo



Figura 12. Ubicación de acero de refuerzo

⁶ Se puede consultar la norma en el Anexo 2.



Figura 13. Proceso de corte



Figura 14. Extracción de núcleos.

Cada extracción se documentó con fotos y algunos videos.

Las características de los testigos analizados y el resultado obtenido para cada uno se detallan en el Informe Final entregado por el CIVCO⁷, entidad que prestó el servicio.

Ultrasonido de concreto

Con la información recolectada durante la inspección visual, fue posible determinar las zonas más críticas en la losa que, eventualmente, debían ser sometidas a un estudio más detallado mediante equipo de ultrasonido para concreto, con el fin de lograr una mejor caracterización de los daños.

Entre las características más relevantes para la ejecución de este ensayo, se destaca la ausencia de vibraciones y humedad; el

procedimiento se inicia con la calibración del equipo; se limpia y pule la zona por evaluar, previamente determinada; se coloca vaselina en los lugares requeridos para los palpadores y se ubica el equipo para realizar la evaluación; una vez finalizado lo anterior, se registran los datos en la ficha de toma de datos del ensayo.



Figura 15. Calibración del equipo



Figura 16. Preparación de la zona de trabajo



Figura 17. Ejecución del ensayo

⁷ El informe se muestra en el Anexo 3.

Este ensayo se ejecutó durante la jornada nocturna, se aplicó solamente encima de la losa del puente sobre el río Virilla en la zona del espaldón, puesto que no fue posible coordinar los cierres parciales necesarios.

Evaluación

Para la evaluación de las losas, se utiliza la metodología descrita en el *AASHTO Guide Manual for Bridge Element Inspection*.

Con base en este, se toman los lineamientos básicos para el procesamiento y análisis de los datos obtenidos por medio del trabajo de campo.

Diagnóstico

Establecer la condición real de las losas fue un trabajo extenso de investigación; el objetivo durante esta fase es caracterizar los daños y establecer posible causas para proponer recomendaciones de intervención.

Fue necesaria la lectura de varias tesis y publicaciones relacionadas con el tema de deterioro en losas de concreto de puentes. Se tomaron recomendaciones del *Bridge Deck Evaluation Manual* y el *Bridge Inspection Referecen Manual*, ambos del AASHTO.

Vigas de acero

Para la evaluación de los elementos de acero que conforman la superestructura de los puentes sobre los ríos Ciruelas y Salitral, se siguió un procedimiento similar al de las losas.

Antes de las visitas de campo, se dedicó tiempo para el estudio de los planos que contienen los detalles relevantes. Sobre esa base, se determinó la existencia de dos vigas principales laterales y algunas conexiones soldadas hacia las cuales se orienta la investigación.

Inspección visual

Se visitó cada puente con el propósito de corroborar detalles vistos en planos, estado de elementos y conexiones lo mismo que las condiciones de acceso para posterior definición del procedimiento por ejecutar.

Se tomó nota de longitud de atiesadores, estado de conexiones, peralte de vigas principales y condiciones de acceso para futuros procedimientos.



Figura 18. Longitud de atiesadores.



Figura 19. Estado de las conexiones apernadas



Figura 20. Peralte de vigas principales



Figura 21. Condiciones de acceso.

La información recolectada durante esta etapa fue fundamental para la selección del tipo de ensayos por ejecutar en la caracterización física.

Inspección física

Conscientes de que desde su construcción, los puentes de acero no han sido intervenidos para labores de mantenimiento, inspección o reparación, los fenómenos de más preocupación son la corrosión observada y la posibilidad de que exista fatiga en algunas conexiones. Entonces, se toman los principales criterios para la definición de los ensayos por ejecutar en esta fase.

Con el fin de determinar si el grado de corrosión en las vigas principales es o no relevante en cuanto a afectación de su capacidad de resistencia, se decide realizar una medición de espesores del alma de las vigas principales que conforman la superestructura; asimismo, para descartar o no el fenómeno de fatiga, se decide analizar las soldaduras de algunas conexiones en los apoyos sobre los bastiones, dada la facilidad de accesos tanto para equipo requerido como personal involucrado; es decir, por la facilidad de ejecución.

Ambos ensayos se seleccionaron tomando en cuenta las condiciones de acceso a los elementos, la disponibilidad del equipo, los recursos destinados y el personal requerido. Estos se detallan a continuación:

Medición de espesores

Con base en detalles vistos en planos, se conoce que el alma de las vigas principales es de espesor variable según el tramo en el que se encuentran. Con esta información, se confecciona un diagrama de medición⁸ con los puntos por cada tramo para las vigas principales en cada puente.

El ensayo no destructivo consistió en una medición con equipo de ultrasonido en acero que emite una onda que viaja a través del material y es recibida por un palpador que capta la señal a través de su adherencia, por un material acoplante, a la superficie lisa del elemento. Los detalles de este ensayo se resumen en la ficha detallada de inspección citada anteriormente.

Con miras a la ejecución de este ensayo, se decidió que la forma más efectiva de proceder era desplazándose a lo largo de toda la superestructura a través de los diafragmas. Para concretar tal recorrido fue necesario, además del equipo de seguridad, un equipo especial para trabajos en altura: arnés, sillín, línea de vida y cuerdas de anclaje.



Figura 22. Forma de desplazamiento.

⁸ La diagramación de los puntos de medición de espesores para cada viga principal se muestra en el Apéndice 7.



Figura 23. Calibración del equipo



Figura 24. Preparación del punto de medición

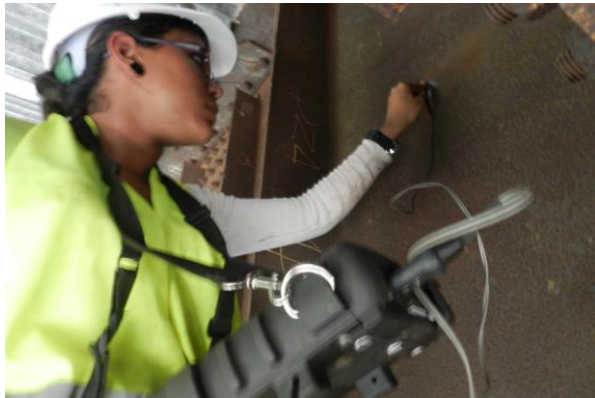


Figura 25. Medición de espesor.

Se realizan dos mediciones por cada tramo; para tal efecto, un tramo se considera como la longitud de viga que se mantiene completa y uniforme; por ende, cada cambio de elemento a través de una conexión apernada significa un cambio de tramo; se mide al inicio y al final de estos tramos; las mediciones se realizan sobre una superficie lisa (que se limpia previamente con una lija) y luego se coloca

vaselina como material acoplante; el punto de medición se ubica siempre en el centro del elemento.

Los valores leídos en milímetros se anotan en una hoja de registro para luego realizar la comparación con el espesor especificado en planos. ⁹

Ensayo de partículas magnéticas

El fin de este ensayo es el análisis de las soldaduras de una conexión, con el objetivo de determinar si existen discontinuidades o grietas.

Se seleccionan 20 soldaduras para el puente sobre el río Salitral (10 por cada bastión) y 16 para el puente sobre el río Ciruelas, también distribuidas equitativamente entre ambos bastiones, a fin de aplicar este ensayo. ¹⁰

Previamente, debían seleccionarse y limpiar (con un cepillo de acero tipo copa de fibras gruesas, adaptado a una esmeriladora eléctrica) las soldaduras por analizar; luego se aplicó una capa de laca de contraste, y por último, se magnetizó la zona donde por medio de la aplicación de partículas magnéticas se revelarían las discontinuidades existentes, si hubiera.

Este tipo de ensayo, no destructivo, requiere ser ejecutado e interpretado por una persona con experiencia en el tema; por esta razón, el ingeniero Óscar Chaverri Quirós se encargó tanto de la aprobación de la limpieza previa como de la realización del ensayo.



Figura 26. Limpieza de soldaduras.

⁹ El registro comparativo de espesores se muestra en el Apéndice 8.

¹⁰ El esquema de soldaduras analizadas para cada bastión se muestra en el Apéndice 9.

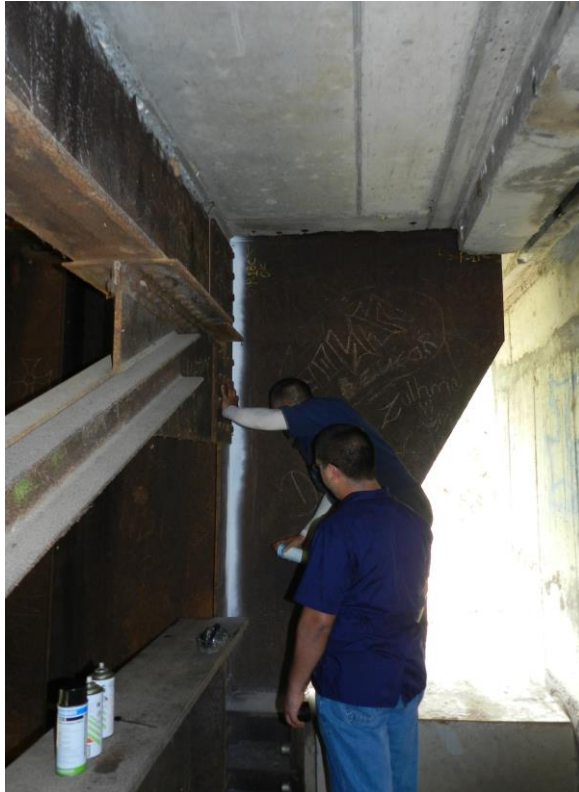


Figura 27. Aplicación de laca de contraste



Figura 28. Ejecución de ensayo (magnetización y aplicación de partículas)

Capacity of Corroded I-Beam Sections. (Y. Shari; y R. Rahgozar, 2010)

Igualmente, la interpretación realizada por el ingeniero Óscar Chaverri Quirós se toma como referencia para la caracterización de las soldaduras analizadas.

Diagnóstico

Los resultados obtenidos del análisis de los datos de ambos ensayos se utilizan para diagnosticar los elementos de la superestructura sometidos a estudio.

Igualmente, fue necesaria la lectura de varios documentos relacionados con corrosión y fatiga en miembros de acero. También se usó *software* de análisis estadístico y probabilístico para procesamiento e interpretación de los datos recolectados.

Evaluación

Los datos recolectados en la medición de espesores se contrastan con los indicados en los planos y se analiza la capacidad del elemento con base en el documento *Simple Assessment Method to Estimate the Remaining Moment*

Resultados

Los resultados obtenidos tanto de la inspección visual como de la física se presentan para cada puente de interés, según elemento de estudio y por cada procedimiento ejecutado.

Losas de concreto

A continuación, se detallará lo correspondiente a inspección visual e inspección física de las losas de concreto.

Inspección visual

Durante la inspección visual de las losas, se logró realizar un levantamiento detallado para cada una, con caracterización de las grietas y otros deterioros encontrados.

En los siguientes cuadros resumen, se muestran los principales resultados derivados de la inspección realizada para cada losa.

El primero se refiere a la caracterización del tipo de agrietamiento predominante; el segundo, a los detalles del agrietamiento tipo mapeo que se observó solamente en las losas de los puentes sobre los ríos Virilla, Grande, Concepción y Salitral; y el tercero presenta datos de los otros daños encontrados.

CUADRO 1. CARACTERIZACIÓN DE GRIETAS EN LA LOSA						
Puente	Orientación (\perp - \parallel)	Espaciam. (cm)	Long. (m)	Rango Espesor (mm)	Esp. Común (mm)	Ubicación
Virilla	Longitudinal \parallel	@25	3,0	0,15-2,00	0,80	Entre línea de centro y línea de borde
Ciruelas	Transversal \perp	@65	5,0	0,30-10,00	5,00	Atraviesan la calzada
Río Grande	Longitudinal \parallel	@25	5,0	1,25-10,00	8,00	En toda la losa hasta la zona del espaldón
Concepción	Longitudinal \parallel	@20	2,5	0,60-8,00	1,50	Cerca de línea de centro y espaldón
Salitral	Transversal \perp	@35	3,0	0,80-20,00	5,00	En toda la losa

Fuente. Realización propia con datos recolectados en campo. Elaborado con Microsoft Office Word 2013.

CUADRO 2. AGRIETAMIENTO TIPO MAPEO					
Puente	Ubicación (cerca de)	Cuadrantes (cm ²)	Longitud (m)	Rango Espesor (mm)	Esp. Común (mm)
Virilla	Juntas de Expansión	30X30 y 80X70	5,0	0,90-1,50	20,00
Río Grande	Juntas de Expansión	20X20 y 25X25	5,0	1,00-2,50	4,00
Concepción	Juntas de Expansión	15X20 y 25X30	5,0	0,80-8,00	10,00
Salitral	Juntas Expansión y Zonas Medias	10X10 y 25X25	5,0	1,00-4,00	10,00

Fuente. Realización propia con datos recolectados en campo. Elaborado con Microsoft Office Word 2013.

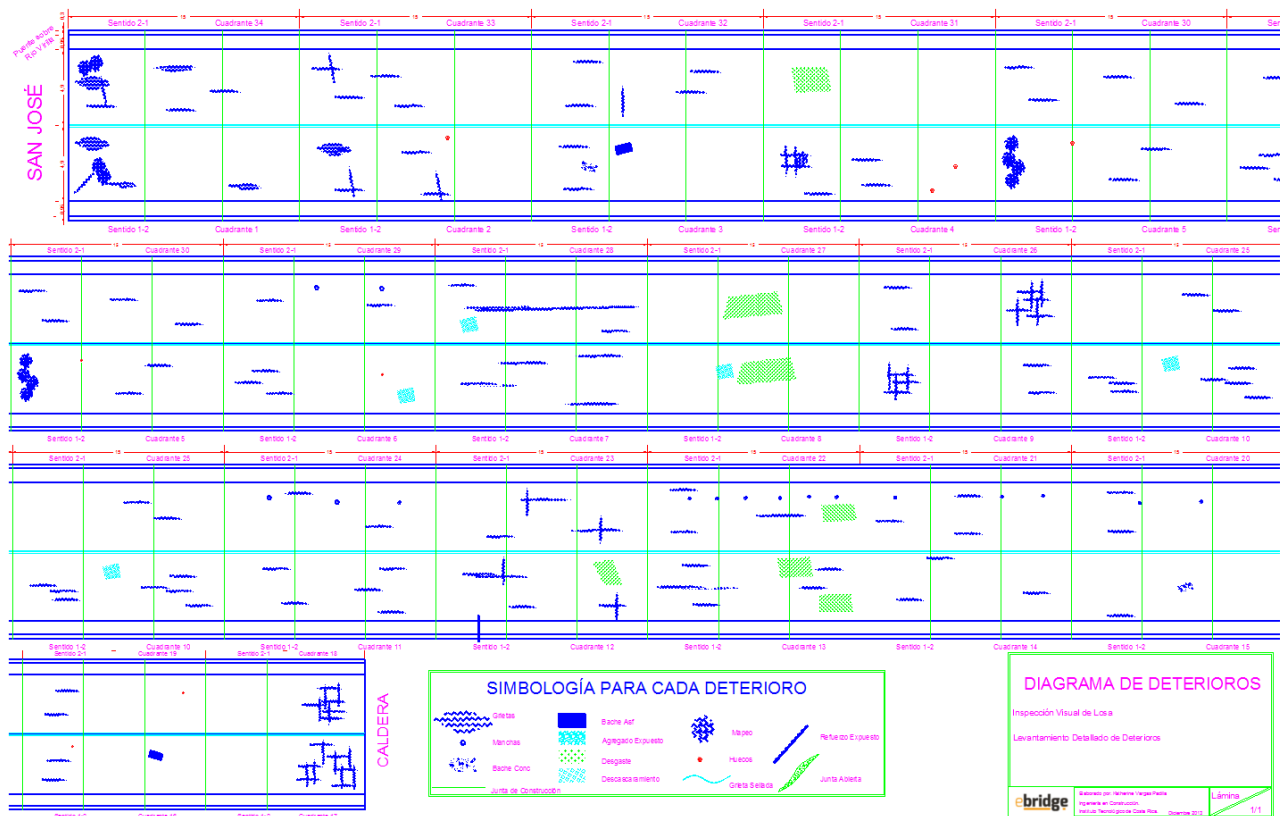
CUADRO 3. OTROS DAÑOS OBSERVADOS					
Tipo de deterioro	Virilla	Ciruelas	Río Grande	Concepción	Salitral
Baches	Pocos/ Concreto	NO	Concreto 0.7%*Área	Concreto/Asfalt o 1.4%*Área	NO
Desgastes (Agreg. Exp.)	SÍ	SÍ	NO	SÍ	SÍ
Desprendimientos	$\Theta=20$ cm.	NO	NO	NO	SÍ
Manchas	Amarillo-Rojizo	NO	NO	NO	NO
Huecos (Diámet. Θ)	10-20-30 cm.	Entre grietas	1,0-3,0 cm	NO	8,0-15,0 cm
Refuerzo expuesto	NO	NO	SÍ	NO	NO

Fuente. Realización propia con datos recolectados en campo. Elaborado con Microsoft Office Word 2013.

Además, se confecciona un diagrama de deterioro para cada losa. Se registran detalles como ubicación de las juntas de construcción, ubicación de cada deterioro, división por

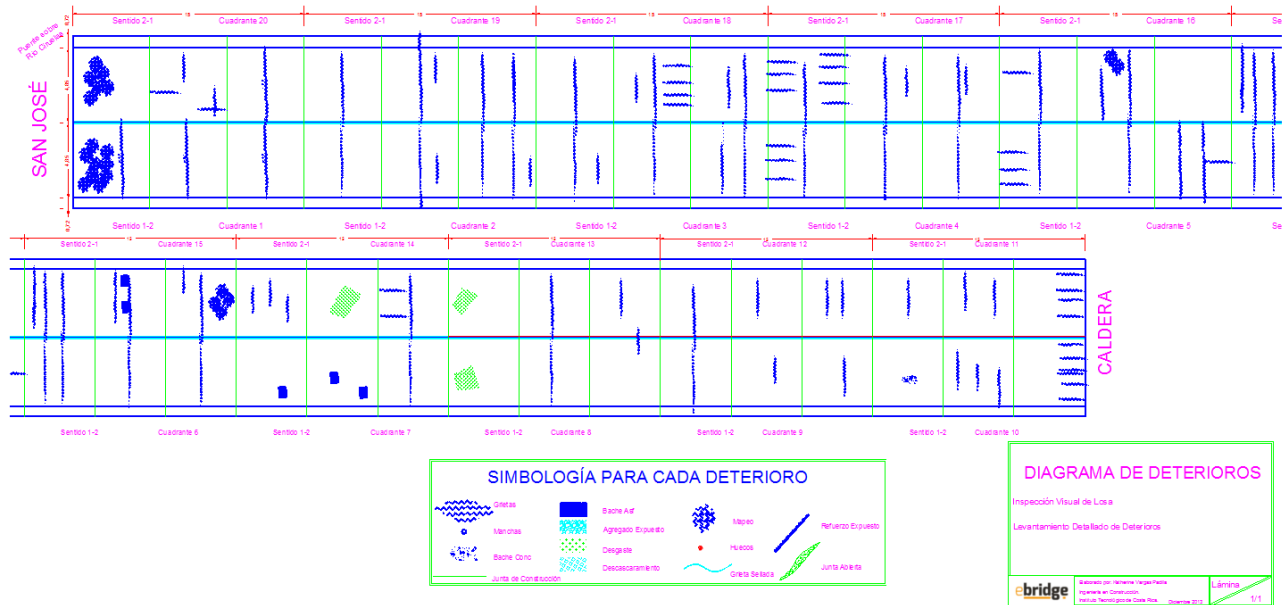
cuadrantes, sentido de flujo para cada carril, así como las dimensiones geométricas de la losa. Estos se muestran en las siguientes Figuras:

FIGURA 1. DIAGRAMA DE DETERIORO DE LA LOSA DEL PUENTE SOBRE RÍO VIRILLA



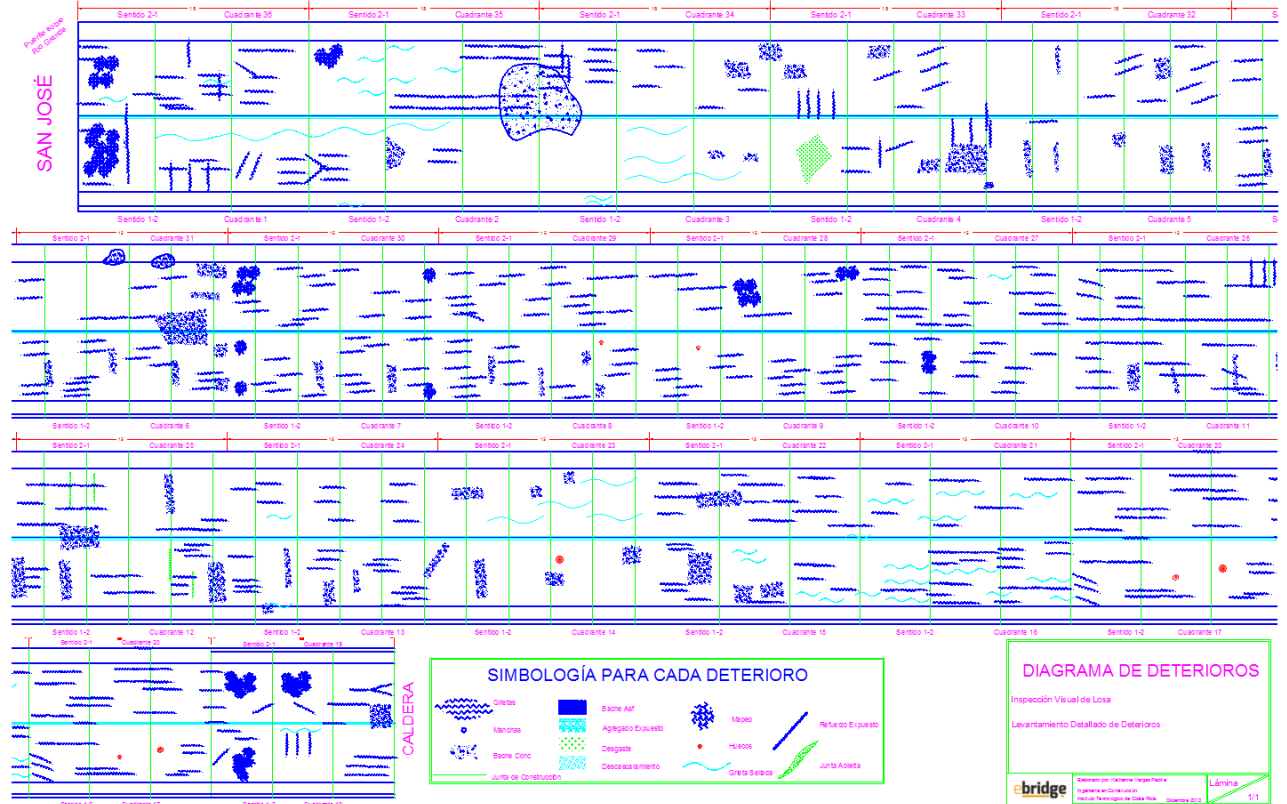
Fuente. Realización propia con datos recolectados en campo. Elaborado con AutoCAD 2012.

FIGURA 2. DIAGRAMA DE DETERIORO DE LA LOSA DEL PUENTE SOBRE RÍO CIRUELAS



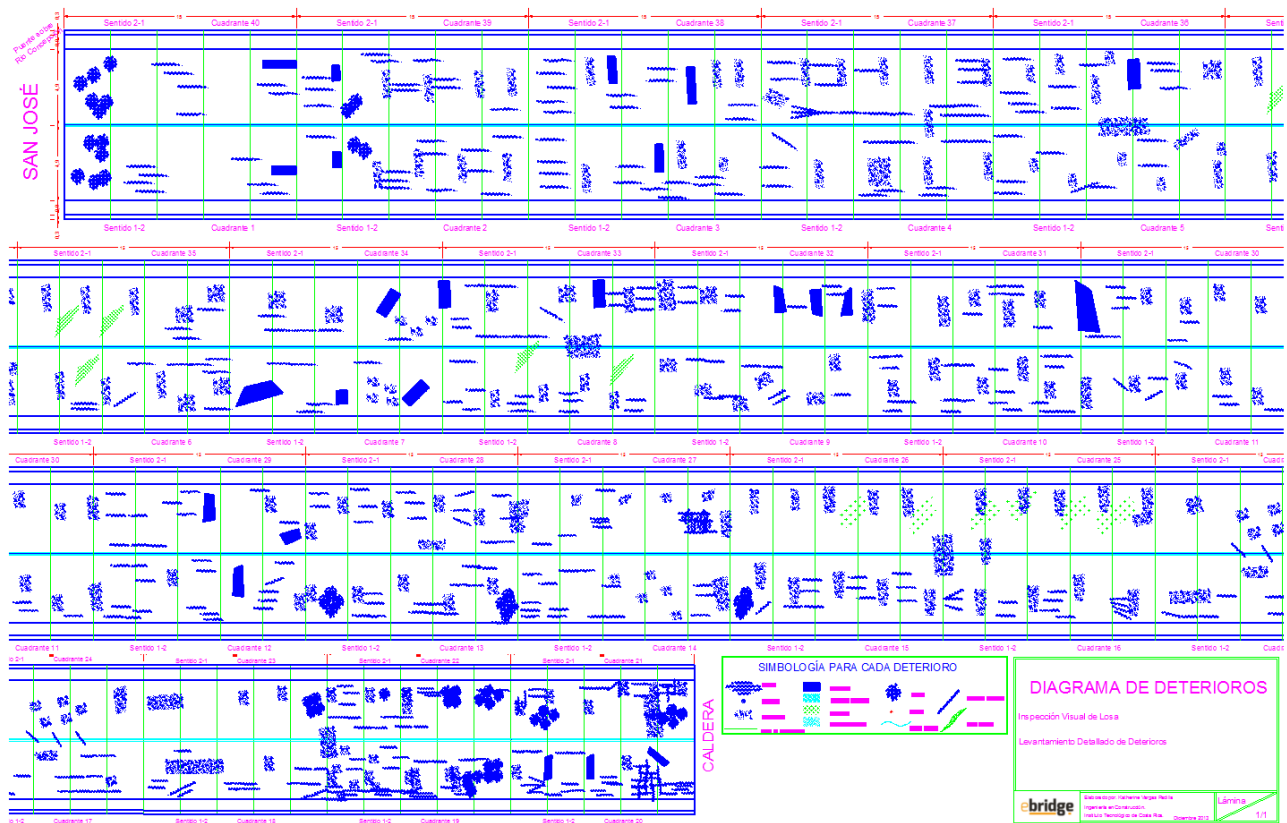
Fuente. Realización propia con datos recolectados en campo. Elaborado con AutoCAD 2012.

FIGURA 3. DIAGRAMA DE DETERIORO DE LA LOSA DEL PUENTE SOBRE RÍO GRANDE



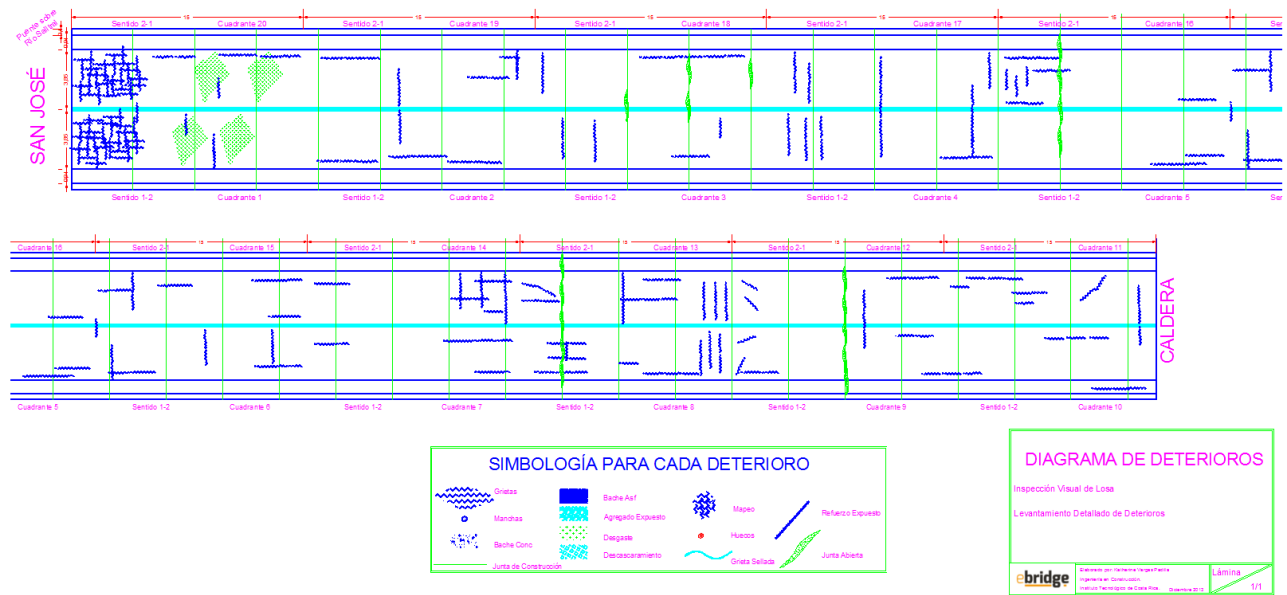
Fuente. Realización propia con datos recolectados en campo. Elaborado con AutoCAD 2012.

FIGURA 4. DIAGRAMA DE DETERIORO DE LA LOSA DEL PUENTE SOBRE RÍO CONCEPCIÓN



Fuente. Realización propia con datos recolectados en campo. Elaborado con AutoCAD 2012.

FIGURA 5. DIAGRAMA DE DETERIORO DE LA LOSA DEL PUENTE SOBRE RÍO SALITRAL



Fuente. Realización propia con datos recolectados en campo. Elaborado con AutoCAD 2012.

Inspección física

De seguido, se detalla lo referente a extracción de núcleos y ultrasonido de losas.

Extracción de núcleos

Los resultados del ensayo destructivo practicado son los brindados por el Laboratorio de Concreto del CIVCO.

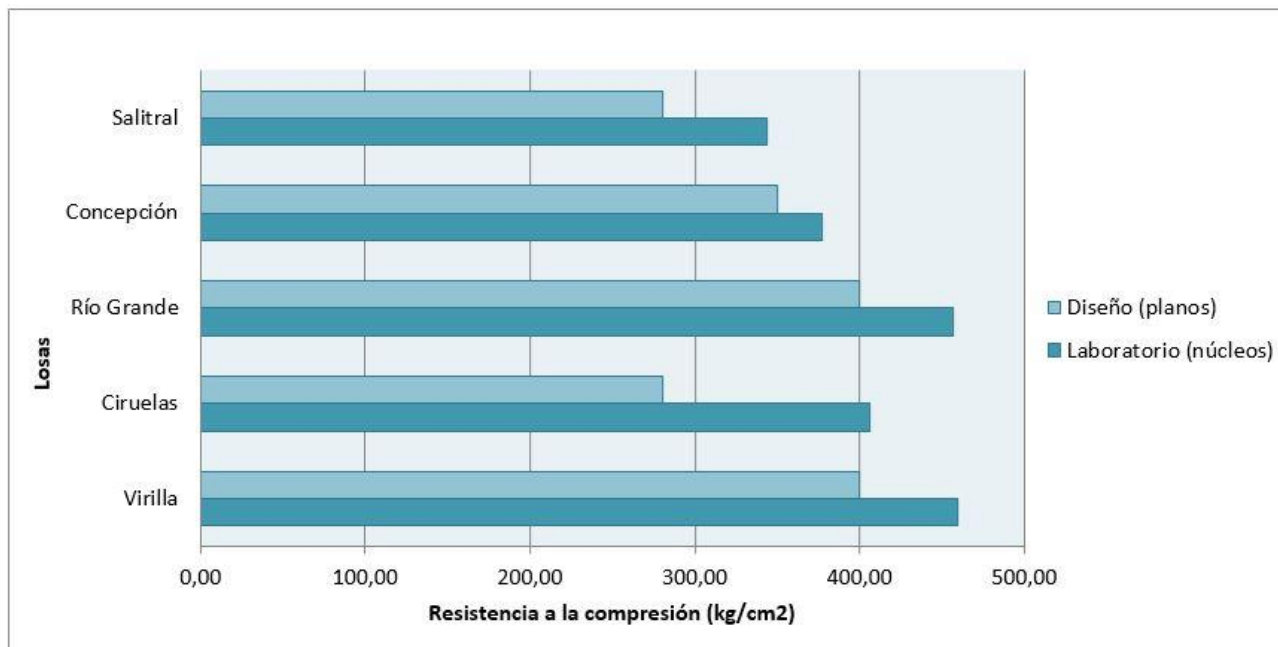
Se observó mezcla de distribución uniforme, agregado de 19 mm de diámetro, sin vacíos importantes para los cinco casos.

En el Cuadro 4, se muestran las resistencias a la compresión obtenidas para cada testigo fallado y en la *Figura 6*. se compara con la resistencia de diseño obtenida directamente de lo especificado en planos.

CUADRO 4. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE NÚCLEOS DE CONCRETO		
Losa de puente	Resistencia a la compresión (MPa)	Resistencia a la compresión corregida (kg/cm ²)
Virilla	49,31	459,00
Ciruelas	43,37	406,00
Río Grande	48,66	457,00
Concepción	37,85	377,00
Salitral	38,70	344,00

Fuente. Realización propia con datos del Informe Final CIVCO-IPS-01-ALP-104-13. Elaborado con Microsoft Office Word 2013.

FIGURA 6. COMPARACIÓN DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN



Fuentes. Realización propia con datos de Cuadro 4 y especificaciones en planos de cada puente. Elaborado con Microsoft Office Excel 2013.

Ultrasonido de Losas

Este se realizó únicamente en la losa del puente sobre el río Virilla, en un cuadrante ubicado en la zona de espaldón.

CUADRO 5. ULTRASONIDO APLICADO A CUADRANTE DE 6X6		
Puntos de medición	Detección de defectología	Profundidad de grieta
1	SÍ	--
2	SÍ	--
3	SÍ	--
4	NO	--
5	SÍ	7,55 mm
6	SÍ	--
7	SÍ	--
8	SÍ	--
9	SÍ	7,09 mm
10	SÍ	--
11	NO	--
12	SÍ	--

Fuente. Elaboración propia con datos de campo. Elaborado con Microsoft Office Excel 2013.

Vigas de acero

En las siguientes líneas, se desarrollará lo concerniente a inspección visual e inspección física de las vigas de acero.

Se realizó un recorrido en busca de oxidación, corrosión, deformaciones de elementos, pérdida de pernos en conexiones, grietas en soldaduras, conexiones o elementos, piezas rotas o exposición a humedad. Estos se tabulan en el siguiente cuadro resumen para cada puente:

Inspección visual

Durante la visita para inspección de los puentes de los ríos Ciruelas y Salitral, se logró determinar los principales deterioros en los elementos que conforman la superestructura.

CUADRO 6. DETERIOROS ENCONTRADOS EN ELEMENTOS DE ACERO		
Deterioro/puente	Ciruelas	Salitral
Oxidación	Mayor en almas de vigas princip.	Todos los elementos
Corrosión	Mayor en conexiones apernadas	Mayor en vigas princip. y secundar.
Deformación	En ningún elemento	En elemento secundario /diagonal
Pérdida/Rotura de pernos	No se observó	No se observó
Grietas	No se observó	No se observó
Rotura de elementos	No se observó	No se observó
Elementos expuestos a agua	No se observó	Vigas y conexiones en diafragmas

Fuente. Elaboración propia con datos de campo. Elaborado con Microsoft Office Word 2013.

Además, se observó acumulación de suciedad, telas de araña y polvo en los elementos.

Inspección física

Se presenta, a continuación, lo atinente a medición de espesores y a partículas magnéticas.

Medición de Espesores

Después de realizar un análisis estadístico de todos los datos registrados con el ultrasonido y su posterior comparación con el espesor especificado en planos, se obtiene un valor de pérdida de sección para cada punto de medición.

Con la información se busca la mejor distribución probabilística con ayuda del programa Minitab16 y se calcula el percentil 95 (probabilidad del 95%) para la distribución con coeficiente de correlación (R^2) mayor para obtener el mayor rango de pérdida de espesor posible, con un porcentaje de error menor a 0,5% para cada viga principal en cada puente¹¹.

Estos resultados se detallan en el Cuadro 7 para el puente sobre el río Ciruelas y en el Cuadro 8 para el puente sobre el río Salitral:

CUADRO 7. PÉRDIDA DE ESPESOR EN VIGAS DEL PUENTE CIRUELAS						
Viga principal	Tipo de distribución	Coeficiente correlación R^2	Percentil	%Error estándar	Rango para pérdida de espesor	
					Valor mínimo (mm)	Valor máximo (mm)
1-2	Parameter Loglogistic	0,892	95	0,20	0,52	1,34
2-1	Parameter Loglogistic	0,937	95	0,32	0,55	1,89

Fuente. Elaboración propia con datos del análisis con Minitab16. Elaborado con Microsoft Office Word 2013.

CUADRO 8. PÉRDIDA DE ESPESOR EN VIGAS DEL PUENTE SALITRAL						
Viga principal	Tipo de distribución	Coeficiente correlación R^2	Percentil	%Error estándar	Rango para pérdida de espesor	
					Valor mínimo (mm)	Valor máximo (mm)
1-2	Parameter Loglogistic	0,936	95	0,21	1,34	2,17
2-1	Parameter Loglogistic	0,906	95	0,19	0,52	1,28

Fuente. Elaboración propia con datos del análisis con Minitab16. Elaborado con Microsoft Office Word 2013.

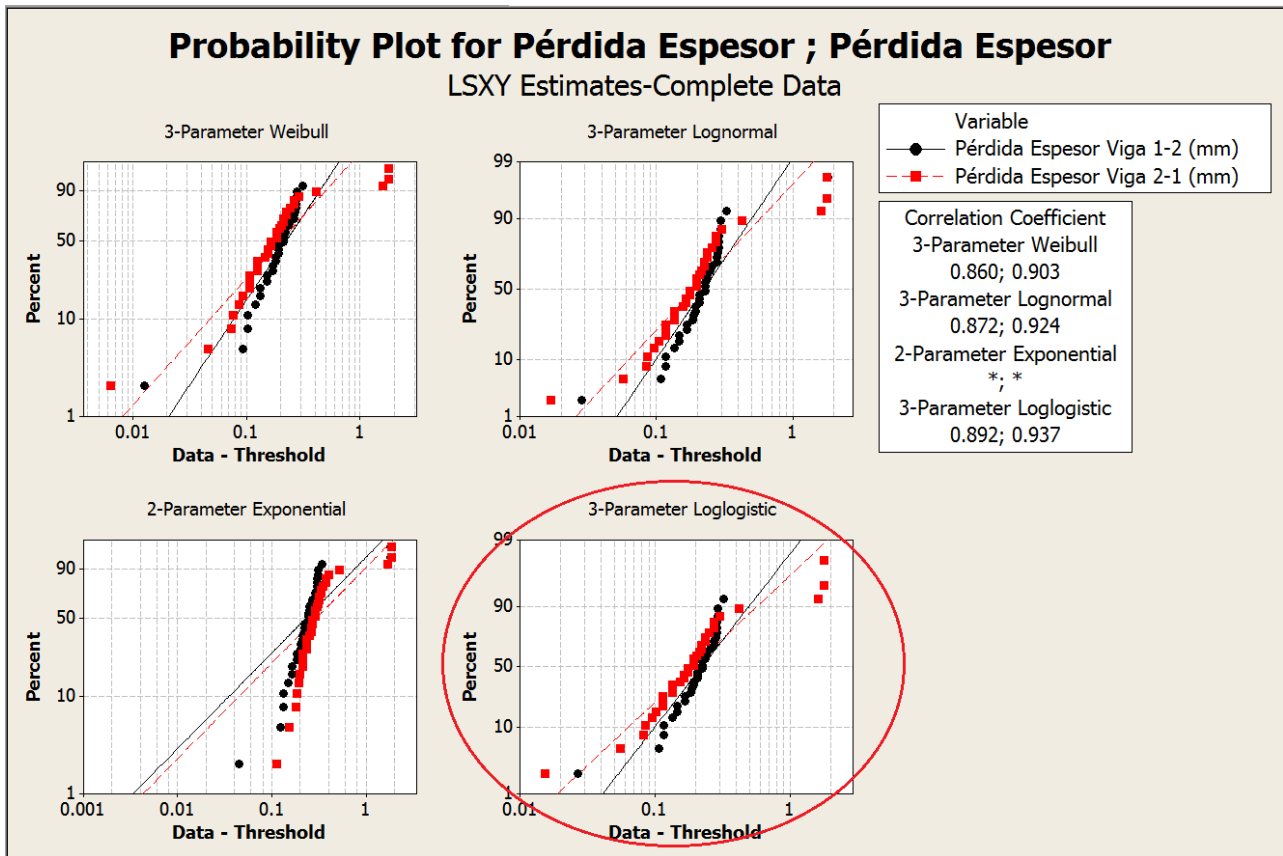
¹¹ Los resultados estadísticos de análisis probabilístico con Minitab 16 se adjunta en el Anexo 4.

Gráficamente, también es posible observar para cuál distribución el coeficiente de correlación es más alto.

Las gráficas que muestran el mejor ajuste de distribución para cada puente son elaboradas por el mismo programa y se presentan en las siguientes Figuras.

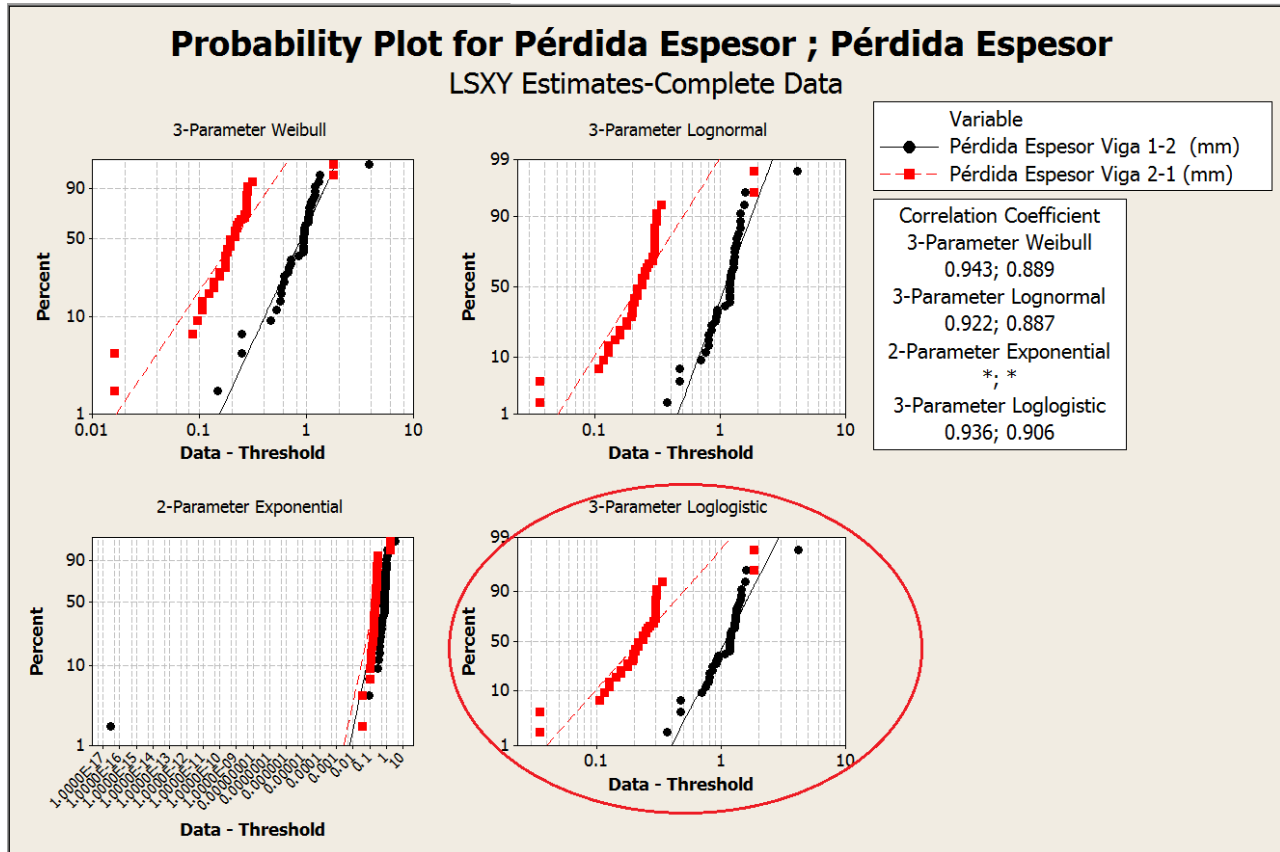
En la Figura 7, están algunas de las distribuciones para los datos del puente sobre río Ciruelas y en la Figura 8 las correspondientes al puente sobre el río Salitral:

FIGURA 7. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD PÉRDIDA DE ESPESORES EN VIGAS PRINCIPALES PUENTE CIRUELAS.



Fuente. Elaboración propia con datos de pérdida de espesor registrados. Elaborado con Minitab16.

FIGURA 8. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD PÉRDIDA DE ESESORES EN VIGAS PRINCIPALES PUENTE SALITRAL.



Fuente. Elaboración propia con datos de pérdida de espesor registrados. Elaborado con Minitab16.

Una vez obtenido el rango de pérdida de espesor más probable para cada una de las vigas principales analizadas, se realiza un cálculo para la determinación de la reducción de capacidad, de los cuales se obtienen los valores para momento remanente¹² en cada una. Los datos se tabulan en el Cuadro 9:

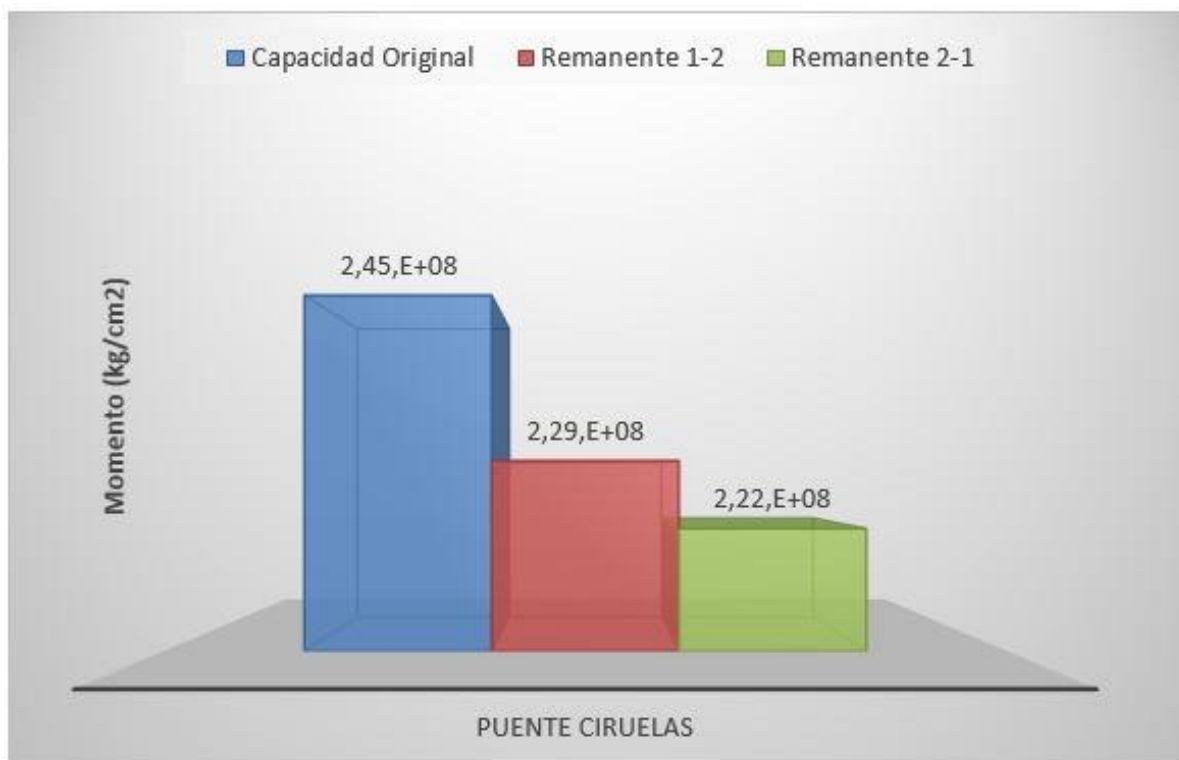
¹² Las hojas de cálculo pueden ser consultadas en el Apéndice 10. Y el documento que explica el modelo del análisis, en el Anexo 5.

CUADRO 9. MOMENTO REMANENTE PARA VIGAS PRINCIPALES		
Viga principal/Puente	Ciruelas	Salitral
1-2	[93%-97%]	[97%-98%]
2-1	[91%-97%]	[98%-99%]

Fuente. Realización propia con datos medidos en campo. Elaborado con Microsoft Office Word 2013.

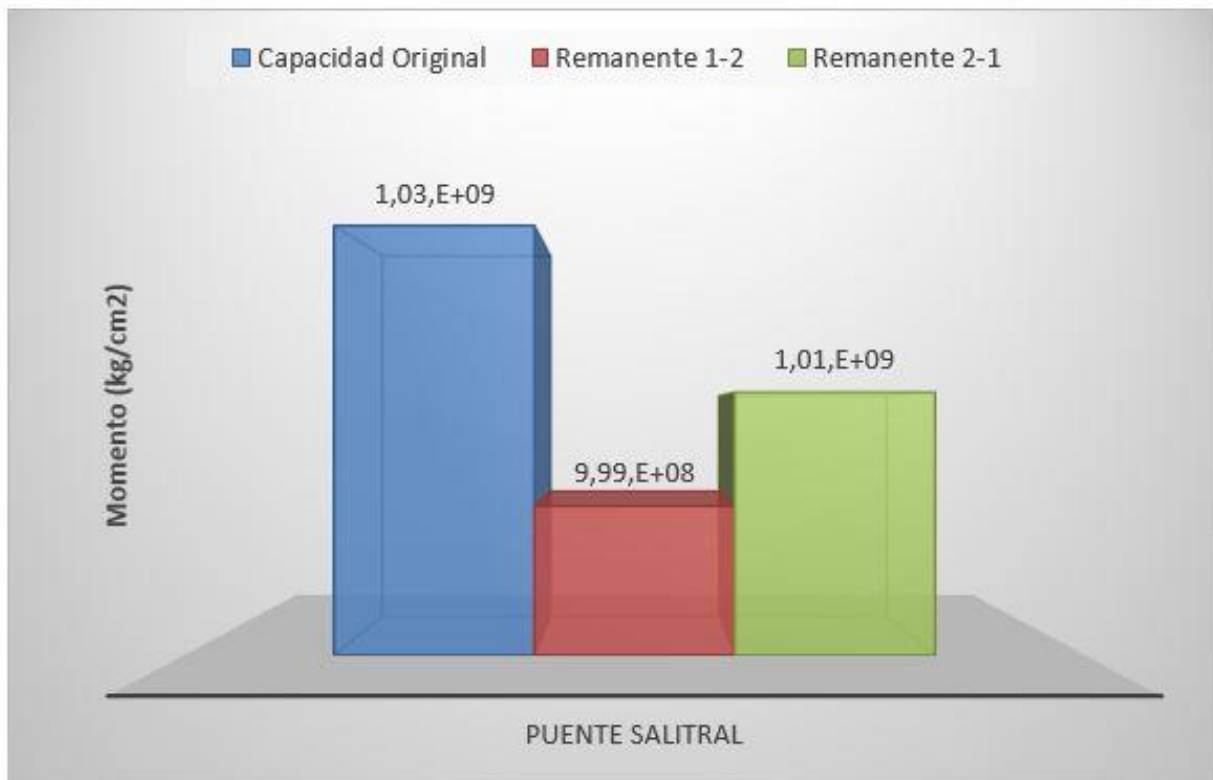
Una mejor representación de la reducción de capacidad de los elementos principales se muestra en las Figuras 9 y 10:

FIGURA 9. CAPACIDAD DE MOMENTO EN VIGAS DE PUENTE CIRUELAS.



Fuente. Realización propia con datos del Cuadro 9. Elaborado con Microsoft Office Excel 2013.

FIGURA 10. CAPACIDAD DE MOMENTO EN VIGAS DE PUENTE SALITRAL.



Fuente. Realización propia con datos del Cuadro 9. Elaborado con Microsoft Office Excel 2013.

Partículas magnéticas

Para las soldaduras analizadas, se obtienen los siguientes resultados según la interpretación del Ingeniero Óscar Chaverri Quirós.

CUADRO 10. CONDICIÓN DE SOLDADURAS ANALIZADAS		
Puente	Cantidad de soldaduras	Presencia de grietas /discontinuidades
Salitral	20	NO: Buen estado.
Ciruelas	18	NO: Buen estado.

Fuente. Elaboración propia. Elaborado con Microsoft Office Excel 2013.

Análisis de los resultados

Losas de concreto

El *Bridge Deck Evaluation Manual* destaca que las labores de evaluación de losas deben iniciarse con una detallada inspección visual de ambos lados de la losa. Tanto la superficie como el fondo deben ser sometidos a los procedimientos de inspección, siempre que se garantice acceso seguro a ambas zonas. (AASHTO, 1992). No obstante, para los cinco casos analizados, solamente fueron inspeccionadas las losas en la parte superior pues no había forma de llegar a la parte inferior.

Antes de emitir cualquier diagnóstico del estado de deterioro de los elementos de concreto estudiados, se analizará cada uno de los datos obtenidos durante la inspección visual.

El agrietamiento observado en todas las losas es típico del fenómeno de flexión: al estar sometidas a fuerzas de tensión que superan el estado normal de esfuerzos sobre las losas, entonces se generan estas grietas que para el caso de puentes de viga continua pueden también presentarse en la parte superior del elemento. Con respecto a la orientación predominante, se observa que para los puentes de concreto el agrietamiento es longitudinal, mientras que para los de acero es transversal. Este dato es de especial interés pues, como se indica en el BIRM, para clasificar las grietas como estructurales o no estructurales, no solamente es necesario registrar sus longitudes y espesores, sino que además debe describirse su orientación.

Ahora bien, las losas de los puentes de concreto tienen un ancho total de 12,30 m y hay juntas de construcción cada 5,0 m para el Virilla; cada 3,0 m en Concepción y una combinación de las dos para el puente sobre río Grande. Las losas de los puentes de acero las losas son de poco más de 11,0 m de ancho con juntas de

construcción cada 5,0 m para el Ciruelas y cada 4,0 m para el Salitral.

A razón de justificar las orientaciones encontradas, puede destacarse que en ambos casos obedecen a las longitudes no arriostradas más cortas de desarrollo para las grietas.

En relación con los espaciamientos entre grietas paralelas, para los puentes de concreto (Virilla, Río Grande y Concepción), estos se ubican en una densidad de grietas que se clasifica como *grave*, por ser menor a 0,33 m; y para los puentes de acero (Ciruelas y Salitral) en un estado *moderado* de daño por ubicarse de 0,33 m a 1,0 m. Esta clasificación, según el *Guide Manual for Bridge Element Inspection* (AASHTO, 2011) cuya tabla de evaluación se puede consultar en la sección de Anexos de este informe.

Para todas las losas, es posible notar que las grietas continuas se extienden más de 2,0 m de longitud hasta un máximo de 5,0 m; es decir, atraviesan paños completos de losas o calzadas completas en el caso de las transversales; tal situación puede indicar, potencialmente, serios problemas pues se relacionan directamente con la capacidad estructural del elemento.

Los espesores registrados para los puentes sobre los ríos Virilla y Concepción, los sitúan en un estado de daño *menor* pues están por debajo de los 1,6 mm establecidos; sin embargo, en las losas de Ciruelas, Río Grande y Salitral se ubican en un nivel *severo* de daño pues superan el límite de 3,2 mm. El BIRM indica que en este caso se consideran grietas significativas que deben monitorearse.

Otro aspecto de importancia es el agrietamiento tipo mapeo observado en las losas de los ríos Virilla, Grande, Concepción y Salitral,

que si se analizan desde los criterios de espaciamiento y espesor anteriores, es posible determinar que tanto para el espesor registrado como para la densidad de grietas se clasifican como *grave*. Con respecto a este tipo de agrietamiento, en el BIRM se indica que estas forman redes, dada su interconexión, por lo que debe prestárseles especial atención.

Para los baches de concreto y/o asfalto encontrados en las losas, estos no constituyen un porcentaje de área de riesgo pues en ninguno de los casos supera 1,5% del área total.

A la vez, se observa desgaste en algunas zonas de las losas pues se ha perdido mortero superficial y el agregado está descubierto. Estas merecen especial atención pues ante la exposición a la intemperie se extenderán a otras zonas, en el caso de la losa del puente sobre río Grande hay algunas barras de refuerzo que están descubiertas, y son por ende susceptibles a la humedad y agua, lo cual potencializa su corrosión.

En la losa del Virilla, se observan algunos desprendimientos que corresponden a pérdidas de material; en algunos casos, se consideran huecos. Además, hay manchas que podrían ser causadas por alguna reacción química en el concreto; sin embargo, para confirmarlo es necesario realizar un análisis químico de algún testigo de concreto extraído de los sitios donde se observaron estos deterioros.

Es importante destacar que, además, existen algunos huecos en las losas, como en la del Virilla, que alcanzan diámetros de hasta los 30,0 cm y por los cuales se permite el paso del agua al interior de la losa.

El manual también destaca la importancia de la extracción de núcleos como herramienta importante en la determinación de la condición estructural del concreto y el acero de refuerzo de la losa. Igualmente, eso indica que no es necesario muestrear cada tramo de la losa a menos que existan condiciones diferentes; en cualquier caso, se debe garantizar la evaluación de todas los estados de esfuerzos presentes. No obstante, para cada losa evaluada solamente se extrajo un testigo, aunque lo recomendado es uno por tramo; es decir, tres núcleos, así es posible una mejor comprobación del resultado obtenido en laboratorio para el ensayo de resistencia a la compresión practicado y la satisfacción las posibles variaciones de esfuerzos. El diámetro de 10,0 cm (4") se

selecciona por recomendación misma del manual.

Este núcleo por losa no se tomó del tramo central, sino cerca de uno de los bastiones de cada puente, dado que ofrecía el acceso menos complicado tanto para el equipo como para los técnicos que lo practicaron.

Los testigos extraídos presentan una distribución uniforme del agregado, sin vacíos importantes, y de buena apariencia; por lo tanto, para esa zona se puede inferir que la mezcla presenta buenas propiedades.

Como se había evidenciado en la Figura 6, la resistencia a la compresión obtenida en los cinco casos supera la resistencia de diseño de la mezcla; no obstante, es necesario extraer núcleos en al menos dos puntos más de cada losa para corroborar el dato.

La losa constituye un elemento principal del puente pues recibe la carga vehicular y la distribuye a la superestructura. Las losas estudiadas estas actúan en acción compuesta; es decir, contribuyen con la capacidad estructural del puente en conjunto con la superestructura; de ahí la importancia de que se mantenga en óptimas condiciones para resistir los ciclos de carga que son producto del tránsito vehicular diario.

De acuerdo con el *Bridge Deck Evaluation Manual* (sección III: *Deck Treatments*), se considera estado de desprotección dejar solamente la superficie existente sin ningún tipo de recubrimientos. Bajo este estado, la losa está expuesta al deterioro continuo lo que provoca un daño estructural extra. (AASHTO, 1992)

Las losas de estos puentes no cuentan con ningún sistema de protección o revestimiento; entonces, están expuestas a agua, humedad, altas y bajas temperaturas, viento y fricción, entre otros factores nocivos. Dicha exposición contribuye con el desgaste y la fatiga, fenómeno que produce concentraciones de esfuerzos y generación de grietas, desprendimientos y pérdidas de mortero. Como consecuencia, el agregado de la mezcla de concreto y el acero de refuerzo pierden protección.

La uniformidad en el espesor de la losa y su protección son fundamentales para preservar las propiedades estructurales de dicho elemento: resistencia a la compresión, flexión, esfuerzos cortantes y deformaciones.

La falta de protección en la losa combinado con todos estos factores ha causado estos deterioros y ha acelerado el proceso.

Vigas de acero

Durante la inspección visual de los elementos que conforman la superestructura de los puentes de acero, fue posible detectar los deterioros que se detallaron en el Cuadro 6.

Ambos puentes sufren oxidación y corrosión; no obstante, los efectos son más severos en la superestructura del puente sobre río Salitral: los elementos están expuestos al agua como consecuencia de un gran deterioro en las juntas de construcción de la losa de concreto, que actualmente han perdido material y han dejado espacio para el ingreso del agua de lluvia que cae sobre la losa y no alcanza los sistemas de drenaje. Este efecto explica el acelerado proceso de corrosión pues es un fenómeno causado principalmente por la acumulación de agua y sal en el acero.

Este tipo de deterioro, usualmente, consiste en el adelgazamiento en el alma de la viga, lo cual puede disminuir la capacidad soportante de carga en cortante, momento y flexión. (Shari y Rahgozar, 2010). Dado que es un efecto no detectable fácilmente a la vista, se miden los espesores con equipo ultrasónico como un método de valoración más realista que permita expresar en términos cuantitativos la corrosión observada durante la inspección visual.

Las mediciones realizadas en el alma de cada una de las vigas principales indican que ha habido pérdidas de espesor de sección que van desde los 0,5 mm hasta poco más de los 2,0 mm. Como lo señalan Shari y Rahgozar, la pérdida de material resulta en la reducción de las propiedades de sección del elemento como: área de sección transversal, momento de inercia, módulo de sección y radio de giro relacionados directamente con su capacidad soportante. (2010).

Con base en esta afirmación, se calcula la capacidad de momento remanente para estas

vigas y, consecuentemente, se determina que han sufrido una reducción de su capacidad en hasta 9%.

La corrosión observada en los elementos afecta directamente la capacidad de las vigas, lo cual indica que la eficiencia de soporte de momentos ha disminuido.

Puesto que las vigas analizadas son las laterales principales de la superestructura, resulta primordial prestar especial atención a este fenómeno.

Cabe destacar que el acero estructural de estos elementos es el designado A588 característico por poseer una aleación que brinda resistencia especial a la corrosión. No debe ser pintado para no interrumpir la reacción química que desarrolla tal resistencia; empero, el agua y los cambios de temperatura, así como posibles condiciones ambientales ácidas han contribuido con el desarrollo de este fenómeno.

Otro efecto importante por analizar lo constituye el de la fatiga, producto de ciclos de carga que excitan continuamente la estructura; se manifiesta por medio de agrietamiento que, inicialmente, es de difícil detección; por lo tanto, para la identificación de grietas es necesario un ensayo revelador de estas, como lo fue el de partículas magnéticas.

Para la aplicación del ensayo de partículas magnéticas, se seleccionan algunas de las soldaduras de las conexiones en la zona de los bastiones, dado que acá los esfuerzos cortantes son mayores y, por recomendación del BIRM, en estos sitios deben buscarse minuciosamente, entre otros defectos, soldaduras agrietadas.

Las soldaduras analizadas están en buenas condiciones pues el ensayo no reveló grietas ni ninguna otra discontinuidad; aunque sí debe recordarse que el fenómeno de fatiga es la tendencia del miembro a fallar a un nivel de esfuerzo menor al de fluencia cuando se está sometido a carga cíclica, de manera que su desarrollo es inminente si no existe mantenimiento continuo o al menos inspecciones periódicas que puedan alertar. Debe recordarse, pues, que este fenómeno es la causa primaria de falla en miembros críticos.

Conclusiones y recomendaciones

Los resultados presentados se basan en la información obtenida en campo. Hubo limitaciones importantes en los recursos económicos destinados para costear más ensayos físicos, en equipo especializado para la inspección de puentes y en la logística para inspeccionar la superestructura, dada la imposibilidad de acceso a la parte inferior de las losas, así como la difícil logística de operación en campo pues no fue posible realizar cierres totales del tránsito. Para contar con resultados más precisos y de aplicación más general, será necesario invertir más recursos en una evaluación exhaustiva y detallada.

Las losas evaluadas presentan señales de deterioro, las grietas encontradas sobrepasan los límites de espesor recomendados; y el desgaste ha causado pérdida de material, y ha dejado expuestos tanto el agregado como el acero de refuerzo. Es una situación que ante la desprotección de las losas y los niveles de carga vehicular que circulan por la autopista diariamente, será progresiva.

Se debe intervenir las losas en el corto plazo, realizar una reparación de estas para mitigar los efectos de los daños y evitar pérdida de capacidad estructural. En ese sentido, para determinar la mejor forma de proceder, se recomienda un estudio a fondo de estos elementos. Deben realizarse más pruebas para caracterizar con precisión el material; por ejemplo, un análisis químico a núcleos que se extraigan de la zona donde se observaron manchas para conocer su origen; realizar dos extracciones más en los otros tramos de la losa para corroborar el resultado obtenido del ensayo de resistencia a compresión de los núcleos que se extrajeron; llevar a cabo algún análisis petrográfico de los restos de los núcleos fallados para descartar oxidación o presencia de cloruros

en el concreto; e inspección detallada de la parte inferior de las losas.

En el caso de la losa del puente sobre el río Salitral, las juntas de construcción están gravemente dañadas: deben repararse lo antes posible, dado que el estado en el que se encuentran afecta los elementos de acero de la superestructura al exponerlos de forma directa al agua de lluvia que cae sobre la losa.

Algún sistema de protección posible sería el recubrimiento de la losa con una sobrecapa de asfalto de membrana impermeable o una de concreto rígido también impermeable; estas proveen de una superficie de ruedo agradable para el conductor; pero si se aplican, deben diseñarse correctamente pues en combinación con la membrana de protección son sensibles a la deformación plástica, lo que podría afectar la losa. La aplicación de una sobrecapa de concreto reduciría este riesgo. Ambos sistemas de protección requieren remover previamente el material dañado. Y aunque la primera opción tiene una vida útil menor que la segunda, esta conlleva menos tiempo de construcción. Para la determinación del mejor sistema, se deben realizar los estudios correspondientes.

En el caso de las vigas evaluadas, es importante medir también el espesor en sus alas superior e inferior para descartar pérdidas mayores en dichas zonas, al igual que extender el ensayo a otros elementos que constituyen los diafragmas. Lo anterior significa que la pérdida de capacidad reportada en este informe solo pudo evaluarse con la disminución en el espesor del alma de las vigas.

La corrosión presente en las vigas principales ha provocado la reducción de su capacidad de momento; el alma presenta una pérdida en el espesor que afecta las propiedades

de sección y, por ende, sus características estructurales.

Bajo las condiciones de falta de mantenimiento de los elementos estructurales de acero, la corrosión progresa si no hay intervención. De ahí que las vigas principales también deben ser protegidas pues están expuestas al agua y a condiciones que aceleran la oxidación y la corrosión.

Aunque el acero de las vigas principales es diseñado para no ser pintado (es acero Corten que protege frente a la corrosión atmosférica sin perder prácticamente sus características mecánicas), es necesario aplicarles una capa de pintura a todos los elementos de la superestructura pues esta medida retardaría el proceso acelerado de oxidación de los elementos y los protegería del deterioro observado, siempre que se preparen correctamente de forma previa pues actualmente hay partículas y residuos que desfavorecerían la correcta adherencia; entonces, se recomienda remover el óxido de los elementos para obtener superficies limpias. La pintura debe garantizar resistencia a la corrosión, de manera que es importante basar el criterio de selección de la pintura con análisis de laboratorio. Se adjunta en el Anexo 6 una recomendación de un tipo de pintura que podría utilizarse.

A pesar de que no se observaron pérdida ni roturas de pernos en las conexiones, sí hay acumulación de óxido que podría corroerlos; así que es primordial limpiar estas conexiones e inspeccionar detalladamente (perno por perno) de las conexiones para descartar elementos dañados.

Aunque las soldaduras analizadas en la zona de los bastiones no presentan afectaciones ni discontinuidades que indiquen fatiga, es fundamental evaluar periódicamente pues las grietas típicas no se pueden detectar a simple vista cuando están iniciando. Cuando ya son visibles, es señal de que la fatiga es severa y la falla frágil del elemento es inminente y sus consecuencias son catastróficas.

Se recomienda el análisis de soldaduras en otras secciones de la superestructura.

Apéndices

En total se confeccionaron 10 documentos sintetizados en 10 apartados.

Todos fueron necesarios para el desarrollo de este proyecto, desde las etapas de antecedentes, conceptualización, diseño de metodología, ejecución, recolección y procesamiento de datos hasta el posterior análisis. Estos se describen a continuación:

Hojas de inventario: se describen las principales características de la losa, la superestructura, la subestructura, los apoyos y la cimentación, así como los materiales para cada uno de los cinco puentes. Para elaborarla, se revisaron los planos. El objetivo es brindar al lector un panorama general breve de la configuración de cada puente, antes de consultar los planos en busca de detalles.

Resumen de antecedentes: se presenta una síntesis por año de todas las inspecciones y los trabajos de intervención realizados anteriormente, y al responsable en cada caso. Este se realizó con el propósito de conocer la situación existente y los procedimientos aplicados y orientar la metodología por aplicar en el desarrollo de este proyecto.

Ficha detallada de inspección: Estas se confeccionaron con el propósito de que el lector pueda consultar todos los trabajos de inspección visual y física que se realizaron a cada elemento. Contienen detalles que no se presentan en este informe, tales como equipos utilizados, fechas de ejecución, horas, duración, personal requerido y principales resultados.

Ficha resumen de inspección: en una sola tabla, sintetiza los trabajos de inspección visual y física realizados en cada puente.

Hoja de clasificación de deterioros: se describen los deterioros comunes en el concreto y el acero y, con base en los cuales se realizó la inspección física.

Plantillas de inspección: se confeccionaron para facilitar la toma y registro de datos durante las visitas de campo.

Diagramación de puntos de medición de espesores: se muestran los puntos donde se midió el espesor de cada viga, así como los tramos y el sentido de avance de la medición.

Registro comparativo de espesores: se comparan los espesores medidos en campo con los especificados en planos y se calcula la pérdida real.

Esquema de soldaduras analizadas: se confeccionaron dos esquemas con la ubicación de las soldaduras, las longitudes, los espesores y los resultados del ensayo de partículas magnéticas para cada puente.

Cálculo de capacidad remanente de vigas: corresponde a las hojas de cálculo para obtener el momento remanente en cada una de las vigas principales de cada puente, al igual que el modelo de análisis y las ecuaciones utilizadas.

Anexos

Se adjuntan cinco documentos que se consideran importantes para mejor comprensión de este informe. Los anexos son los siguientes:

- Diagrama de la Ruta 27 con la ubicación de los puentes analizados.

- Norma ASTM C-39 sobre determinación de la resistencia a la compresión de núcleos de concreto.

- Informe Final CIVCO-IPS-01-ALP-104-13 con los resultados de la resistencia a la compresión en los núcleos.

- Resultados estadísticos de análisis probabilístico con Minitab16: las gráficas de distribución y datos arrojados por el programa.

- El documento *Simple Assessment Method to Estimate the Remaining Moment Capacity of Corroded I-Beam Sections*, del cual se tomó el modelo de análisis de corrosión utilizado para el cálculo de la capacidad de momento remanente en las vigas principales.

- La recomendación del tipo de pintura que podría utilizarse para proteger los elementos de acero de la superestructura de los puentes Ciruelas y Salitral.

Referencias

AASHTO. 1992. **BRIDGE DECK EVALUATION MANUAL**. New York: American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. 2011. **GUIDE MANUAL FOR BRIDGE ELEMENTE INSPECTION**. Washinton D C: American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. 2011. **THE MANUAL FOR BRIDGE EVALUATION**. Washinton D C: American Association of State Highway and Transportation Officials.

MOPT. 2007. **MANUAL DE INSPECCIÓN DE PUENTES DEL MOPT**. Costa Rica: Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

National Highway Institute. **BRIDGE INSPECTOR'S REFERENCE MANUAL**. Washinton D C: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Y. Shari y R. Rahgozar. 2010. *Simple Assessment Method to Estimate the Remaining Moment Capacity of Corroded I-Beam Sections*. **TRANSACTION A CIVIL ENGINEERING**. Vol. 17, No. 2, pp. 161-1.

Apéndices

Apéndice 1. Hojas de Inventario

HOJA DE INVENTARIO BÁSICO	
PUENTE SOBRE EL RÍO:	CIRUELAS
DATOS GENERALES	
DISEÑO:	AASHTO 15° Edición 1992 (Puentes y Carreteras) Carga Viva: HS-20 Carga sísmica: 0,35g Diseñadores: Miguel Cruz, José M. León Paez, Luis Diego Bolaños y Eduardo Infante. Año Diseño: 14 de abril de 1994 Año construcción: 2000
MATERIALES	
CONCRETO	Cimentación: Clase A $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ Subestructura y Deck: Clase B: $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$
ACERO REFUERZO	Varilla Corrugada, grado 60. Acero Lingote AASHTOM31 ASTM A615 Recubrimiento de 5 cm, Parte superior de losa y aceras =7 cm, parte inferior de la losa= 3,5 cm y en Cimientos = 8 cm Empalmes con traslape mínimo 43θ , doblajes según ACI Detalles de colocación: CSCR-86 y ACI 318-89
ACERO ESTRUCTURAL	M270 Grado 50w AASHTO y A709 Grado 50w Pernos de Alta Resistencia AASHTO M164 y ASTM A325 Tuercas: Grado C3 Arandelas: AASHTO M293 y Conectores: AASHTO M169
LOSA	Espesor de 20 cm. Juntas de Construcción: Horizontales, llaves @10cm, profundidad 1/3 del ancho.
SUPERESTRUCTURA	
Consiste en 2 vigas principales de acero, secciones W armadas, peralta de 2,74 m. alas con ancho $b=60 \text{ cm}$ y alma con espesor $t=1''$ sobre Pilas y $t=1/2''$ sobre bastiones. Atieadores transversales con algunos longitudinales alternados, con espesor $t=1/2''$. Atieadores horizontales superior e inferior con traslapes menores a 2,0 m. Conectores de cortante consisten en studs $\theta=1,9 \text{ cm}$ con longitud = 15, 24 cm. Diafragma superior: Vigas Transversales W27X84 y vigas longitudinales 2W24X68. Diafragma inferior: Vigas Transversales W36X194 y con elementos diagonales W8X31, W8X48 y W8X40.	
SUBESTRUCTURA	
PILAS	Columnas tipo marco, longitud Marco A= 35,86m y Marco B=38,19m cada columna con un ancho $b=1,80 \text{ m}$ separados 5,92m, para un ancho de marco de 9,52 m. El refuerzo consiste en aros y ganchos #4@10, 20 y 30 cm. $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ y acero longitudinal #10 y 11, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

APOYOS

SOBRE PILAS

Apoyo de vigas sobre columnas son fijos con un grado de libertad, consisten en una placa superior rectangular de $1,10 \times 0,60 \text{ m}^2$ y una placa inferior cuadrada de $1,10 \times 1,10 \text{ m}^2$. Se ancla con pernos A325N $\Theta=35\text{mm}$ (resistentes a corrosión), empotrados 1,40m en el concreto de la pila. En total son 4 pernos laterales y 2 pernos frontales. Conexión con altura de 50 cm.

Anclaje a viga principal: son en total 4 pernos laterales y 2 pernos frontales, 2 en cada ala de 25 cm de longitud, pernos A325N $\Theta=35\text{mm}$ (resistentes a corrosión), en total son 12 pernos por placa, es decir, 24 pernos cada conexión. El perno central tiene una longitud de 70 cm, rosca de 5,72 cm, $\Theta=15$, 24 cm. Arandela Hexagonal.

SOBRE BASTIONES

Retenedor oleodinámico conocido como Vasoflón VU 160/100 $\Theta=46 \text{ cm}$, con neopreno en zona superior, anclaje superior longitud=67 cm y 82 cm, es atado al bastión con 12 pernos de $\Theta=3 \text{ cm}$ y anclaje inferior de 6 pernos $\Theta=55 \text{ cm}$ y longitud = 1,30m.

Vasoflón (FIP Industriale Spa) Italia OT 150/100: Retenedor oleodinámico, consiste fundamentalmente en un émbolo colocado en el centro de un cilindro lleno de un medio líquido aceitoso, al cual divide en dos cámaras, la anterior y posterior. Un conducto externo de diámetro muy reducido conecta ambas cámaras permitiendo el flujo muy lento del émbolo conforme se trasiega el líquido entre las cámaras tal como ocurre durante un sismo, debido a la imposibilidad del trasiego rápido del líquido entre cámaras.

CIMENTACIÓN

PILAS

Consiste en pilotes de concreto de una altura $h=11,00 \text{ m}$. y $\Theta=60\text{cm}$. Refuerzo aros en espiral los primeros 6m de longitud desde el fondo #3@20 cm y los 5m restantes hasta la parte superior son #3@10 cm. Acero longitudinal 8#7 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Placa consiste en una viga de concreto de peralte de 2,00m y 1,50m con ancho $b=1,80\text{m}$, aros#4@20cm (tres tipos distintos). Doble malla acero #10 y #11.

BASTIONES

Cada pie de bastión está cimentado sobre 4 pilotes, en total son 16 pilotes por bastión

Las placas de cimentación son de dos tipos con ancho total de 10,74m.

La placa Tipo A tiene un contrapeso con altura $h=7,0 \text{ m}$ de $\Theta=60 \text{ cm}$, dimensiones $1,00\text{m} \times 4,80\text{m} \times 0,60 \text{ m}$ de peralte con aros #4@25 cm, refuerzo longitudinal 8#8 con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

La placa Tipo B tiene un contrapeso con altura $h=11,0 \text{ m}$ de $\Theta=60 \text{ cm}$, dimensiones $3,50\text{m} \times 3,00\text{m} \times 1,00 \text{ m}$ de peralte con aros #4@25 cm, refuerzo longitudinal 8#9 y 4#9 con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

HOJA DE INVENTARIO BÁSICO

PUENTE SOBRE EL RÍO:

SALITRAL

DATOS GENERALES

DISEÑO: AASHTO 15° Edición 1992 (Puentes y Carreteras)
Carga Viva: HS-20
Carga sísmica: 0,35g
Diseñadores: Miguel Cruz, José M. León Paez, Luis Diego Bolaños y Eduardo Infante.
Año Diseño: 14 de abril de 1994
Año construcción: 2000

MATERIALES

CONCRETO

Cimentación: Clase A $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
Subestructura y Deck: Clase B: $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

ACERO REFUERZO

Varilla Corrugada, grado 60. Acero Lingote AASHTOM31 ASTM A615
Recubrimiento de 5 cm, Parte superior de losa y aceras = 7 cm, parte inferior de la losa = 3,5 cm y en Cimientos = 8 cm
Empalmes con traslape mínimo 43θ , doblajes según ACI
Detalles de colocación: CSCR-86 y ACI 318-89

ACERO ESTRUCTURAL

M270 Grado 50w AASHTO y A709 Grado 50w
Pernos de Alta Resistencia AASHTO M164 y ASTM A325
Tuercas: Grado C3
Arandelas: AASHTO M293 y Conectores: AASHTO M169

LOSA

Espesor de 20 cm.
Juntas de Construcción: Horizontales, llaves @10cm, profundidad 1/3 del ancho.

SUPERESTRUCTURA

Consiste en 2 vigas principales de acero, secciones W armadas, peralta de 3,00 m. alas con ancho $b=60 \text{ cm}$ y alma con espesor $t=1''$ sobre Pilas y $t=1/2''$ sobre bastiones.
Atiezos transversales con algunos longitudinales alternados, con espesor $t=1/2''$.
Atiezos horizontales: No se encontró información en planos.
Conectores de cortante consisten en studs $\theta=1,9 \text{ cm}$ con longitud = 15, 24 cm.
Diafragma superior: No se encontraron los planos con este detalle.
Diafragma inferior: No se encontraron los planos con este detalle.

SUBESTRUCTURA

PILAS

Columnas tipo marco, longitud Marco A= 35,86m y Marco B=38,19m cada columna con un ancho $b=1,80 \text{ m}$ separados 5,92m, para un ancho de marco de 9,52 m.
El refuerzo consiste en aros y ganchos #4@10, 20 y 30 cm. $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ y acero longitudinal #10 y 11, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

APOYOS

SOBRE PILAS

Apoyo de vigas sobre columnas son fijos con un grado de libertad, consisten en una placa superior rectangular de $1,10 \times 0,60 \text{ m}^2$ y una placa inferior cuadrada de $1,10 \times 1,10 \text{ m}^2$. Se ancla con pernos A325N $\Theta=35\text{mm}$ (resistentes a corrosión), empotrados 1,40m en el concreto de la pila. En total son 4 pernos laterales y 2 pernos frontales. Conexión con altura de 50 cm.

Anclaje a viga principal: son en total 4 pernos laterales y 2 pernos frontales, 2 en cada ala de 25 cm de longitud, pernos A325N $\Theta=35\text{mm}$ (resistentes a corrosión), en total son 12 pernos por placa, es decir, 24 pernos cada conexión. El perno central tiene una longitud de 70 cm, rosca de 5,72 cm, $\Theta=15$, 24 cm. Arandela Hexagonal.

SOBRE BASTIONES

Retenedor oleodinámico conocido como Vasoflón VU 160/100 $\Theta=46 \text{ cm}$, con neopreno en zona superior, anclaje superior longitud=67 cm y 82 cm, es atado al bastión con 12 pernos de $\Theta=3 \text{ cm}$ y anclaje inferior de 6 pernos $\Theta=55 \text{ cm}$ y longitud = 1,30m.

Vasoflón (FIP Industriale Spa) Italia OT 150/100: Retenedor oleodinámico, consiste fundamentalmente en un émbolo colocado en el centro de un cilindro lleno de un medio líquido aceitoso, al cual divide en dos cámaras, la anterior y posterior. Un conducto externo de diámetro muy reducido conecta ambas cámaras permitiendo el flujo muy lento del émbolo conforme se trasiega el líquido entre las cámaras tal como ocurre durante un sismo, debido a la imposibilidad del trasiego rápido del líquido entre cámaras.

CIMENTACIÓN

PILAS

Consiste en pilotes de concreto de una altura $h=11,00 \text{ m}$. y $\Theta=60\text{cm}$. Refuerzo aros en espiral los primeros 6m de longitud desde el fondo #3@20 cm y los 5m restantes hasta la parte superior son #3@10 cm. Acero longitudinal 8#7 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Placa consiste en una viga de concreto de peralte de 2,00m y 1,50m con ancho $b=1,80\text{m}$, aros#4@20cm (tres tipos distintos). Doble malla acero #10 y #11.

BASTIONES

Cada pie de bastión está cimentado sobre 4 pilotes, en total son 16 pilotes por bastión

Las placas de cimentación son de dos tipos con ancho total de 10,74m.

La placa Tipo A tiene un contrapeso con altura $h=7,0 \text{ m}$ de $\Theta=60 \text{ cm}$, dimensiones 1,00m X 4,80m X 0,60 m de peralte con aros #4@25 cm, refuerzo longitudinal 8#8 con $f_y=4200$

La placa Tipo B tiene un contrapeso con altura $h=11,0 \text{ m}$ de $\Theta=60 \text{ cm}$, dimensiones 3,50m X 3,00m X 1,00 m de peralte con aros #4@25 cm, refuerzo longitudinal 8#9 y 4#9 con

HOJA DE INVENTARIO BÁSICO

PUENTE SOBRE EL RÍO:

GRANDE

DATOS GENERALES

DISEÑO: AASHTO 15° Edición 1992 (Puentes y Carreteras)
Carga Viva: HS-20 +25%
Año construcción: 2000

MATERIALES

CONCRETO

Superestructura: $f'c=400$ kg/cm²
Pilas, zapatas, muros, losas de acceso, guarniciones y banquetas: $f'c=300$ kg/cm².
Agregado grueso $\Theta_{max}=19$ mm.

ACERO REFUERZO

$f_R=6300$ kg/cm². $f_y=4200$ kg/cm²

ACERO ESTRUCTURAL

Para placas: ASTM A-36

LOSA

VER DETALLE COMPLETO EN PLANOS

SUPERESTRUCTURA

Dovelas de concreto, resistencia a la compresión $f'c=400$ kg/cm². Agregado grueso $\Theta_{max}=19$ mm.
Acero de Pre esfuerzo (ASTM A421)
Torones de baja relajación (3.5% max) $\Theta=1.53$ cm. $f_{Rmin}=18960$ kg/cm². $f_y=17100$ kg/cm².
(1% de alargamiento).
Módulo de elasticidad del cable de pre esfuerzo=19400 kg/mm².
Coeficiente de pérdida de transacción lineal: 0,003/m
Coeficiente de fricción por curvatura del cable: 0,20/rad
Tensar cables cuando el concreto alcance $f'c=320$ kg/cm².

SUBESTRUCTURA

BASTIONES

Dos bastiones, concreto $f'c=400$ kg/cm², agregado grueso $\Theta_{max}=19$ mm.
Dimensiones Bastión 1: Longitud=54,70 m Ancho: 12,30 m Altura: 14,00m
Dimensiones Bastión 2: Longitud=54,30 m Ancho: 12,30 m Altura: 11,940m
Refuerzo: Doble malla inferior, malla simple superior. $f_y=4200$ kg/cm².

CIMENTACIÓN

GENERAL

Zapatas de dimensiones 7X12 m², altura=3,50m

HOJA DE INVENTARIO BÁSICO

PUENTE SOBRE EL RÍO:

CONCEPCIÓN

DATOS GENERALES

DISEÑO: AASHTO 15° Edición 1992 (Puentes y Carreteras)

Carga Viva: HS-20 +25%

Año construcción: 2000

MATERIALES

CONCRETO

Concreto Losas: $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$

Superestructura: Dovelas con $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$

Pilas: $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$

Zapatas, muros, losas de acceso, guarniciones y banquetas: $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$. Agregado grueso $\Theta_{\max}=19 \text{ mm}$.

ACERO REFUERZO

Acero de Refuerzo: Varilla corrugada $f_R=6300 \text{ kg/cm}^2$. $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

ACERO ESTRUCTURAL

Acero estructural para placas: ASTM A-36

LOSA

VER DETALLE COMPLETO EN PLANOS

SUPERESTRUCTURA

Dovelas de concreto, resistencia a la compresión $f'c=400 \text{ kg/cm}^2$. Agregado grueso $\Theta_{\max}=19 \text{ mm}$.

Acero de Pre esfuerzo (ASTM A421)

Torones de baja relajación (3.5% max) $\Theta=1.53 \text{ cm}$. $f_{R\min}=18960 \text{ kg/cm}^2$. $f_y=17100 \text{ kg/cm}^2$. (1% de alargamiento).

Módulo de elasticidad del cable de pre esfuerzo= 19400 kg/mm^2 .

Coefficiente de pérdida de transacción lineal: 0,003/m

Coefficiente de fricción por curvatura del cable: 0,20/rad

Tensar cables cuando el concreto alcance $f'c=320 \text{ kg/cm}^2$.

SUBESTRUCTURA

DOS PILAS

Ciudad Colón: Dimensiones 38,20 m de longitud con 5,00 m de ancho + 10,00 m con ancho de 6,00 m.

Orotina: Dimensiones 39,92 m de longitud con 5,00 m de ancho + 10,00 m con ancho de 6,00 m.

Concreto $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Anclaje de Pilas: 25 Barrenos de $\Theta=50 \text{ mm}$ cada uno.

Agregado grueso $\Theta_{\max}=19 \text{ mm}$.

DOS BASTIONES

Dimensiones Bastión 1: Longitud=54,70 m Ancho: 12,30 m Altura: 14,00m

Dimensiones Bastión 2: Longitud=54,30 m Ancho: 12,30 m Altura: 11, 94m

Concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Anclaje de Bastiones: 8 Barras de $\Theta=50 \text{ mm}$ cada barreno.

CIMENTACIÓN

GENERAL

Zapatas Pila 1: Dimensiones 11,50 X 11,50 m², altura=3,50m

Zapatas Pila 2: Dimensiones 12,60 X 12,60 m², altura=3,50m

JUNTAS DE EXPANSIÓN

Placa metálica galvanizada Grado A36, espesor e=35mm anclada mediante un perno de fijación.

Sople: 400 mm, abertura máxima: 450 mm, cierre máximo: 50 mm.

Ajuste de colocación Bastión 1 (Ciudad Colón): Temperatura de Referencia 25°C, Junta abierta de 219 mm. Por cada °C más se debe abrir la junta 1,4mm menos y por cada °C menos se debe abrir la junta 1,4mm más.

Ajuste de colocación Bastión 2 (Orotina): Temperatura de Referencia 25°C, Junta abierta de 215 mm. Por cada °C más se debe abrir la junta 1,5mm menos y por cada °C menos se debe abrir la junta 1,5mm más.

Longitud total de juntas=9,78 m., dos placas de 40 cm espaciadas 20 cm.

HOJA DE INVENTARIO BÁSICO

PUENTE SOBRE EL RÍO:

VIRILLA

DATOS GENERALES

DISEÑO: AASHTO 15° Edición 1992 (Puentes y Carreteras)

Carga Viva: HS-20 +25%

Año construcción: 2000

MATERIALES

CONCRETO

Losas: $f'c=400$ kg/cm², Agregado grueso $\Theta_{max}=19$ mm. Recubrimientos de 2,5 cm y 4,00 cm.

Superestructura: $f'c=400$ kg/cm²

Pilas, zapatas, muros, losas de acceso, guarniciones y banquetas: $f'c=300$ kg/cm².

Agregado grueso $\Theta_{max}=19$ mm.

ACERO REFUERZO

Refuerzo: $f_R=6300$ kg/cm². $f_y=4200$ kg/cm²

ACERO ESTRUCTURAL

Para placas: ASTM A-36

LOSA

VER DETALLE COMPLETO EN PLANOS

SUPERESTRUCTURA

Dovelas de concreto, resistencia a la compresión $f'c=400$ kg/cm². Agregado grueso $\Theta_{max}=19$ mm.

Acero de Pre esfuerzo (ASTM A421)

Torones de baja relajación (3.5% max) $\Theta=1.53$ cm. $f_{Rmin}=18960$ kg/cm². $f_y=17100$ kg/cm². (1% de alargamiento).

Módulo de elasticidad del cable de pre esfuerzo=19400 kg/mm².

Coefficiente de pérdida de transacción lineal: 0,003/m

Coefficiente de fricción por curvatura del cable: 0,20/rad

Tensar cables cuando el concreto alcance $f'c=320$ kg/cm².

SUBESTRUCTURA

BASTIONES

Dos bastiones, concreto $f'c=400$ kg/cm², agregado grueso $\Theta_{max}=19$ mm.

Dimensiones Bastión 1: Longitud=54,70 m Ancho: 12,30 m Altura: 14,00m

Dimensiones Bastión 2: Longitud=54,30 m Ancho: 12,30 m Altura: 11,940m

Refuerzo: Doble malla inferior, malla simple superior. $f_y=4200$ kg/cm².

CIMENTACIÓN

GENERAL

Zapatas de dimensiones 7X12 m², altura=3,50m

Apéndice 2. Resumen de Antecedentes

Puente sobre el Río Ciruelas

Ubicación: se encuentra en el kilómetro 21.800 de la Ruta Nacional No. 27. Atraviesa el Cañón del Río Ciruelas. Distrito de Atenas, cantón de Atenas de la provincia de Alajuela.
 Coordenadas de ubicación Latitud Norte 9° 57' 53.56" y Longitud Oeste 84° 16' 24.31".



Antecedentes:

<p style="text-align: center;">CAMACHO Y MORA</p> <p style="text-align: center;">(Diciembre 2010)</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grietas con patrón vertical que se extienden a todo lo ancho de la calzada. (Mayor parte) Grietas de 0.35 mm espesor. • Huecos en algunas zonas. (Podría ser por malas reparaciones) <p>Vigas de Acero Corten:¹</p> <ul style="list-style-type: none"> • Vigas exteriores sin deformaciones ni falta de pernos en conexiones. • Corrosión en algunas zonas. <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ambas juntas deterioradas, pernos flojos, algunos destapados. • Movimientos verticales importantes. Sonidos fuertes al paso de vehículos.
<p style="text-align: center;">LANAMME</p>	<p>Losa:²</p> <ul style="list-style-type: none"> • Poco agrietamiento, únicamente en una dirección. • Espaciamiento entre grietas, mayor a 1m. <p>Vigas de Acero Corten:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Corrosión anormal en la región sobre los apoyos de viga norte del bastión este y viga sur del bastión oeste.

¹ No se profundiza con respecto a la corrosión, no hay detalles.

² La losa no es intervenida anteriormente.

(Enero 2012)	<ul style="list-style-type: none"> • Oxidación y Corrosión normal en mayor parte de vigas principales, secundarias y diafragmas. <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ambas juntas en malas condiciones. • Pérdida de secciones, reparadas con relleno de concreto asfáltico.
ADS (Mayo 2012)	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Reparaciones temporales de huecos mediante relleno de concreto asfáltico frío y compuesto elastomérico sellador. • Reparaciones en secciones con desprendimientos mediante colocación de concreto y aditivos especiales.
ADS CANO- CACISA (Junio 2012)	<p>Losas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bacheo con betún modificado tipo Compofix. • Grietas superficiales. <p>Juntas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Sustitución de juntas. Las nuevas son de caucho modificado y reforzado con acero.
CAMACHO Y MORA (Febrero 2013)	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grietas tipo piel de lagarto en mayor parte del área. (Probablemente retracción plástica) • Grietas transversales espaciadas de forma equidistante. • Desgaste en superficie superior, pérdida de pasta, agregado expuesto. • Aparición de huecos. • Pérdidas de material y abrasión en juntas de construcción. • Lámina de Metaldeck en buenas condiciones. <p>Vigas de Acero Corten:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Vigas principales y diafragmas con niveles de corrosión no esperados.³ • Vigas exteriores y diafragmas sin deformaciones ni falta de pernos en conexiones. <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Sustitución parcial de juntas. (La realizada en Junio 2012) • Obstrucciones con material granular. • Pernos tapados por concreto asfáltico.

³ No se profundiza niveles de corrosión.

Puente sobre el Río Salitral

Ubicación: se encuentra en el kilómetro 48.040 de la Ruta Nacional No. 27. Atraviesa el Cañón del Río Salitral. Ciudad Colón, Orotina. Alajuela

Coordenadas de ubicación...



Antecedentes:

<p>CAMACHO Y MORA (Diciembre 2010)</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Zonas con fisuras tipo piel de lagarto. <p>Vigas y Diafragmas Acero Corten:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Estado de conservación adecuado. <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Junta del lado de Caldera con desnivel. • Junta del lado de San José reparadas con concreto asfáltico.
<p>ADS CANO-CACISA (Agosto 2010-Marzo 2011)</p>	<p>Vigas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Oxidación de apariencia rojizo-púrpura. • Realizar diagnóstico de tipo de acero y resistencia. <p>Juntas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Desnivel entre la losa del puente y bastión de aproximación, genera sobrecargas y torsiones en la junta. • Mortero de apoyo de junta se encuentra fracturado. • Excentricidad en los pernos que genera concentración de esfuerzos. • Existencia de un hule entre mortero de nivelación y concreto de la losa. Unión no es monolítica. • Hormigueros en el concreto de relleno. • Posible junta fría.

	<ul style="list-style-type: none"> • Posibilidad de realizar pruebas de laboratorio para concreto. • Se realiza el reemplazo de la junta.*
LANAMME	<ul style="list-style-type: none"> • No se encontró informe
ADS CANO- CACISA (Junio 2012)	<p>Losas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grietas superficiales y localizadas. • Desnudamiento superficial de agregado. • Bacheo en algunos huecos con betún modificado tipo Compofix. • No se encuentran baches abiertos. <p>Juntas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Perfecto estado.
CAMACHO Y MORA (Febrero 2013)	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grado de deterioro importante. • Desgaste en la superficie superior. • Pérdida de pasta y agregado expuesto. • Aparición de huecos. • Agrietamiento tipo piel de lagarto. (Probable retracción plástica) • Pérdida de material en juntas de construcción y abrasión. • Grietas transversales equidistantes. (Probable retracción) <p>Vigas y Diafragmas Acero Corten:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Vigas con niveles de corrosión no esperados. • Diafragmas y conexiones en buen estado. <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Sustitución parcial de juntas. • Evidencia de desgaste en las nuevas juntas.⁴

*Tipo de junta de expansión CEVA, con químicos respectivos, demolición del mortero de nivelación y concreto defectuoso. La empresa contratada fue Tecno Sagot S.A. Del lado de San José solamente se sustituye la mitad de la junta.

⁴ El desgaste se refiere a fisuración en zonas de sello, hundimiento del producto.

Puente sobre el Río Grande

Ubicación: se encuentra en el kilómetro 30.200 de la Ruta Nacional No. 27. Atraviesa el Cañón del Río Grande. Ciudad Colón, Orotina. Alajuela

Coordenadas de ubicación



Antecedentes:

<p>CAMACHO Y MORA (Diciembre 2010)</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Deteriorada. Agrietamiento y reparaciones a lo largo de todo el puente. • Acero de refuerzo expuesto en una zona de la losa. <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Totalmente obstruidas por concreto asfáltico.
<p>LANAMME</p>	<ul style="list-style-type: none"> • No se encontró informe
<p>ADS CANO-CACISA (Junio 2012)</p>	<p>Losas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bacheo con betún modificado tipo Compofix. • Grietas superficiales. <p>Juntas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Sustitución de juntas. Las nuevas son de caucho modificado y reforzado con acero.
<p>CAMACHO Y MORA (Febrero 2013)</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Problemas de desgaste en la cara superior. • Presenta grietas tipo piel de lagarto por retracción plástica. • Perdida de material de relleno en ventanas de acceso, con huecos. <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Buen estado, solo requieren limpieza.

Puente sobre el Río Concepción

Ubicación: se encuentra en el kilómetro 45.460 de la Ruta Nacional No. 27. Atraviesa el Cañón del Río Concepción. Distrito de Atenas, cantón de Atenas de la provincia de Alajuela. Coordenadas de ubicación Latitud Norte 9° 55' 30.67" y Longitud Oeste 84° 27' 42.78".



Antecedentes:

<p>CAMACHO Y MORA (Diciembre 2010)</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Losa deteriorada. Grietas y reparaciones a lo largo del puente. • Huecos en algunas zonas. (Malas reparaciones) • Concreto de la losa con características diferentes entre tramo y tramo. • Tapas de gavetas para postensado están agrietadas y quebradas. <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ambas en buen estado • Presencia de Material que obstruye las juntas.
<p>LANAMME (Enero 2012)</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Descascaramiento del concreto en zonas de reparación de escotillas provisionales. • Aparente extracción de núcleos de concreto. • Agrietamiento en una y dos direcciones (Mayor en Carril SJ-C) <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Drenajes obstruidos. • Faltantes de secciones del canal. • Ausencia de conectores.
<p>AUTOPISTAS DEL SOL (Diciembre 2011)</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Gran cantidad de fisuras y grietas a lo largo del tablero.

	<ul style="list-style-type: none"> • Zonas con agregado desprendido. (Baches) (Causa: Reacción alcalino-agregado)⁵ • Indicios de Extracción de núcleos de concreto. (Cuestionamiento en calidad del concreto) • Reparación Provisional**
ADS (Mayo 2012)	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Necesidad de realizar estudio detallado de grietas. • Necesidad de realizar estudio detallado de corrosión.
ADS CANO- CACISA (Junio 2012)	<p>Losas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bacheo con betún modificado tipo Compofix. • No se encuentran baches abiertos. <p>Juntas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Buen estado.
CAMACHO Y MORA (Febrero 2013)	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Deterioro superficial. • Desgaste y Zonas con grietas por retracción plástica. • Ventanas de acceso agrietadas o reparadas con concreto asfáltico. <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ambas en buen estado • Ausencia de algunas tapas de pernos. • Canoas sucias.

**Colocación de asfalto en frío sobre el bache abierto. Posteriormente se procederá colocar un concreto de alta resistencia a temprana edad en los baches abiertos. Utiliza epóxico para reparación.

⁵ Criterio técnico basado en posibilidad de uso de agregado de la zona, la cual presenta niveles elevados de ácidos.

Puente sobre el Río Virilla

Ubicación: se encuentra en el kilómetro 16.300 de la Ruta Nacional No. 27. Atraviesa el Cañón del Río Virilla. Distrito de San Rafael, cantón de Alajuela de la provincia de Alajuela.
 Coordenadas de ubicación Latitud Norte 9° 56'50.10" y Longitud Oeste 84° 13'55.84".



Antecedentes:

<p>CAMACHO Y MORA (Diciembre 2010)</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grietas por flexión longitudinales. (En un 70%-80%) • Grietas por retracción del concreto en zonas muy localizadas. • Huecos en algunas zonas. (Podría ser por malas reparaciones) <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Buen estado, solamente desacomodo ligero en parte central. • Canoas de Juntas obstruidas.
<p>ADS TECNO SAGOT (Setiembre 2011)</p>	<p>Juntas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Desprendimiento de partes metálicas, falla en pernos. • Rellenos provisionales con concreto asfáltico. • Problema ligado a montaje sobre viga de apoyo y anclajes con poca longitud de desarrollo y ningún grifado.
<p>LANAMME</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Agujeros circulares poco profundos en la superficie. (Pocos lugares) • Reparaciones⁶, en zonas de escotillas de acceso, con fisuración y descascaramiento. (Muchos Lugares)

⁶ Realizadas por personal de Autopistas del Sol (ADS).

<p>(Octubre 2011)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Agujeros rellenos con concreto asfáltico. Diámetro 10 cm. Descascaramiento. • Grietas en una dirección, paralelas a la línea de centro. (Menos de la mitad de la losa) <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tipo dentada. • Pérdida de secciones, reparadas con relleno de concreto asfáltico. • Faltante de láminas de aluminio en partes de la junta.
<p>ADS CANO- CACISA (Junio 2012)</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fisuras pequeñas en la losa. • Bacheo con betún modificado tipo Compofix. <p>Juntas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cambiadas recientemente. (Se cambió la junta metálica mecánica por la junta de polietileno reforzado similar a la del Ciruela pero más ancha. Buen estado.
<p>CAMACHO Y MORA (Febrero 2013)</p>	<p>Losa:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Grietas por flexión longitudinal continuas a lo largo del puente. (Serios Problemas de Deterioro) • Presencia de Agrietamiento tipo piel de lagarto. (Posibles causas: Retracción del concreto, sobrecargas a edades tempranas y deficiencias constructivas) • Zonas con pérdidas de material en la cara superior. • Deterioro en ventanas superiores de acceso, reparadas con concreto asfáltico. • Pérdida de material en zonas de colocación de soportes y previstas durante el proceso constructivo. • Problemas de regularidad.⁷ <p>Juntas de Expansión:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Sustitución parcial de junta* con alto grado de deterioro en las conexiones. • Obstrucciones con material grueso.

*Se realizó por ADS, se sustituye junta afectada directamente por tránsito. Las juntas sobre espaldones no se cambian.

⁷ ADS realiza mediciones anuales del IRI, para cada puente, en conjunto con el LANAMME y se registran valores de 8 a 10.

Apéndice 3. Fichas Detalladas de Inspección

Puente sobre el Rio Virilla

Elemento de Estudio: Losa de Concreto

Inspección e Identificación de Deterioros

Método de Inspección: Inspeccion Visual

Fecha Inspección: Ambos sentidos 25/07/2013 Día

Metodología Aplicada

La losa es inspeccionada en dos sentidos de flujo de tránsito, uno corresponde a San Jose-Caldera y el otro Caldera-San Jose, ambos divididos en secciones de 15m de longitud. Se procede inicialmente con una demarcacion de los cuadrantes, luego con la identificación de deterioros, se toman fotografías y se registran los datos de interés.

Duración de Inspección:

Se tardó 6 horas en total.

Equipo de Inspección







Cintas Métricas, Pintura Spray y Espátula.

Equipo de Seguridad







Plantillas de Inspeccion y Crack Card



Item de Inspección: Tipo de Deterioro Observado

Agrietamiento tipo Mapeo	Agrietamiento Longitudinal	Baches
		
Desgaste	Manchas	Huecos
		

Caracterización de Grietas

Espesor	Longitud	Espaciamiento
		
Desprendimientos	Ubicación en la losa	Orientación
		

Principales Resultados:

Grietas:

Predomina un agrietamiento con orientación longitudinal en toda la losa.

El espaciamiento promedio entre grietas longitudinales paralelas es @25cm. El máximo es @35cm.

Las longitudes de grietas longitudinales van desde 1,5m hasta 4,5m. La predominante corresponde a los 3,0m.

Los espesores registrados para las grietas longitudinales desde 0,15mm hasta 2,00mm. El espesor más común es de 0,80mm.

Las grietas longitudinales se ubican a aproximadamente 60,0cm de la línea de centro, conforme se avanza en la losa, estas se acercan más hacia el espaldón.

Existen algunas grietas transversales y diagonales que no sobrepasan los 80,0cm de longitud, separadas @25cm, con espesores de 0,80mm a 1,50mm.

Agrietamiento en forma de mapeo cerca de Juntas de Expansión, los cuadrantes formados son de $30 \times 30 \text{cm}^2$ y $80 \times 70 \text{cm}^2$, los espesores registrados van desde 0,90mm a 1,5mm. El máximo es de 2,0cm.

Huecos

Hay algunos huecos en la losa, con diámetros de 10cm, 20cm y 30cm. Con profundidades de hasta 2,0cm.

Otros daños

Hay 2 baches de concreto de $60 \times 60 \text{cm}^2$ cada uno y pequeños rellenos con asfalto de 15cm de diámetro.

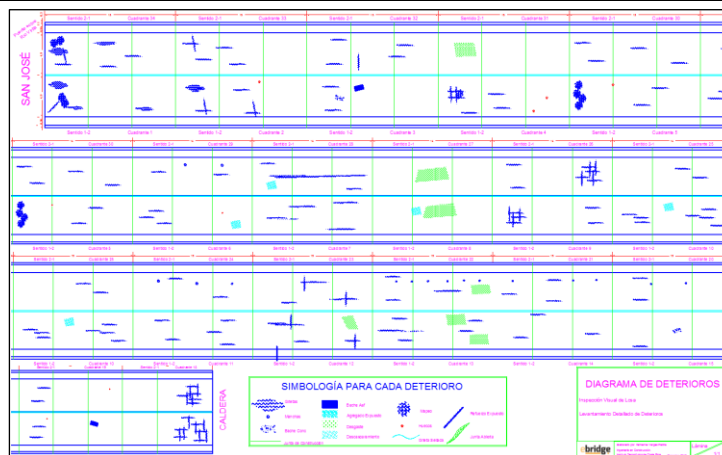
Zonas de desgaste con agregado expuesto por la pérdida de concreto material superficial.

Además hay zonas de descascaramientos y hundimientos de hasta 20cm de diámetro.

Se observan manchas color amarillo-rojizo de 1,0cm de diámetro.

La junta de expansión del Bastión San José está obstruidas.

Diagrama de Deterioro de la Losa:



Extracción de Núcleos de Concreto

Método de Inspección: Ensayo Destructivo

Fecha Extracción: 17/09/2013 Hora Extracción: 12:00 m.d. - 1:20 p.m.

Metodología Aplicada

Todo el procedimiento es ejecutado por técnicos especializados del laboratorio del Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO), del TEC. Se inicia con una ubicación del acero de refuerzo en la losa, se marca la superficie sobre la cual se va a hacer la detección utilizando un detector electrónico, se determina por medio de repetidas inspecciones la localización de las barras de refuerzo. La detección se realiza en ambas direcciones ortogonales de manera que se pueda obtener la distribución horizontal y vertical. Posteriormente se marca el sitio y se coloca el taladro para proceder con la extracción del núcleo.

Duración del ensayo:

Colocación de Equipo y Señalización: 20 min. Extracción: 1 hora.


Equipo de Ensayo

Detector Electrónico de Acero	Taladro para Extracción	Herramientas para sacar el núcleo
		

Ubicación de Extracción.

Se extrajo el núcleo en el carril con sentido 2-1, de la Junta de Expansión aprox. 53m, en el 4^{to} cuadrante, cerca de la línea de borde.

Características del Núcleo

		Foto:
ID del núcleo:	C-424-13	
Diámetro:	10 cm (4")	
Longitud	12 cm	
Descripción Física	Agregado 19 mm, distribución uniforme, sin presencia de vacíos	

Detalles de la Extracción

Ubicación de Refuerzo	Sitio de Extacción	Colocación de Equipo
		
Proceso de Extracción	Corte Terminado	Hueco de Extracción
		

Principales Resultados

Resistencia a la compresión:	49,31	Mpa	459,00	kg/cm ²
------------------------------	-------	-----	--------	--------------------

Núcleo Fallado

Detalle de Falla


Ultrasonido de Grietas

Método de Inspección: Ensayo No Destructivo

Fecha Ejecución: 03/12/2013

Hora:

De 11:00:00 p.m.

a 4:00 a.m.

Metodología Aplicada

Se inicia con la calibración del equipo, de forma simultánea se realiza la identificación del sitio donde se realizará el ultrasonido, previamente seleccionado.

Se procede con la limpieza y pulido de la zona por evaluar. Se coloca vaselina en los lugares requeridos para los palpadores y se coloca el equipo para realizar la evaluación de la zona. Se registran los datos en la ficha de ensayo.

Duración del ensayo:

Calibración del equipo 15 min. Aplicación en cuadrante de medición 10 min.

Equipo de Ensayo

Equipo de ultrasonido, palpadores, patrones de calibración, vaselina y cables de conexión.



Características del Ensayo

Ausencia de vibraciones

Ausencia de humedad

Aplicación de vaselina como acoplante

Detalles de la Ejecución

Preparación en Sitio	Verificación de Equipo	Calibración
		
Grieta Analizada	Preparación de Zona	Aplicación de Ultrasonido
		

Principales Resultados

En la zona analizada se detectan defectologías.
Se miden profundidades de grietas de 7.09 mm y 7.05 mm.

Puente sobre el Rio Ciruelas

Elemento de Estudio: Losa de Concreto

Levantamiento de Grietas e Identificación de Deterioros

Método de Inspección: Inspeccion Visual

Fecha Inspección: Ambos sentidos 27/07/2013 Día

Metodología Aplicada

La losa es inspeccionada en dos sentidos de flujo de tránsito, uno corresponde a San Jose-Caldera y el otro Caldera-San Jose, ambos divididos en secciones de 15m de longitud. Se procede inicialmente con una demarcacion de los cuadrantes, luego con la identificación de deterioros, se toman fotografías y se registran los datos de interés.

Duración de Inspección:







Se tardó 6 horas en total.

Equipo de Inspección







Cintas Métricas, Pintura Spray	Equipo de	Plantillas de Inspeccion y Crack Card
--------------------------------	-----------	---------------------------------------



Item de Inspección: Tipo de Deterioro Observado

Agrietamiento Transversal	Grietas Interconectadas	Huecos
		
Desgaste	Grietas Longitudinales	Juntas de Construcción
		

Caracterización de Grietas

Espesor	Longitud	Espaciamiento
		
Espesor	Ubicación en la losa	Orientación
		

Principales Resultados:

Grietas:

Predomina un agrietamiento con orientación transversal en toda la losa, estas atraviezan toda la calzada.

El espaciamiento promedio entre grietas transversales es @65cm. El máximo es @70cm.

Las longitudes de grietas transversales van desde 1,0m hasta 10,0m. La predominante corresponde a los 5,0m.

Los espesores registrados para las grietas transversales van desde 0,30mm hasta 1,0cm. El espesor común es de 5,00mm.

Hay pocas grietas longitudinales, estas se ubican cerca de las juntas de construcción, separadas @30cm. Con longitudes desde los 0,70m a 1,5m y espesores de 0,30mm a

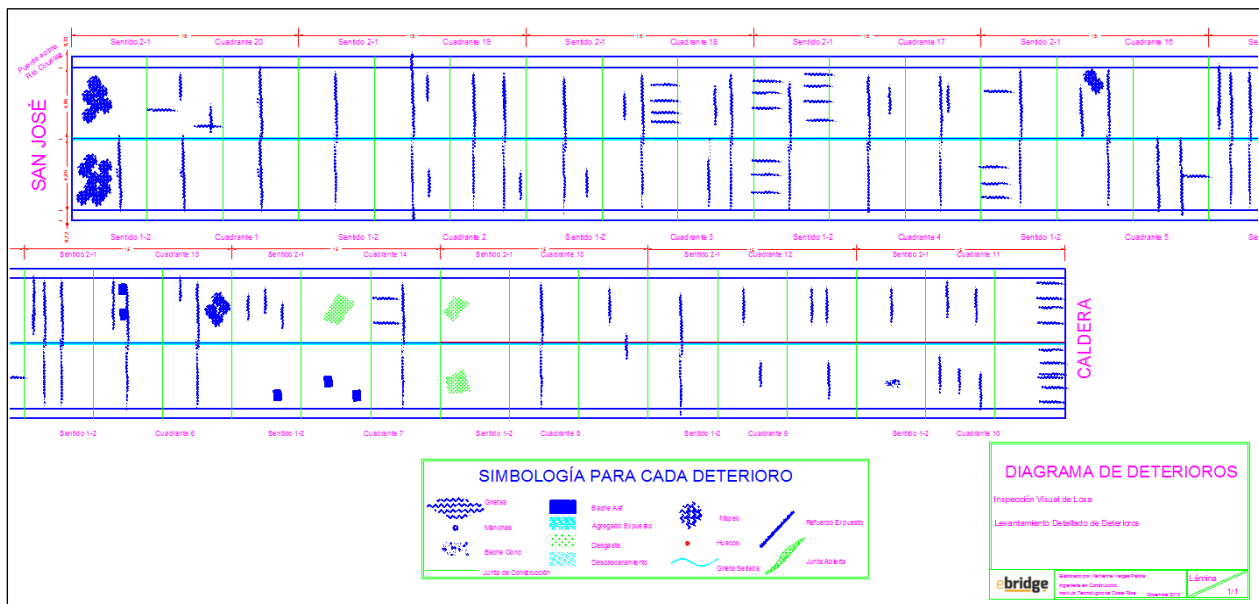
Huecos

Los huecos observados se forman en las intersecciones de grietas transversales con longitudinales.

Otros daños

Se observan algunas zonas de desgaste, con pérdida de concreto y agregado expuesto.

Diagrama de Deterioro de la Losa:



Extracción de Núcleos de Concreto

Método de Inspección: Ensayo Destructivo

Fecha Extracción: 17/09/2013 Hora Extracción: 10:45 a.m. - 12:00 m.d.

Metodología Aplicada

Todo el procedimiento es ejecutado por técnicos especializados del laboratorio del Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO), del TEC. Se inicia con una ubicación del acero de refuerzo en la losa, se marca la superficie sobre la cual se va a hacer la detección utilizando un detector electrónico, se determina por medio de repetidas inspecciones la localización de las barras de refuerzo. La detección se realiza en ambas direcciones ortogonales de manera que se pueda obtener la distribución horizontal y vertical. Posteriormente se marca el sitio y se coloca el taladro para proceder con la extracción del núcleo.

Duración del ensayo:

Colocación de Equipo y Señalización: 15 min por extracción. Extracción: 1 hora.

Equipo de Ensayo

Detector Electrónico de Acero

Taladro para Extracción


Herramientas para sacar el



Ubicación de Extracción.

Se extrajo el núcleo en el carril con sentido 2-1, de la Junta de Expansión aprox. 38m, en el 3^{er} cuadrante, a 70cm de la línea de borde, a una distancia de 55cm de la acera.

Características del Núcleo

		Foto:
ID del núcleo:	C-423-13	
Diámetro:	10 cm (4")	
Longitud	12 cm	
Descripción Física	Agregado 19 mm, distribución uniforme, sin presencia de vacíos	


Detalles de la Extracción

Ubicación de Refuerzo	Sitio de Extacción	Colocación de Equipo
		
Proceso de Corte	Proceso de Extracción	Hueco de Extracción
		

Principales Resultados

Resistencia a la compresión:	43,37	Mpa	406,00	kg/cm ²
------------------------------	-------	-----	--------	--------------------

Núcleo Fallado

Detalle de Falla


Elemento de Estudio: Vigas Principales de Acero

Identificación de Deterioros

Método de Inspección: Inspección Visual

Fecha Inspección: 28/08/2013

Día

Metodología Aplicada

Después de una revisión de los planos, se realiza una visita al sitio del puente cuyo acceso es posible por la zona de los bastiones, se observa gran parte del sistema de diafragma de la superestructura y se toma nota de algunos detalles como medidas, deterioros y condiciones de acceso.

Duración de Inspección:

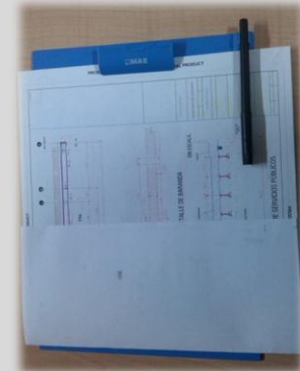
Se tardó 2.5 horas.

Equipo de Inspección

Cintas Métricas y Espátula.

Equipo de Seguridad

Plantillas de Toma de Datos



Detalles Observados

Estado de Elementos

Estado de Conexiones

Diafragmas





Principales Resultados:

Se observa oxidación en todos los elementos de acero, con corrosión en conexiones apernadas y alma de vigas laterales principales.
 No hay grietas ni elementos rotos, faltante de pernos, miembros deformados o pandeados.
 No se observa elementos expuestos a agua.
 El acceso requiere limpieza.
 Es posible desplazarse a través de la estructura por el sistema de diafragma inferior apoyado en vigas del diafragma superior para futuras inspecciones.

Medición de Espesores en alma de Vigas Principales

Método de Inspección: Inspeccion Física. Ensayo No Destructivo

Fecha Inspección: 07/11/2013 10:30 a.m. - 6:00 p.m.

Metodología Aplicada

Se realizan dos mediciones por cada tramo, para tal efecto un tramo se considera como la longitud de viga que se mantiene completa y uniforme, de ahí que cada cambio de elemento a través de una conexión apernada significa un cambio de tramo, se mide al inicio y al final de estos tramos, las mediciones se realizan sobre una superficie lisa (que se limpian previamente con una lija) y luego se coloca vaselina como material acoplante; el punto de medición se ubica siempre al centro del elemento.

Duración de Inspección:

Se tardó 7.5 horas.

Equipo de Inspección

Equipo de Ultrasonido y Cubo de Calibración



Equipo de Seguridad y Anclaje



Detalles del Ensayo

Forma de Desplazamiento



Calibración del Equipo



Limpieza del Elemento



Aplicación de Vaselina



Medición de Espesor



Registro de Datos



Principales Resultados:

Para la viga principal 1-2: se registran pérdidas de espesor que van de [0.52-1.34] mm
Para la viga principal 2-1: se registran pérdidas de espesor que van de [0.55-1.89] mm

Análisis de Soldaduras en Conexiones de Bastiones

Método de Inspección: Inspección Física. Ensayo No Destructivo

Fecha Inspección: 16/11/2013 10:00 a.m. - 1:00 p.m.

Metodología Aplicada

Se seleccionan 16 soldaduras distribuidas equitativamente entre ambos bastiones. Previamente debían seleccionarse y limpiar, con un cepillo de acero tipo copa de fibras gruesas adaptado a una esmeriladora eléctrica, las soldaduras por analizar, luego se aplica una capa de laca de contraste y por último se magnetiza la zona donde por medio de la aplicación de partículas magnéticas se revelan las discontinuidades existentes si las hay.

Duración de Inspección:

Se tardó 30 min por Bastión.

Equipo de Inspección

Cepillo Copa/Planta Eléctrica	Laca de Contraste y Partículas	Magnetizador
		

Detalles del Ensayo

Limpieza de Soldaduras	Aplicación de Laca	Magnetización de Zona
		

Aplicación de Partículas

Búsqueda de Discontinuidades

Soldadura Analizada



Principales Resultados:

Todas las soldaduras analizadas no presentan discontinuidades.
No hay agrietamiento en estas.

Puente sobre el Rio Grande

Elemento de Estudio: Losa de Concreto

Levantamiento de Grietas e Identificación de Deterioros

Método de Inspección: Inspeccion Visual

Fecha Inspección:	Sentido 2-1	28/07/2013	Día
	Sentido 1-2	02/08/2013	Día
	Sentido 1-2	29/08/2013	Noche-Madrugada

Metodología Aplicada

La losa es inspeccionada en dos sentidos de flujo de tránsito, uno corresponde a San Jose-Caldera y el otro Caldera-San Jose, ambos divididos en secciones de 15m de longitud. Se procede inicialmente con una demarcacion de los cuadrantes, luego con la identificación de deterioros, se toman fotografías y se registran los datos de interés.

Duración de Inspección:




Tres visitas, 8 horas por sentido.

Equipo de Inspección




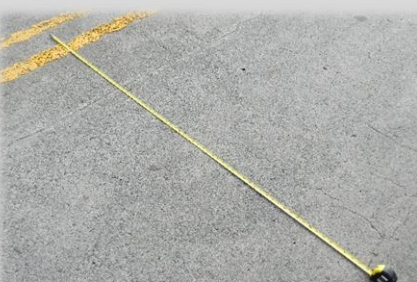

Cintas Métricas, Pintura Spray Equipo de Plantillas de Inspeccion y Crack Card



Item de Inspección: Tipo de Deterioro Observado

Agrietamiento tipo Mapeo	Agrietamiento Longitudinal	Baches
		
Refuerzo Expuesto	Pérdida de Sello en Grietas	Huecos
		

Caracterización de Grietas

Espesor	Longitud	Espaciamiento
		
Algunas grietas diagonales	Pocas grietas transversales	Profundidad de Grietas
		

Principales Resultados:

Grietas:

Predomina un agrietamiento con orientación longitudinal en toda la losa, estas abarcan también la zona de espaldón, menos del 50% de estas fueron selladas anteriormente. El espaciamiento promedio entre grietas longitudinales paralelas es @25cm. El máximo es @50cm.

Las longitudes de grietas longitudinales van desde 1,0m hasta 7,0m. La predominante corresponde a los 5,0m.

Los espesores registrados para las grietas longitudinales desde 1,25mm hasta 1,0cm . El espesormás común es de 8,00mm.

Las grietas longitudinales se ubican a aproximadamente 1,50m de la línea de centro, a una distancia promedio de 30cm entre ellas.

Existen grietas reparadas con sello, de 3,0m y 5,0m de longitud con espesores desde 1,0cm hasta 3,0cm. Hay pérdidas de sello de hasta 30cm de longitud.

Agrietamiento en forma de mapeo cerca de Juntas de Expansión, los cuadrantes formados son de 20x20cm² y 25x25cm², los espesores registrados son de 1,0mm.-1,5mm. y 2.5mm.

La losa presenta algunas grietas transversales y diagonales distanciadas entre sí 30,0cm con espesores desde los 0,4mm hasta 0,8mm, pero no son predominantes.

Huecos

Hay algunos huecos en la losa, estos con longitudes de 7,0cm y diámetros de 1,0cm y 3,0cm.

Otros daños

A los 25m del bastión del lado de San José en sentido hacia Caldera, se ubica un bache en la losa que abarca todo el ancho de la calzada con un área de 10X7m² este presenta algunas grietas en los bordes del bache y desgaste de la superficie.

Se ubica además refuerzo expuesto, a unos 180m desde el bastión del lado de San José, en ambos carriles, dos barras en cada sentido que no tienen recubrimiento.

Ambas juntas de expansión están obstruidas. Cubiertas con asfalto.

Baches

La losa presenta baches de concreto en ambos carriles, sin embargo no en todos los cuadrantes.

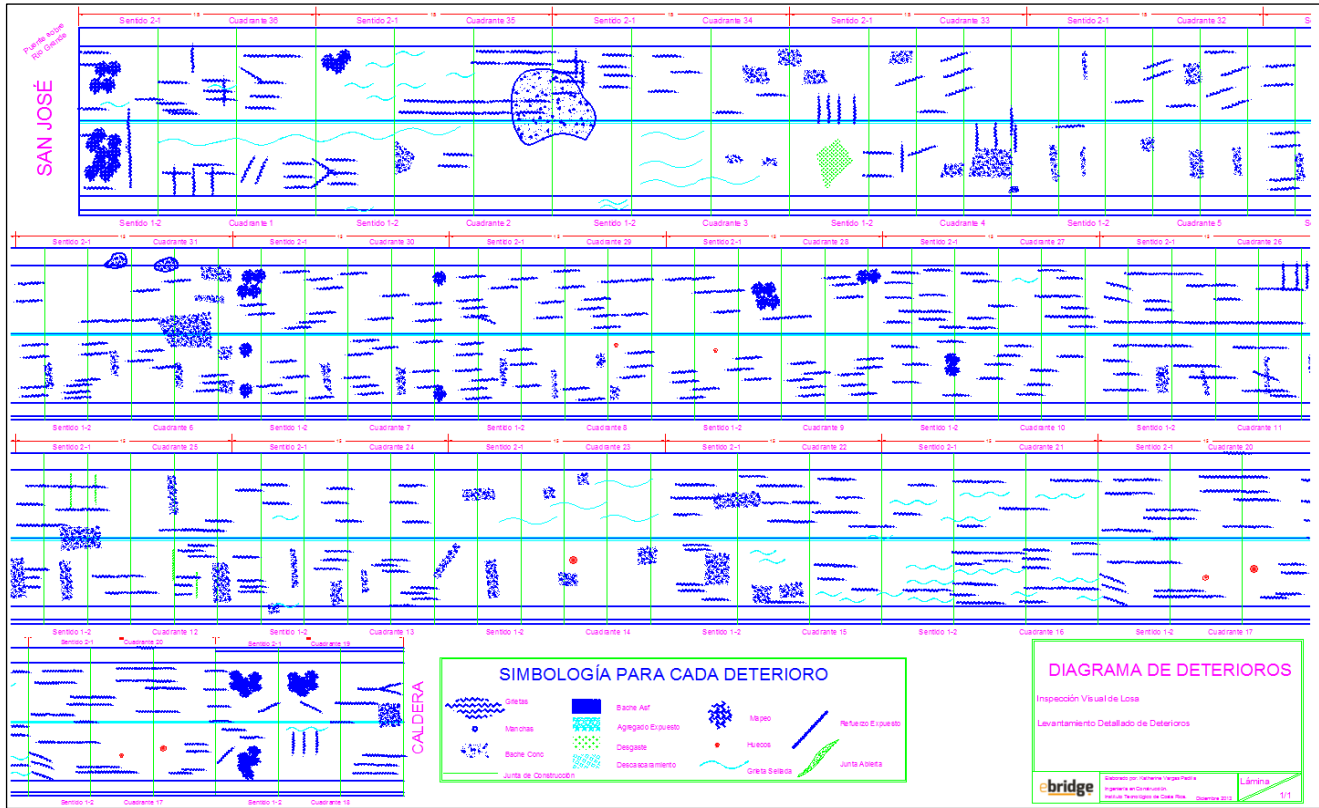
Las áreas de los baches se presentan en la siguiente tabla.

N°	Baches Concreto (Dim)			Área (m ²)	N°	Baches Concreto (Dim)			Área (m ²)
1	0,65	0,80	0,52	0,52	1	1,20	0,30	0,36	0,36
1	0,70	2,90	2,03	2,03	1	1,20	0,10	0,12	0,12
1	0,60	1,00	0,60	0,60	2	0,50	0,15	0,08	0,15
2	0,85	1,30	1,11	2,21	2	0,15	0,20	0,03	0,06
1	0,95	0,50	0,48	0,48	2	1,00	0,10	0,10	0,20
5	1,00	0,15	0,15	0,75	1	0,40	0,40	0,16	0,16
6	0,35	0,15	0,05	0,32	2	0,60	0,80	0,48	0,96
3	1,10	0,15	0,17	0,50	1	0,30	1,00	0,30	0,30

3	0,10	0,50	0,05	0,15	1	0,70	0,15	0,11	0,11
1	0,60	0,30	0,18	0,18	1	0,90	1,35	1,22	1,22
2	0,45	0,30	0,14	0,27	1	0,80	0,10	0,08	0,08
3	0,60	0,50	0,30	0,90	2	0,15	0,60	0,09	0,18
1	1,50	0,80	1,20	1,20	1	0,70	0,70	0,49	0,49
1	0,80	0,60	0,48	0,48	1	0,70	1,50	1,05	1,05
			$\Sigma=$	10,58				$\Sigma=$	5,43

Área total de Losa:		
Longitud	Ancho	(m ²)
294,00	7,40	2175,6
Baches de Concreto		16,01
% Porcentaje Bacheado	0,7	

Diagrama de Deterioro de la Losa:



Extracción de Núcleos de Concreto

Método de Inspección: Ensayo Destructivo

Fecha Extracción: 16/09/2013 Hora Extracción: 03:00 p.m. - 4:30 p.m.

Metodología Aplicada

Todo el procedimiento es ejecutado por técnicos especializados del laboratorio del Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO), del TEC. Se inicia con una ubicación del acero de refuerzo en la losa, se marca la superficie sobre la cual se va a hacer la detección utilizando un detector electrónico, se determina por medio de repetidas inspecciones la localización de las barras de refuerzo. La detección se realiza en ambas direcciones ortogonales de manera que se pueda obtener la distribución horizontal y vertical. Posteriormente se marca el sitio y se coloca el taladro para proceder con la extracción del núcleo.

Duración del ensayo:

Colocación de Equipo y Señalización: 15 min por extracción. Se realizaron dos extracciones porque la primera no funcionó, cada una de 30 min.

Equipo de Ensayo


Detector Electrónico de Acero	Taladro para Extracción	Herramientas para sacar el
-------------------------------	-------------------------	----------------------------



Ubicación de Extracción.

Se extrajo el núcleo en el carril con sentido 2-1, de la Junta de Expansión aprox. 75m, en el 5^{to} cuadrante, justo al lado de la línea de borde, a una distancia de 85cm de la acera.

Características del Núcleo

		Foto:
ID del núcleo:	C-422-13	
Diámetro:	10 cm (4")	
Longitud	12 cm	
Descripción Física	Agregado 19 mm, distribución uniforme, sin presencia de vacíos	


Detalles de la Extracción

Ubicación de Refuerzo	Sitio de Extacción	Colocación de Equipo
		
Hueco de Extracción	Colocación de Equipo	Ubicación de Refuerzo
		

Principales Resultados

Resistencia a la compresión:	48,66	Mpa	457,00	kg/cm ²
------------------------------	-------	-----	--------	--------------------

Núcleo Fallado

Detalle de Falla


Puente sobre el Rio Concepcion

Elemento de Estudio: Losa de Concreto

Levantamiento de Grietas e Identificación de Deterioros

Método de Inspección: Inspeccion Visual

Fecha Inspección:	Sentido 2-1	03/08/2013	Día
	Sentido 1-2	04/08/2013	Día

Metodología Aplicada

La losa es inspeccionada en dos sentidos de flujo de tránsito, uno corresponde a San Jose-Caldera y el otro Caldera-San Jose, ambos divididos en secciones de 15m de longitud. Se procede inicialmente con una demarcacion de los cuadrantes, luego con la identificacion de deterioros, se toman fotografias y se registran los datos de interés.

Duración de Inspección:







Dos visitas, 6 horas por sentido.

Equipo de Inspección







Cintas Métricas, Pintura Spray | Equipo de | Plantillas de Inspeccion y Crack Card



Item de Inspección: Tipo de Deterioro Observado

Agrietamiento tipo Mapeo	Agrietamiento Longitudinal	Baches de Asfalto
		
Bache de Concreto Agrietado	Desgaste	Huecos
		

Caracterización de Grietas

Espesor	Longitud	Espaciamiento
		
Ubicación en la losa	Presencia de agua-	Conexiones
		

Principales Resultados:

Grietas:

Predomina un agrietamiento con orientación longitudinal en toda la losa, estas son más frecuentes cerca de la línea de centro y línea de espaldón.

El espaciamiento predominante entre grietas longitudinales paralelas es @20cm. También hay algunas @25,30 y 35 cm. El máximo es @60cm.

Las longitudes de grietas predominantes son de 1,5m.- 2,0m. y 3,0m.

Los espesores registrados para las grietas longitudinales desde 0,60mm hasta 8,00mm . El espesor más común es de 1,50mm.

Agrietamiento en forma de mapeo cerca de Juntas de Expansión, este se extiende hasta 5m desde la junta, los cuadrantes formados son de 15x20cm² y 25x30cm², en las demás zonas Los espesores registrados en zonas de mapeo van desde 0,8mm hasta 1,0cm. Para las grietas longitudinales desde 0,6mm hasta 8,00mm.

Otros daños

Desgaste del concreto, con evidencia del agregado en zona central de la losa, a ambos lados de la línea de centro.

Baches

Hay baches en cada uno de los cuadrantes inspeccionados, los rellenos con concreto corresponden a las escotillas de chorreas durante el proceso de construcción.

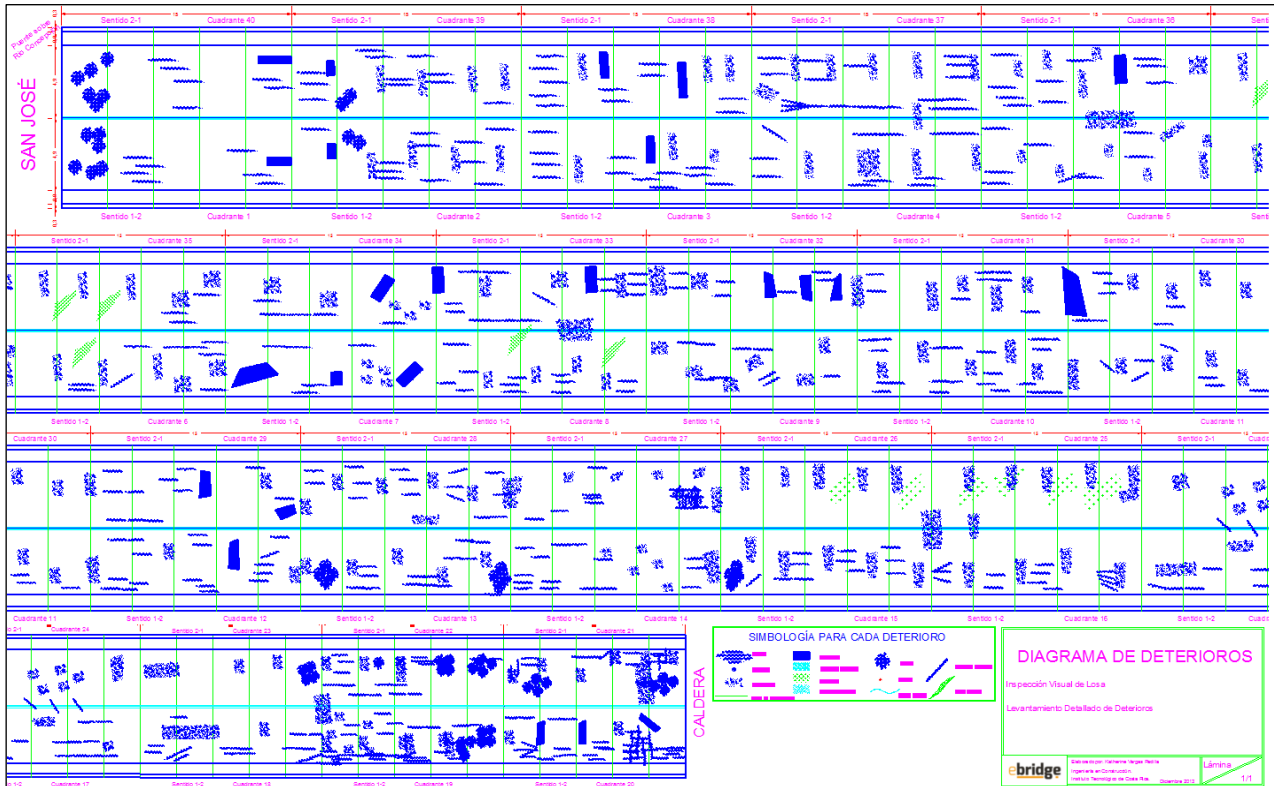
Las áreas de los baches se presentan en las siguientes tablas.

N°	Baches Concreto (Dim)			Área (m ²)	N°	Baches Asfalto (Dimensiones)			Área (m ²)
2	2,60	0,60	1,56	3,12	7	0,40	0,50	0,20	1,40
3	0,60	0,30	0,18	0,54	8	0,40	0,25	0,10	0,80
3	0,60	0,30	0,18	0,54	10	0,40	0,30	0,12	1,20
1	0,60	0,30	0,18	0,18	12	0,40	0,30	0,12	1,44
2	0,60	0,95	0,57	1,14	2	1,50	2,00	3,00	6,00
1	0,80	0,50	0,40	0,40	1	1,00	1,10	1,10	1,10
1	3,00	0,50	1,50	1,50	10	0,40	0,50	0,20	2,00
3	0,60	0,30	0,18	0,54	1	1,50	0,35	0,53	0,53
3	0,60	0,30	0,18	0,54	1	1,50	0,40	0,60	0,60
3	0,40	0,30	0,12	0,36	4	0,30	0,30	0,09	0,36
1	0,25	0,40	0,10	0,10	8	0,40	0,50	0,20	1,60
3	0,80	0,30	0,24	0,72	8	0,30	0,45	0,14	1,08
2	0,25	0,25	0,06	0,13	15	0,25	0,40	0,10	1,50
3	0,30	0,10	0,03	0,09	10	0,50	0,15	0,08	0,75
1	0,45	0,30	0,14	0,14	1	0,60	0,10	0,06	0,06
2	0,40	0,30	0,12	0,24	6	0,40	0,10	0,04	0,24
			Σ=	10,27	12	0,40	0,15	0,06	0,72
					10	0,40	0,15	0,06	0,60
					12	0,40	0,30	0,12	1,44
					11	0,40	0,30	0,12	1,32
					3	0,45	0,30	0,14	0,41

1	1,60	0,30	0,48	0,48
10	0,15	0,10	0,02	0,15
5	0,45	0,30	0,14	0,68
1	3,00	0,25	0,75	0,75
12	0,45	0,30	0,14	1,62
9	0,45	0,30	0,14	1,22
3	0,45	0,30	0,14	0,41
			Σ=	30,44

Área total de Losa:		
Longitud	Ancho	(m ²)
293,80	9,80	2879,2
Concreto	Asfalto	
10,27	30,44	40,71
% Porcentaje Bacheado	1,4	

Diagrama de Deterioro de la Losa:



Extracción de Núcleos de Concreto

Método de Inspección: Ensayo Destructivo

Fecha Extracción: 16/09/2013 Hora Extracción: 12:45 p.m. - 1:10 p.m.

Metodología Aplicada

Todo el procedimiento es ejecutado por técnicos especializados del laboratorio del Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO), del TEC. Se inicia con una ubicación del acero de refuerzo en la losa, se marca la superficie sobre la cual se va a hacer la detección utilizando un detector electrónico, se determina por medio de repetidas inspecciones la localización de las barras de refuerzo. La detección se realiza en ambas direcciones ortogonales de manera que se pueda obtener la distribución horizontal y vertical. Posteriormente se marca el sitio y se coloca el taladro para proceder con la extracción del núcleo.

Duración del ensayo:

Colocación de Equipo y Señalización: 15 min. Extracción: 25 min.

Equipo de Ensayo

Detector Electrónico de Acero

Taladro para Extracción


Herramientas para sacar el



Ubicación de Extracción.

Se extrajo el núcleo en el carril con sentido 2-1, de la Junta de Expansión aprox. 25 m, en el 3^{er} cuadrante, a una distancia de 1,05 m del borde de acera.

Características del Núcleo

		Foto:
ID del núcleo:	C-421-13	
Diámetro:	10 cm (4")	
Longitud	17 cm	
Descripción Física	Agregado 19 mm, distribución uniforme, sin presencia de vacíos	

Detalles de la Extracción

Ubicación de Refuerzo	Sitio de Extacción	Colocación de Equipo
		
Hueco de Extracción	Colocación de Equipo	Ubicación de Refuerzo
		

Principales Resultados

Resistencia a la compresión:	37,85	Mpa	377,00	kg/cm ²
------------------------------	-------	-----	--------	--------------------

Núcleo Fallado

Detalle de Falla


Puente sobre el Rio Salitral

Elemento de Estudio: Losa de Concreto

Levantamiento de Grietas e Identificación de Deterioros

Método de Inspección: Inspeccion Visual

Fecha Inspección:	Diagrama	28/08/2013	Ambos Sentidos
	Toma de Datos	18/09/2013	Ambos Sentidos

Metodología Aplicada

La losa es inspeccionada en dos sentidos de flujo de tránsito, uno corresponde a San Jose-Caldera y el otro Caldera-San Jose, ambos divididos en secciones de 15m de longitud. Se procede inicialmente con una demarcacion de los cuadrantes, luego con la identificacion de deterioros, se toman fotografias y se registran los datos de interés.

Duración de Inspección:







Dos visitas, 4 horas por cada una.

Equipo de Inspección







Cintas Métricas, Pintura Spray	Equipo de	Plantillas de Inspeccion y Crack Card
--------------------------------	-----------	---------------------------------------



Item de Inspección: Tipo de Deterioro Observado

Agrietamiento Transversal	Grietas Interconectadas	Huecos
		
Desgaste	Grietas Longitudinales	Juntas de Construcción
		

Caracterización de Grietas

Espesor	Longitud	Espaciamiento
		
Espesor	Ubicación en la losa	Orientación
		

Principales Resultados:

Grietas:

Se observa un agrietamiento transversal y longitudinal, se presentan con igual intensidad en toda la losa.

Las longitudes de grietas transversales van desde 1,0m hasta 3,0m. Algunas abarcan todo el ancho de la calzada, aproxim. 7,5m.

Los espesores registrados para las grietas transversales van desde 0,80mm hasta 2,0cm. El espesor más común es de 5,00mm.

El espaciamiento promedio entre grietas transversales es @35cm.

Las longitudes de grietas longitudinales van desde 1,2m hasta 3,5m. La longitud más común es de 2,5m.

Los espesores registrados para las grietas longitudinales van desde 0,80mm hasta 4,0mm. El espesor más común es de 2,50mm.

El espaciamiento promedio entre grietas longitudinales es @40cm.

Otros daños

Las juntas de construcción de la losa, se encuentran abiertas, algunas están rellenas con asfalto.

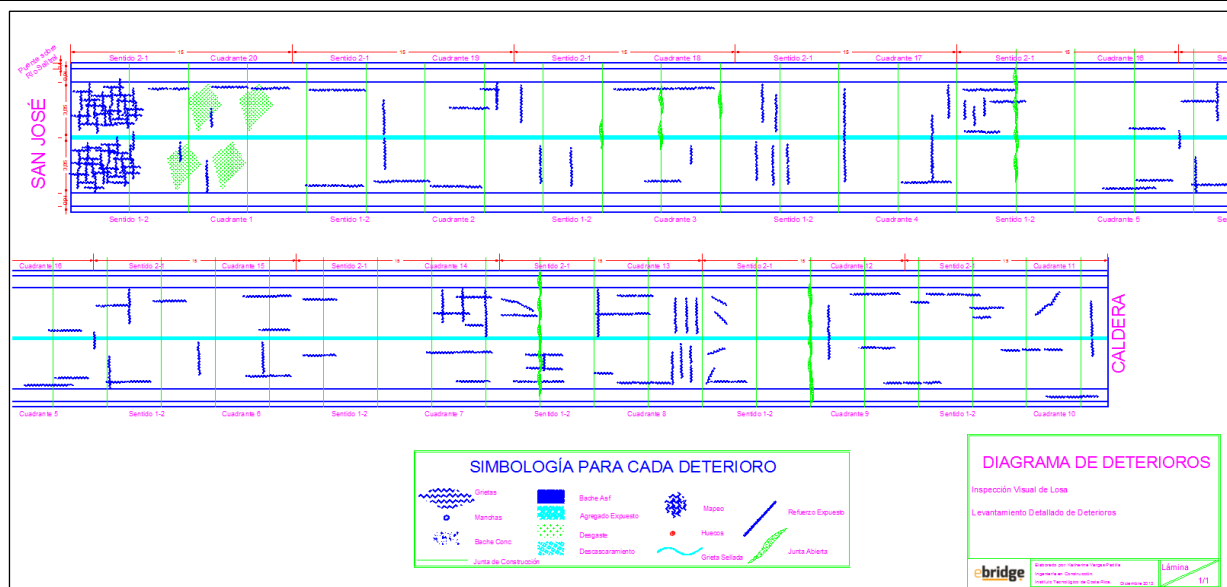
Las longitudes abiertas van desde los 0,4m hasta 1,10m.

Los huecos tienen espesores desde los 8,0cm hasta los 15,0cm.

Se registra profundidades de hasta 8,0cm.

La zona central de la losa, presenta desgaste con pérdida de material y agregado expuesto, a lo largo de toda la losa.

Diagrama de Deterioro de la Losa:



Extracción de Núcleos de Concreto

Método de Inspección: Ensayo Destructivo

Fecha Extracción: 16/09/2013 Hora Extracción: 11:40 a.m. - 12:00 m.d.

Metodología Aplicada

Todo el procedimiento es ejecutado por técnicos especializados del laboratorio del Centro de Investigación en Vivienda y Construcción (CIVCO), del TEC. Se inicia con una ubicación del acero de refuerzo en la losa, se marca la superficie sobre la cual se va a hacer la detección utilizando un detector electrónico, se determina por medio de repetidas inspecciones la localización de las barras de refuerzo. La detección se realiza en ambas direcciones ortogonales de manera que se pueda obtener la distribución horizontal y vertical. Posteriormente se marca el sitio y se coloca el taladro para proceder con la extracción del núcleo.

Duración del ensayo:

Colocación de Equipo y Señalización: 10 min. Extracción: 10 min.

Equipo de Ensayo

Detector Electrónico de Acero

Taladro para Extracción


Herramientas para sacar el



Ubicación de Extracción.

Se extrajo el núcleo en el carril con sentido 1-2, de la Junta de Expansión aprox. 58,0m, en el 3^{er} cuadrante, a 35cm de la línea de borde, a una distancia de 1,60m de la acera.

Características del Núcleo

		Foto:
ID del núcleo:	C-420-13	
Diámetro:	10 cm (4")	
Longitud	12 cm	
Descripción Física	Agregado 19 mm, distribución uniforme, sin presencia de vacíos	


Detalles de la Extracción

Ubicación de Refuerzo	Sitio de Extacción	Colocación de Equipo
		
Proceso de Corte	Proceso de Extracción	Hueco de Extracción
		

Principales Resultados

Resistencia a la compresión:	38,70	Mpa	344,00	kg/cm ²
------------------------------	-------	-----	--------	--------------------

Núcleo Fallado

Detalle de Falla


Elemento de Estudio: Vigas Principales de Acero

Identificación de Deterioros

Método de Inspección: Inspección Visual

Fecha Inspección: 29/08/2013

Día

Metodología Aplicada

Después de una revisión de los planos, se realiza una visita al sitio del puente cuyo acceso es posible por la zona de los bastiones, se observa gran parte del sistema de diafragma de la superestructura y se toma nota de algunos detalles como medidas, deterioros y condiciones de acceso.

Duración de Inspección:

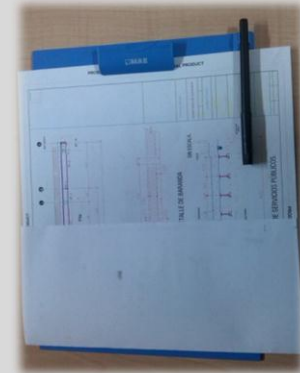
Se tardó 2.5 horas.

Equipo de Inspección

Cintas Métricas y Espátula.

Equipo de Seguridad

Plantillas de Toma de Datos



Detalles Observados

Estado de Elementos

Estado de Conexiones

Diafragmas





Principales Resultados:

Se observa oxidación en todos los elementos de acero, con corrosión más notable en alma de vigas laterales principales y secundarias.
 No hay grietas ni elementos rotos o faltante de pernos.
 Vigas y Conexiones de Diagrafmas están expuestos a agua.
 El acceso requiere limpieza.
 Se observa un elemento secundario pandeado.
 Es posible desplazarse a través de la estructura por el sistema de diafragma inferior apoyado en vigas del diafragma superior para futuras inspecciones.

Medición de Espesores en alma de Vigas Principales

Método de Inspección: Inspeccion Física. Ensayo No Destructivo

Fecha Inspección: 13/11/2013 10:30 a.m. - 4:30 p.m.

Metodología Aplicada

Se realizan dos mediciones por cada tramo, para tal efecto un tramo se considera como la longitud de viga que se mantiene completa y uniforme, de ahí que cada cambio de elemento a través de una conexión apernada significa un cambio de tramo, se mide al inicio y al final de estos tramos, las mediciones se realizan sobre una superficie lisa (que se limpian previamente con una lija) y luego se coloca vaselina como material acoplante; el punto de medición se ubica siempre al centro del elemento.

Duración de Inspección:

Se tardó 6 horas.

Equipo de Inspección

Equipo de Ultrasonido y Cubo de Calibración	Equipo de Seguridad y Anclaje
 A close-up photograph of an ultrasonic testing (UT) device. The device is black with a color LCD screen displaying a waveform. It has a keypad with various function buttons and a large speaker. A calibration block is visible next to it. The device is resting on a dark surface. In the bottom left corner, there is a logo for 'ENCA' and the text 'ENCA PARA ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS' and 'www.enca.com'.	 A photograph showing three workers in safety gear. They are wearing hard hats and high-visibility vests (one yellow, one orange). They are standing outdoors, possibly on a construction site, and appear to be engaged in a discussion or inspection.

Detalles del Ensayo

Forma de Desplazamiento	Calibración del Equipo	Limpieza del Elemento
 A photograph showing a worker in a high-visibility vest and hard hat standing on a steel beam structure, possibly performing an inspection or measurement.	 A photograph showing a worker in a high-visibility vest and hard hat using a tool to calibrate or adjust the equipment on a steel surface.	 A photograph showing a worker in a high-visibility vest and hard hat cleaning a steel element, likely to prepare it for inspection.
Aplicación de Vaselina	Medición de Espesor	Registro de Datos
 A photograph showing a worker in a high-visibility vest and hard hat applying vaseline to a steel surface, likely to facilitate the ultrasonic testing process.	 A photograph showing a worker in a high-visibility vest and hard hat using a tool to measure the thickness of a steel element.	 A photograph showing two workers in high-visibility vests and hard hats recording data, likely the results of the ultrasonic testing.

Principales Resultados:

Para la viga principal 1-2: se registran pérdidas de espesor que van de [1.34-2.17] mm
Para la viga principal 2-1: se registran pérdidas de espesor que van de [0.52-1.28] mm

Análisis de Soldaduras en Conexiones de Bastiones

Método de Inspección: Inspección Física. Ensayo No Destructivo

Fecha Inspección: 16/11/2013 2:00 p.m. - 5:00 p.m.

Metodología Aplicada

Se seleccionan 16 soldaduras distribuidas equitativamente entre ambos bastiones. Previamente debían seleccionarse y limpiar, con un cepillo de acero tipo copa de fibras gruesas adaptado a una esmeriladora eléctrica, las soldaduras por analizar, luego se aplica una capa de laca de contraste y por último se magnetiza la zona donde por medio de la aplicación de partículas magnéticas se revelan las discontinuidades existentes si las hay.

Duración de Inspección:

Se tardó 30 min por Bastión.

Equipo de Inspección

Cepillo Copa/Planta Eléctrica	Laca de Contraste y Partículas	Magnetizador
		

Detalles del Ensayo

Limpieza de Soldaduras	Aplicación de Laca	Magnetización de Zona
		

Aplicación de Partículas

Búsqueda de Discontinuidades

Soldadura Analizada



Principales Resultados:

Todas las soldaduras analizadas no presentan discontinuidades.
No hay agrietamiento en estas.

Apéndice 4. Fichas Resumen de Inspección

Puente sobre el Rio Virilla		Ficha Resumen
Inspeccion Detallada Losa		
Actividad	Propósito	
Inspeccion Visual	Levantamiento de Grietas e Identificacion de deterioros.	
Ensayo Destructivo	Extraccion de Nucleo de Concreto. Resistencia a la compresion.	
Ensayo no Destructivo	Ultrasonido de Grietas, caracterizacion fisica.	



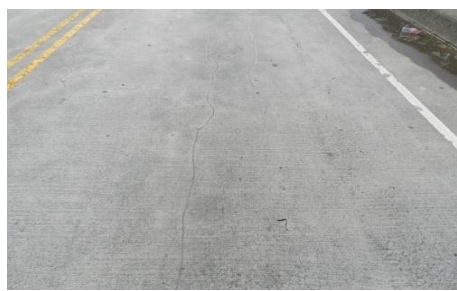


Puente sobre el Rio Ciruelas		Ficha Resumen
Inspeccion Detallada Losa		
Actividad	Propósito	
Inspeccion Visual	Levantamiento de Grietas e Identificacion de deterioros.	
Ensayo Destructivo Extraccion de Nucleo de Concreto.	Determinar la Resistencia a la compresion f'_c del concreto.	
Inspeccion Detallada Vigas		
Actividad	Propósito	
Inspeccion Visual	Búsqueda e Identificacion de deterioros.	
Ensayo no Destructivo Ultrasonido de Acero	Medición de Espesores en Alma de Vigas Principales	
Ensayo no Destructivo Partículas Magnéticas	Análisis de Soldaduras en búsqueda de señales de fatiga.	






Puente sobre el Rio Grande		Ficha Resumen
Inspeccion Detallada Losa		
Actividad	Propósito	
Inspeccion Visual	Levantamiento de Grietas e Identificacion de deterioros.	
Ensayo Destructivo Extraccion de Nucleo de Concreto.	Determinar la Resistencia a la compresion f'_c del concreto.	

Puente sobre el Rio Concepción		Ficha Resumen
Inspeccion Detallada Losa		
Actividad	Propósito	
Inspeccion Visual	Levantamiento de Grietas e Identificacion de deterioros.	
Ensayo Destructivo Extraccion de Nucleo de Concreto.	Determinar la Resistencia a la compresion f'c del concreto.	

Puente sobre el Rio Salitral		Ficha Resumen
Inspeccion Detallada Losa		
Actividad	Propósito	
Inspeccion Visual	Levantamiento de Grietas e Identificacion de deterioros.	
Ensayo Destructivo Extraccion de Nucleo de Concreto.	Determinar la Resistencia a la compresion f'c del concreto.	
Inspeccion Detallada Vigas		
Actividad	Propósito	
Inspeccion Visual	Búsqueda e Identificacion de deterioros.	
Ensayo no Destructivo Ultrasonido de Acero	Medición de Espesores en Alma de Vigas Principales	
Ensayo no Destructivo Partículas Magnéticas	Análisis de Soldaduras en búsqueda de señales de fatiga.	

Apéndice 5. Hoja de Clasificación de Deterioros

Clasificación de Deterioros		
Miembros de Concreto		
Clasificación	Fotografía	Descripción del Fenómeno
Grietas		Las grietas son fisuras o cavidades que se producen generalmente por vibraciones y cambios de temperatura. Es la deteriorización más común de los miembros de concreto. Ocurren primero en una dirección y proceden en dos direcciones, patrones aleatorios, desprendimientos y huecos.
Agrietamiento Tipo Mapeo		Son grietas interconectadas que forman redes de tamaño variable. Varían en anchura desde apenas visible hasta grietas con una aperturas bien definidas.
Agrietamiento Longitudinal		Las grietas longitudinales se extienden paralelamente a la línea de centro del puente.
Agrietamiento Transversal		Las grietas transversales son grietas bastante rectas que son aproximadamente perpendiculares a la línea de centro del puente.
Baches		Un bache es un defecto en la nivelación de la vía; es una depresión u hoyo en la superficie de rodamiento.

<p>Desgaste</p>		<p>Es la pérdida gradual y continua de mortero de la superficie y el agregado más de una zona debido a la descomposición química de la adherencia del cemento. Se acelera cuando el miembro se ha expuesto a un ambiente hostil.</p>
<p>Manchas</p>		<p>La presencia de grietas permite la absorción de la humedad y el aumento del flujo dentro del concreto que se evidencia en depósitos superficiales sucios o manchas en la losa.</p>
<p>Agujeros/Huecos</p>		<p>Cuando se observan agujeros, escamas, reventaduras en el concreto es una clara evidencia de la deterioración de la losa de concreto. Algunas veces causa reducción en el espesor de la losa.</p>
<p>Acero Expuesto</p>		<p>Se refiere a la exposición del acero de refuerzo que debe estar embebido en el concreto. Ocurre por reducción de la sección transversal, poco recubrimiento, daños por carga viva y corrosión del refuerzo.</p>
<p>Desprendimientos/Descascaramientos</p>		<p>Es la delaminación local o desprendimiento de una superficie terminada de concreto endurecido como resultado de cambios de temperatura, pobre procedimiento constructivo o algún daño en el acero de refuerzo.</p>

Miembros de Acero

Clasificación	Fotografía	Descripción del Fenómeno
Oxidación		Reacción química que se produce en el acero al estar en contacto con el agua, ya sea dulce o salada, o por la humedad del medio ambiente, lo que puede producir daños en el refuerzo de los elementos. Se observa como una capa de color rojizo-café que se va formando en la superficie del acero.
Corrosión		Alteración causada por el ambiente en el elemento, empieza como oxidación y si no se le da algún tratamiento o se le brinda alguna protección al elemento se llega a dar la corrosión lo que produce la reducción de la sección de la pieza de acero.
Deformaciones		Las causas principales son la sobrecarga, la colisión de vehículos y el hundimiento de subestructuras. El inspector debe de revisar la alineación horizontal de la viga principal para detectar si existe alguna deformación por el hundimiento de la subestructura y cualquier otra viga que puede estar dañada debido a una colisión cercana.
Pérdida de Pernos		Los miembros de los puentes de acero están conectados por soldadura, pernos y remaches. La fatiga puede causar pérdida de pernos o remaches. Los pernos o los remaches en la conexión de los miembros deberá ser verificada cuidadosamente y el número de pernos o remaches faltante deberá ser registrado.
Grietas en soldaduras o placas.		Si la estructura ha sido pintada, el agrietamiento en la pintura acompañado por las manchas de óxido indica la posible existencia de una grieta de fatiga. Se necesita investigar las áreas alrededor del final de la cubreplaca soldada en el ala a tensión. El área donde se sospecha que existe la
Rotura de Pernos		El perno de anclaje es una pieza de metal comúnmente enroscado y ubicado con una tuerca y una arandela en un extremo. Se utiliza para asegurar en posición fija el apoyo del puente sobre la estructura.

Apéndice 6. Plantillas de Inspección

DATOS GENERALES:

Nombre del Puente:	Nº:
Ubicación:	Fecha inspección: ___/___/___
Elemento de inspección: <input type="checkbox"/> Losa (Sup.-Inf.) <input type="checkbox"/> Vigas	Longitud (m):
Sentido: <input type="checkbox"/> 1-2 <input type="checkbox"/> 2-1	

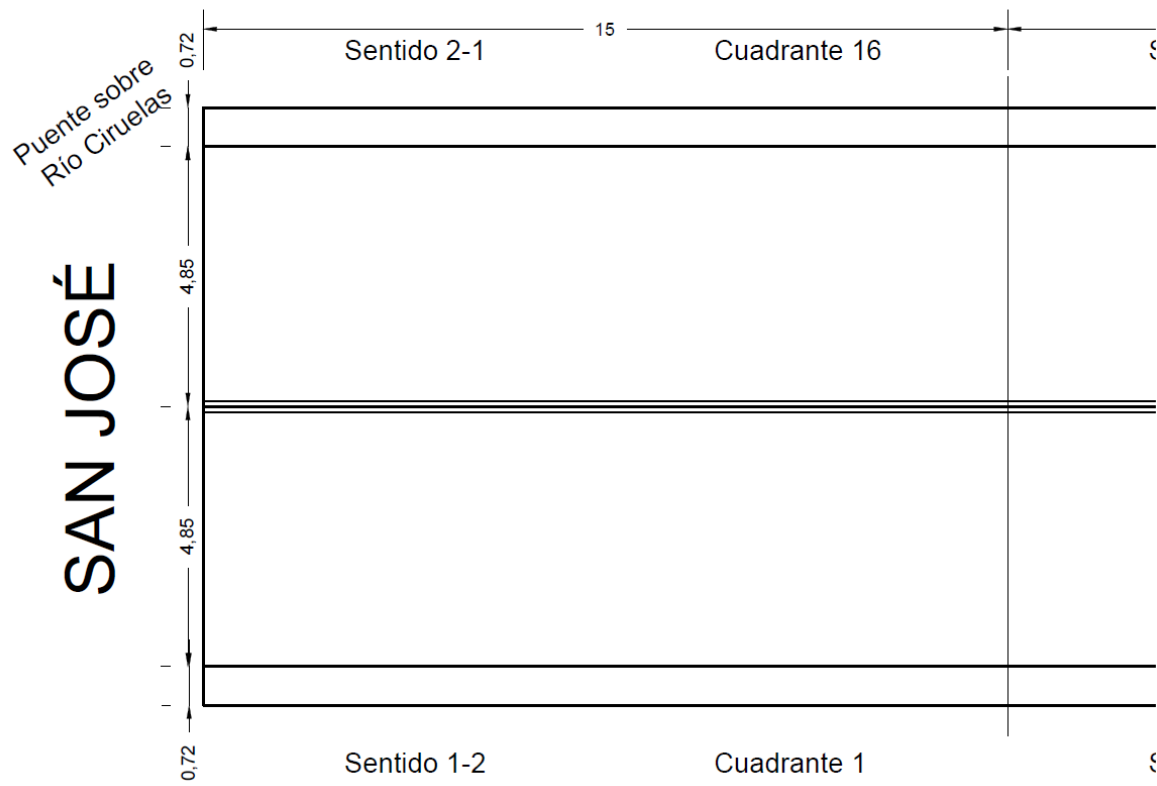
DESCRIPCIÓN GENERAL:

Configuración Estructural:	
Material:	
Geometría/Dimensiones:	
Condiciones Ambientales :	
SUPERFICIE DE RUEDO:	
<input type="checkbox"/> Concreto <input type="checkbox"/> Asfalto	Observaciones:
REFUERZO:	
Corrosión: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Observaciones:

RECOLECCIÓN DATOS CAMPO: Cuadrante: Nº

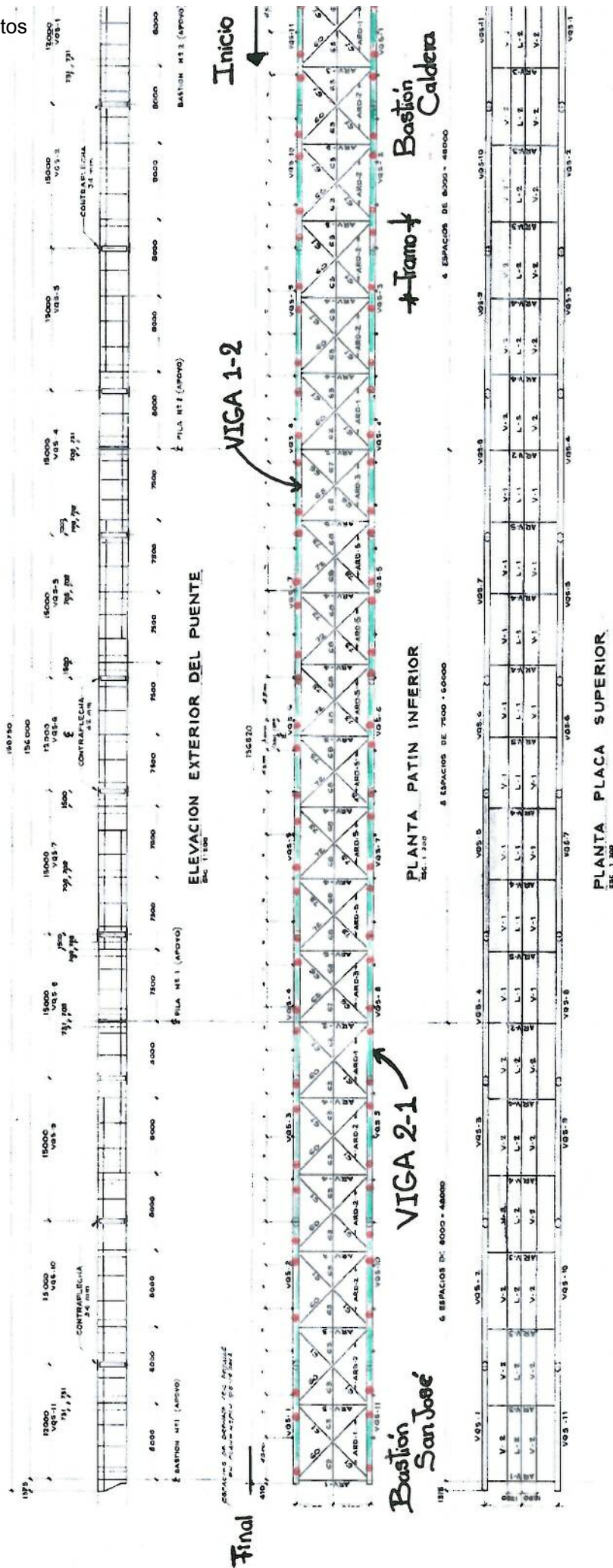
AGRIETAMIENTO:		
Ancho grieta:	Ubicación:	Foto Nº: <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>
Longitud grieta:	Orientación: <input type="checkbox"/> // <input type="checkbox"/> ⊥	
Manchas: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Foto Nº: <input type="checkbox"/>	Observaciones:
Oxidación: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Foto Nº: <input type="checkbox"/>	Observaciones:
Eflorescencia: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Foto Nº: <input type="checkbox"/>	Observaciones:
Patrón agriet: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Foto Nº: <input type="checkbox"/>	Observaciones:

DESCASCARAMIENTO (Pérdida de Mortero Superficial)		
Espesor mortero:		
Agregado expuesto: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Observaciones:	
Refuerzo expuesto: <input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Observaciones:	
DELAMINACIÓN:		
Espesor capas:	Foto Nº: <input type="checkbox"/>	Observaciones:
ASTILLAMIENTO:		
Espesor: Diámetro:	Foto Nº: <input type="checkbox"/>	Observaciones:
EFLORESCENCIA:		
<input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Foto Nº: <input type="checkbox"/>	Observaciones:
PANALES:		
<input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Foto Nº: <input type="checkbox"/>	Observaciones:
DESGASTE:		
<input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Foto Nº: <input type="checkbox"/>	Observaciones:
ABRASIÓN:		
<input type="checkbox"/> Si <input type="checkbox"/> No	Foto Nº: <input type="checkbox"/>	Observaciones:



PUENTE SOBRE RIO SALITRAL

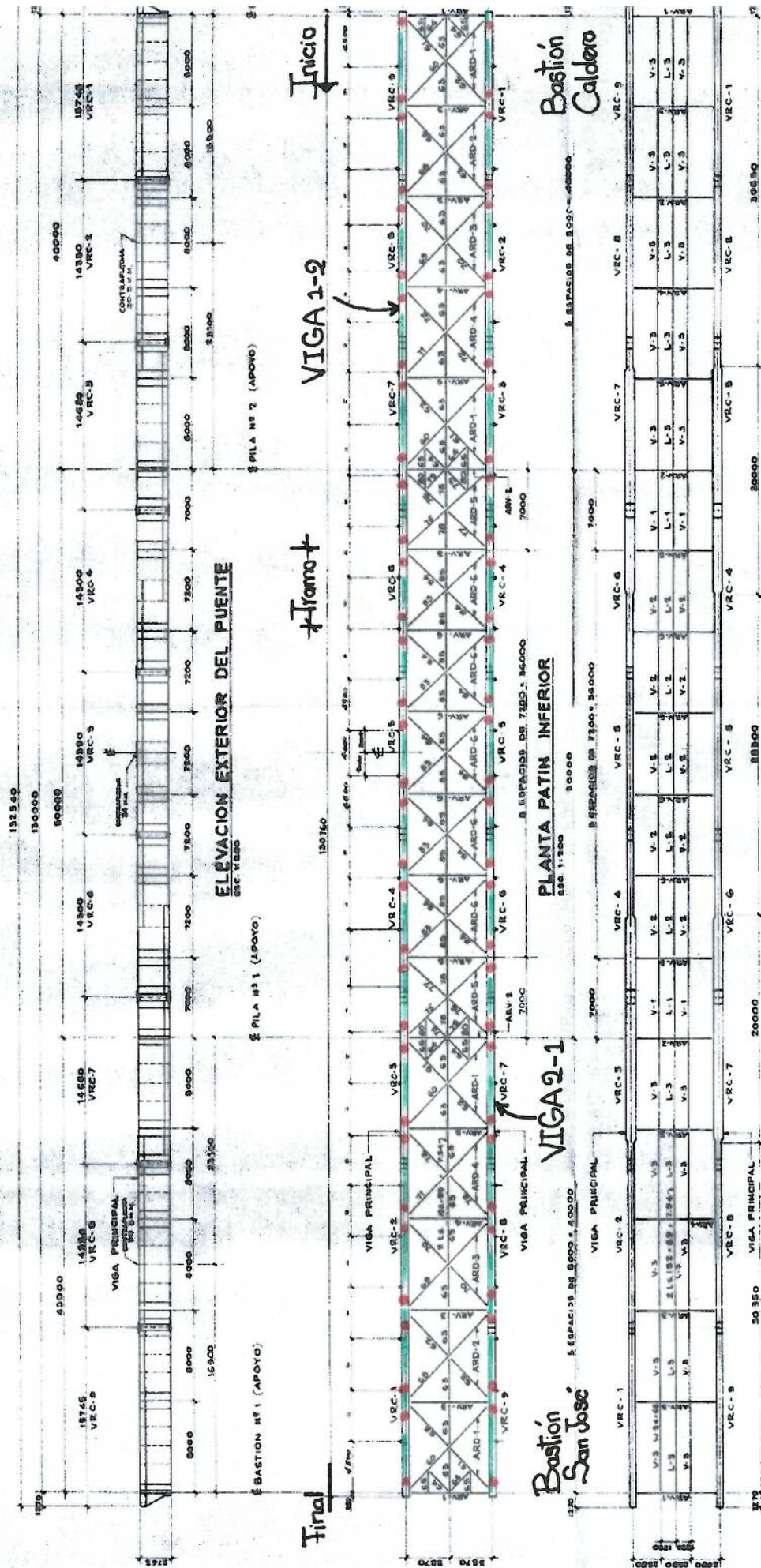
DIAGRAMACIÓN DE PUNTOS DE MEDICIÓN DE ESPESORES



ELABORADO POR: KATHERINE VARGAS PADILLA

DIAGRAMACIÓN DE PUNTOS DE MEDICIÓN DE ESPESORES

PUENTE SOBRE RIO CIRUELAS



Punto de Medición
Viga Principal

PLANTA PLACA SUPERIOR
ESC. 1:100

ELABORADO POR: KATHERINE VARGAS PADILLA

Apéndice 8. Registro Comparativo de Espesores

Medición de Espesores en Vigas Principales de Superestructura
Puente sobre Río Salitral

Hora Inicio: 10:30 a.m.

Hora Finalización: 04:30 p.m.

Vigas Sentido 1-2 San José-Caldera

Vigas Sentido 2-1 Caldera-San José

Punto de Inicio: Bastión Caldera

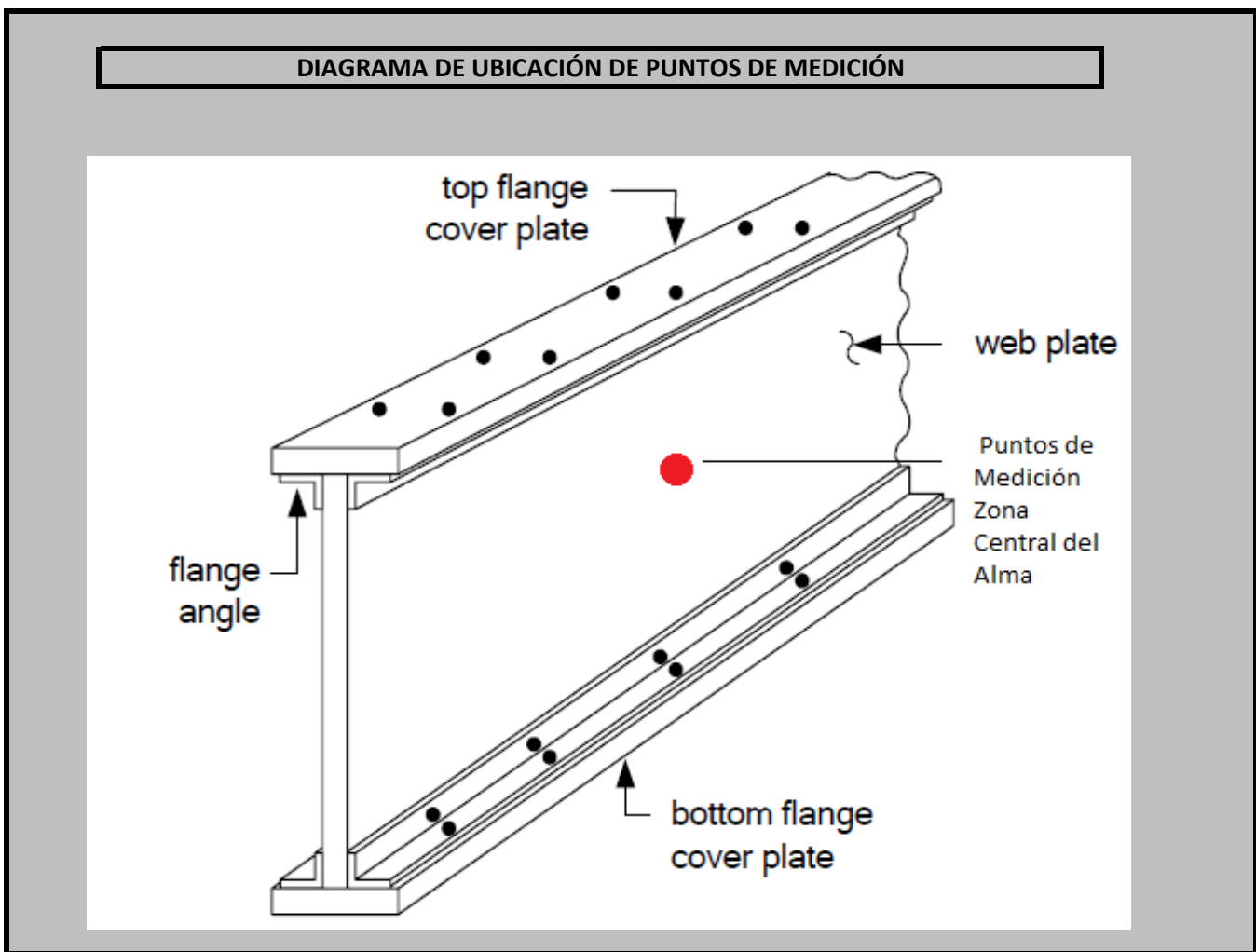
Fecha: 13-nov-13

SECCIONES	Espesor Planos (mm)	Vigas Sentido 1-2			Vigas Sentido 2-1				
		Viga	Espesor Medido (mm)	Pérdida Espesor (mm)	Viga	Espesor Medido (mm)	Pérdida Espesor (mm)		
Tramos de 8,0 m c/u. Longitud Total = 48,0 m	Tramo 1	12,70	VQS-11	12,50	0,20	VQS-1	12,50	0,20	
		12,70	VQS-11	12,60	0,10	VQS-1	12,60	0,10	
	Tramo 2	12,70	VQS-11	12,50	0,20	VQS-1	12,52	0,18	
		19,05	VQS-10	18,42	0,63	VQS-2	18,40	0,65	
	Tramo 3	19,05	VQS-10	18,38	0,67	VQS-2	18,38	0,67	
		19,05	VQS-10	18,52	0,53	VQS-2	18,40	0,65	
	Tramo 4	19,05	VQS-10	18,52	0,53	VQS-2	18,40	0,65	
		25,40	VQS-9	24,40	1,00	VQS-3	25,40	0,00	
	Tramo 5	25,40	VQS-9	24,40	1,00	VQS-3	25,40	0,00	
		25,40	VQS-9	24,49	0,91	VQS-3	24,50	0,90	
	Tramo 6	25,40	VQS-9	24,50	0,90	VQS-3	24,54	0,86	
		25,40	VQS-8	24,50	0,90	VQS-4	24,39	1,01	
	Tramos de 7,5 m c/u. Longitud Total = 60,0 m	Tramo 7	25,40	VQS-8	24,38	1,02	VQS-4	24,40	1,00
			25,40	VQS-8	24,38	1,02	VQS-4	24,42	0,98
Tramo 8		25,40	VQS-8	24,38	1,02	VQS-4	24,45	0,95	
		25,40	VQS-7	24,35	1,05	VQS-5	24,38	1,02	
Tramo 9		25,40	VQS-7	24,35	1,05	VQS-5	24,45	0,95	
		25,40	VQS-7	24,24	1,16	VQS-5	24,54	0,86	
Tramo 10		25,40	VQS-7	24,24	1,16	VQS-5	24,54	0,86	
		25,40	VQS-6	24,60	0,80	VQS-6	25,30	0,10	
Tramo 11		25,40	VQS-6	21,58	3,82	VQS-6	25,30	0,10	
		25,40	VQS-5	24,46	0,94	VQS-7	24,48	0,92	
Tramo 12		25,40	VQS-5	24,50	0,90	VQS-7	24,64	0,76	
		25,40	VQS-5	24,30	1,10	VQS-7	24,55	0,85	
Tramo 13		25,40	VQS-5	24,40	1,00	VQS-7	24,54	0,86	
		25,40	VQS-4	24,50	0,90	VQS-8	24,38	1,02	
Tramo 14	25,40	VQS-4	24,48	0,92	VQS-8	24,40	1,00		
	25,40	VQS-4	24,50	0,90	VQS-8	24,25	1,15		

Tramos de 8,0 m c/u. Longitud Total = 48,0 m	Tramo 15	25,40	VQS-4	24,50	0,90	VQS-8	24,30	1,10
		25,40	VQS-3	24,25	1,15	VQS-9	24,15	1,25
	Tramo 16	25,40	VQS-3	24,48	0,92	VQS-9	24,30	1,10
		25,40	VQS-3	24,13	1,27	VQS-9	24,36	1,04
	Tramo 17	25,40	VQS-3	24,11	1,29	VQS-9	24,36	1,04
		19,05	VQS-2	18,48	0,57	VQS-10	18,28	0,77
	Tramo 18	19,05	VQS-2	18,48	0,57	VQS-10	18,38	0,67
		19,05	VQS-2	18,38	0,67	VQS-10	18,31	0,74
	Tramo 19	19,05	VQS-2	18,41	0,64	VQS-10	18,48	0,57
		12,70	VQS-1	12,28	0,42	VQS-11	12,28	0,42
	Tramo 20	12,70	VQS-1	12,18	0,52	VQS-11	12,28	0,42
		12,70	VQS-1	12,22	0,48	VQS-11	12,22	0,48

Punto Final: Bastión San José

Longitud Total: 156 m



Medición de Espesores en Vigas Principales de Superestructura

Puente sobre Rio Ciruelas

Hora Inicio: 10:30 a.m.

Hora Finalización: 06:00 p.m.

Vigas Sentido 1-2 San José-Caldera

Vigas Sentido 2-1 Caldera-San José

Punto de Inicio: Bastión Caldera

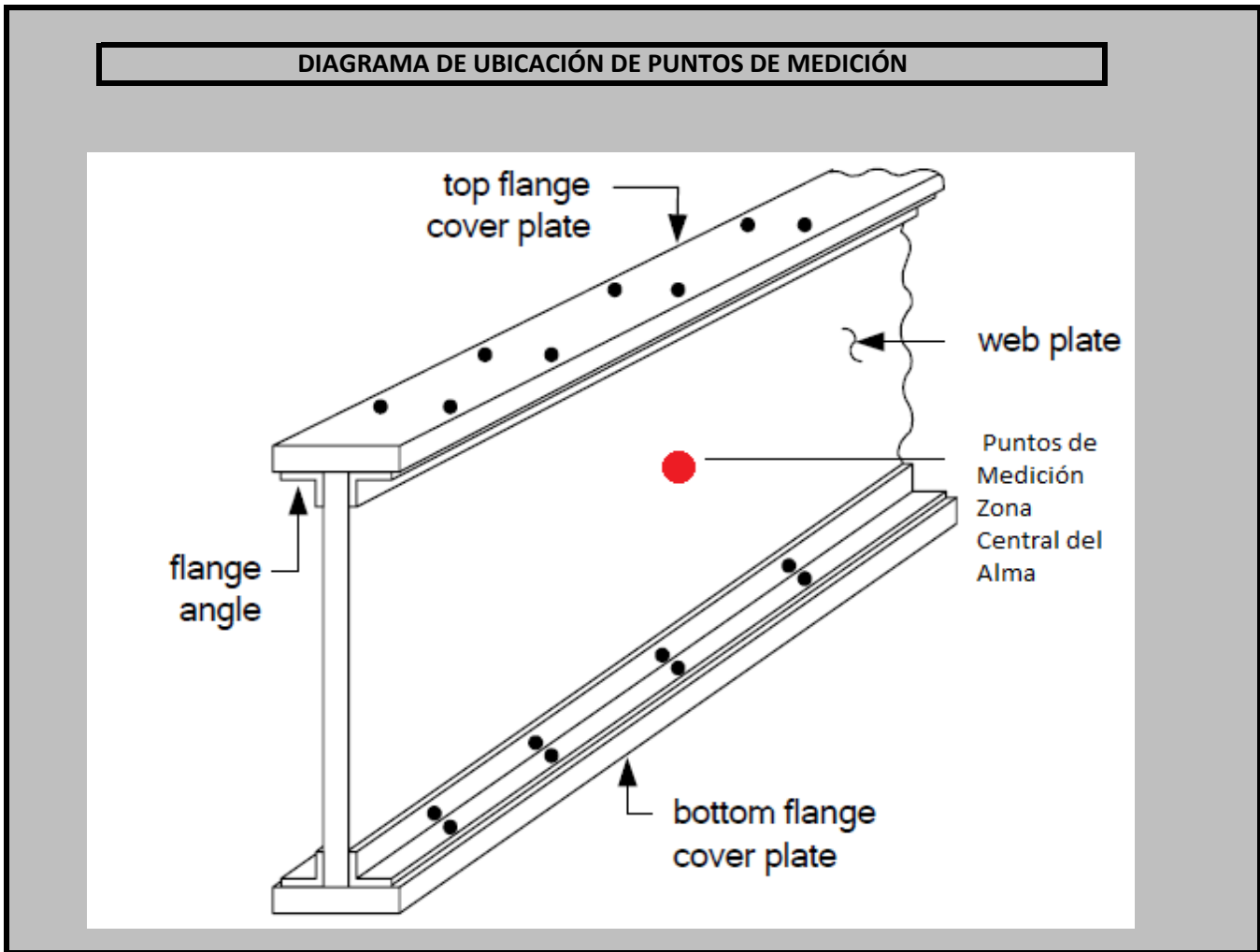
Fecha: 07-nov-13

SECCIONES	Espesor Planos (mm)	Vigas Sentido 1-2			Vigas Sentido 2-1				
		Viga	Espesor Medido (mm)	Pérdida Espesor (mm)	Viga	Espesor Medido (mm)	Pérdida Espesor (mm)		
Tramos de 5,0 m c/u. Longitud Total = 40,0 m	Tramo 1	12,70	VRC-9	12,36	0,34	VRC-1	12,34	0,36	
		12,70	VRC-9	12,42	0,28	VRC-1	12,43	0,27	
	Tramo 2	12,70	VRC-9	12,30	0,40	VRC-1	12,34	0,36	
		12,70	VRC-8	12,50	0,20	VRC-2	12,50	0,20	
	Tramo 3	12,70	VRC-8	12,24	0,46	VRC-2	12,24	0,46	
		12,70	VRC-8	12,29	0,41	VRC-2	12,24	0,46	
	Tramo 4	12,70	VRC-8	12,41	0,29	VRC-2	12,31	0,39	
		14,29	VRC-7	13,82	0,47	VRC-3	12,48	1,81	
	Tramo 5	14,29	VRC-7	13,92	0,37	VRC-3	14,00	0,29	
		14,29	VRC-7	13,92	0,37	VRC-3	14,02	0,27	
	2 Tramos de 7,0 m c/u y 5 tramos de 7,2 m. Longitud Total = 50,0 m	Tramo 6	12,70	VRC-7	12,30	0,40	VRC-3	12,28	0,42
			12,70	VRC-6	12,32	0,38	VRC-4	12,30	0,40
Tramo 7		12,70	VRC-6	12,34	0,36	VRC-4	12,28	0,42	
		14,29	VRC-6	12,30	1,99	VRC-4	12,30	1,99	
Tramo 8		14,29	VRC-6	12,31	1,98	VRC-4	12,30	1,99	
		12,70	VRC-5	12,25	0,45	VRC-5	12,38	0,32	
Tramo 9		12,70	VRC-5	12,38	0,32	VRC-5	12,40	0,30	
		12,70	VRC-5	12,32	0,38	VRC-5	12,38	0,32	
Tramo 10		12,70	VRC-5	12,30	0,40	VRC-5	12,32	0,38	
		12,70	VRC-4	12,25	0,45	VRC-6	12,40	0,30	
Tramo 11		12,70	VRC-4	12,24	0,46	VRC-6	12,40	0,30	
		14,29	VRC-4	13,82	0,47	VRC-6	13,68	0,61	
Tramo 12	14,29	VRC-4	13,98	0,31	VRC-6	13,80	0,49		
	14,29	VRC-3	13,93	0,36	VRC-7	13,88	0,41		

Tramos de 5,0 m c/u. Longitud Total = 40,0 m	Tramo 13	14,29	VRC-3	13,83	0,46	VRC-7	13,88	0,41
		12,70	VRC-3	12,38	0,32	VRC-7	12,46	0,24
	Tramo 14	12,70	VRC-3	12,29	0,41	VRC-7	12,36	0,34
		12,70	VRC-2	12,24	0,46	VRC-8	12,26	0,44
	Tramo 15	12,70	VRC-2	12,27	0,43	VRC-8	12,32	0,38
		12,70	VRC-2	12,20	0,50	VRC-8	12,32	0,38
	Tramo 16	12,70	VRC-2	12,28	0,42	VRC-8	12,35	0,35
		12,70	VRC-1	12,32	0,38	VRC-9	12,35	0,35
	Tramo 17	12,70	VRC-1	12,41	0,29	VRC-9	12,38	0,32
		12,70	VRC-1	12,36	0,34	VRC-9	12,42	0,28

Punto Final: Bastión San José

Longitud Total: 130 m



Apéndice 9. Esquema de Soldaduras Analizadas

ANÁLISIS DE SOLDADURAS EN ARRIOSTRAMIENTO DIAGONAL (ZONA BASTIONES)

Puente sobre Río Ciruelas

Hora Inicio: 02:00 p.m.

Hora Finalización: 04:30 p.m.

Bastión 1 San José

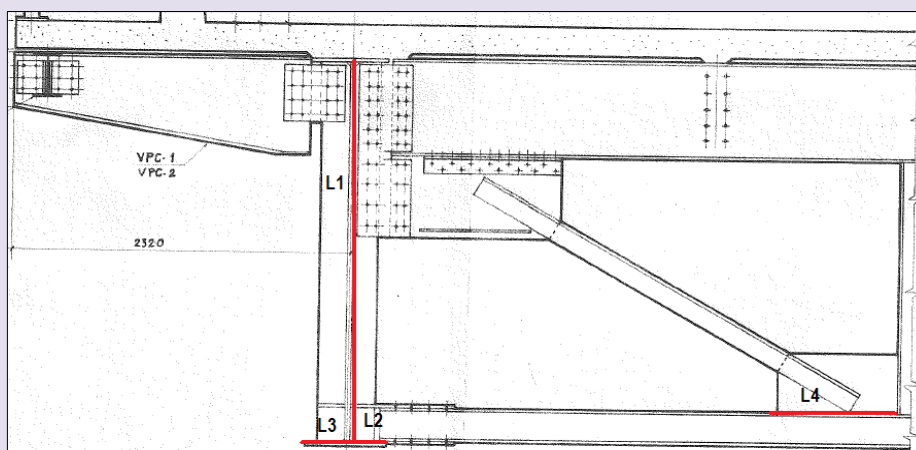
Bastión 2 Caldera

Soldaduras Analizadas 16

Fecha: 07-nov-13

DIAGRAMA DE SOLDADURAS

SE REALIZA UN ANÁLISI SIMÉTRICO DE 10 SOLDADURAS POR BASTIÓN.



	Soldadura	Longitud (m)	Espesor Garganta (cm)	Revelación de Grietas	Condición
BASTIÓN SAN JOSÉ	L1	2,00	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L2	0,23	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L3	0,30	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L4	0,50	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L5	2,00	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L6	0,23	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L7	0,30	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L8	0,50	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
BASTIÓN CALDERA	L1	2,00	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L2	0,23	3,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L3	0,30	2,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L4	0,50	2,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L5	2,00	3,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L6	0,23	3,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L7	0,30	2,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L8	0,50	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO

ANÁLISIS DE SOLDADURAS EN ARRIOSTRAMIENTO DIAGONAL (ZONA BASTIONES)

Puente sobre Rio Salitral

Hora Inicio: 10:30 a.m.

Hora Finalización: 02:00 p.m.

Bastión 1 San José

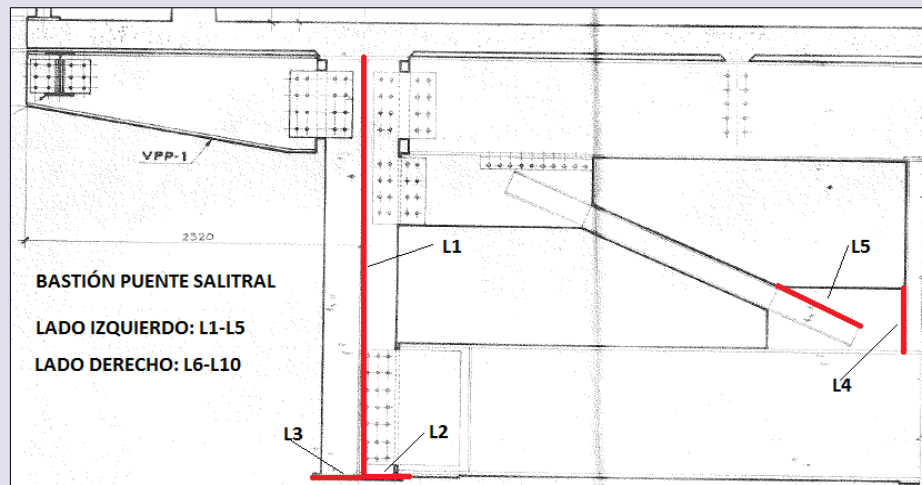
Bastión 2 Caldera

Soldaduras Analizadas 20

Fecha: 07-nov-13

DIAGRAMA DE SOLDADURAS

SE REALIZA UN ANÁLISI SIMÉTRICO DE 10 SOLDADURAS POR BASTIÓN.



	Soldadura	Longitud (m)	Espesor Garganta (cm)	Revelación de Grietas	Condición
BASTIÓN SAN JOSÉ	L1	2,00	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L2	0,23	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L3	0,30	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L4	0,40	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L5	0,65	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L6	1,60	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L7	0,65	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L8	0,40	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L9	0,23	2,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L10	0,28	3,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
BASTIÓN CALDERA	L1	1,75	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L2	0,28	3,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L3	0,20	2,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L4	0,65	2,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L5	0,40	3,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L6	0,40	3,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L7	0,67	2,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L8	1,70	1,50	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L9	0,20	1,00	NINGUNA	BUEN ESTADO
	L10	0,28	3,00	NINGUNA	BUEN ESTADO

Apéndice 10. Cálculo de Capacidad Remanente de Vigas

Análisis de Capacidad Remanente de Vigas Principales			
Puente:	Ciruelas		Viga: Sentido 1-2

Modelo de Análisis de Espesor Uniforme			
Dimensiones (mm)			
B=	600		
D=	2743		
h _w =	2687		
Sección Nueva (mm)			
T _N =	28,58		
t _N =	12,70		

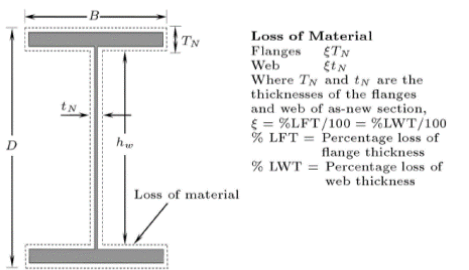


Figure 2a. Uniform thickness loss model [12].

Sección con Corrosión (mm)					
Rango Pérdida	0,52	1,34			
T _C (max)	28,06	t _C (max)	12,18	Esfuerzo de Diseño (kg/cm ²)	
T _C (min)	27,24	t _C (min)	11,36	P _y =	3523
				485mpa	

Módulo Plástico de Sección Nueva		
$Z_{XN} = B * T_N (D - T_N) + t_N * (h_w^2 / 4)$		
Z _{XN} =	69462,2182	cm ³

Momento Sección Nueva	
$M_{cN} = P_y * Z_{XN}$ (kg-cm)	
M _{cN} =	244696939,9

Módulo Plástico de Sección Corroída		
$Z_{XC} = B * T_C (D - T_C) + t_C * (h_w^2 / 4)$		
Z _{XC MIN} =	64883,02783	cm ³
Z _{XC MAX} =	67685,47479	cm ³

Momento Sección Corroída	
$M_{cC} = P_y * Z_{XC}$ (kg-cm)	
M _{cC MIN} =	228565668,8
M _{cC MAX} =	238437944,9

Momento Remanente	
$\%RMC = (M_{cC} / M_{cN}) * 100$	
%RMC min=	93
%RMC max=	97

Análisis de Capacidad Remanente de Vigas Principales			
Puente:	Ciruelas	Viga:	Sentido 2-1

Modelo de Análisis de Espesor Uniforme			
Dimensiones (mm)		<p>Loss of Material Flanges ξT_N Web ξt_N Where T_N and t_N are the thicknesses of the flanges and web of as-new section. $\xi = \%LFT/100 = \%LWT/100$ $\% LFT =$ Percentage loss of flange thickness $\% LWT =$ Percentage loss of web thickness</p>	
B=	600		
D=	2743		
hw=	2687		
Sección Nueva (mm)			
T _N =	28,58		
t _N =	12,70		

Figure 2a. Uniform thickness loss model [12].

Sección con Corrosión (mm)			
Rango Pérdida	0,55	1,89	Esfuerzo de Diseño (kg/cm ²)
T _C (max)	28,03	t _c (max)	12,15
T _C (min)	26,69	t _c (min)	10,81
			P _y = 3523
			485mpa

Módulo Plástico de Sección Nueva		
$Z_{XN} = B * T_N (D - T_N) + t_N * (h_w^2 / 4)$		
Z _{XN} =	69462,2182	cm ³

Momento Sección Nueva	
$M_{cN} = P_y * Z_{XN}$ (kg-cm)	
M _{cN} =	244696939,9

Módulo Plástico de Sección Corroída		
$Z_{XC} = B * T_C (D - T_C) + t_C * (h_w^2 / 4)$		
Z _{XC MIN} =	63002,88569	cm ³
Z _{XC MAX} =	67582,96046	cm ³

Momento Sección Corroída	
$M_{cC} = P_y * Z_{XC}$ (kg-cm)	
M _{cC MIN} =	221942427,6
M _{cC MAX} =	238076814,1

Momento Remanente	
$\%RMC = (M_{cC} / M_{cN}) * 100$	
%RMC min=	91
%RMC max=	97

Análisis de Capacidad Remanente de Vigas Principales			
Puente:	Salitral	Viga:	Sentido 1-2

Modelo de Análisis de Espesor Uniforme			
Dimensiones (mm)			
B=	600		
D=	3000		
hw=	2686		
Sección Nueva (mm)			
TN=	157,16		
twN=	12,70		

Sección con Corrosión (mm)			
Rango Pérdida	1,34	2,17	Esfuerzo de Diseño (kg/cm ²)
Tc= (max)	155,82	tc= (max)	Py= 3523
Tc= (min)	154,99	tc= (min)	485mpa

Módulo Plástico de Sección Nueva		
$Z_{XN} = B * T_N (D - T_N) + t_N * (h_w^2 / 4)$		
Z _{XN} =	290973,2686	cm ³

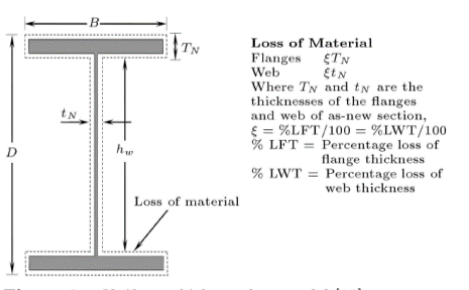
Momento Sección Nueva	
$M_{cN} = P_y * Z_{XN}$ (kg-cm)	
M _{cN} =	1025021519

Módulo Plástico de Sección Corroída		
$Z_{XC} = B * T_C (D - T_C) + t_C * (h_w^2 / 4)$		
Z _{XC MIN} =	283560,7231	cm ³
Z _{XC MAX} =	286396,6037	cm ³

Momento Sección Corroída	
$M_{cC} = P_y * Z_{XC}$ (kg-cm)	
M _{cC MIN} =	998909090,7
M _{cC MAX} =	1008899144

Momento Remanente	
$\%RMC = (M_{cC} / M_{cN}) * 100$	
%RMC min=	97
%RMC max=	98

Análisis de Capacidad Remanente de Vigas Principales			
Puente:	Salitral	Viga:	Sentido 2-1

Modelo de Análisis de Espesor Uniforme			
Dimensiones (mm)			<p>Figure 2a. Uniform thickness loss model [12].</p>
B=	600		
D=	3000		
h _w =	2686		
Sección Nueva (mm)			
T _N =	157,16		
t _N =	12,70		

Sección con Corrosión (mm)			
Rango Pérdida	0,64	1,29	Esfuerzo de Diseño (kg/cm ²)
T _C (max)	156,52	t _C (max)	12,06
T _C (min)	155,87	t _C (min)	11,41
			P _y = 3523
			485mpa

Módulo Plástico de Sección Nueva		
$Z_{XN} = B * T_N (D - T_N) + t_N * (h_w^2 / 4)$		
Z _{XN} =	290973,2686	cm ³

Momento Sección Nueva	
$M_{cN} = P_y * Z_{XN}$ (kg-cm)	
M _{cN} =	1025021519

Módulo Plástico de Sección Corroída		
$Z_{XC} = B * T_C (D - T_C) + t_C * (h_w^2 / 4)$		
Z _{XC MIN} =	286567,4135	cm ³
Z _{XC MAX} =	288787,6676	cm ³

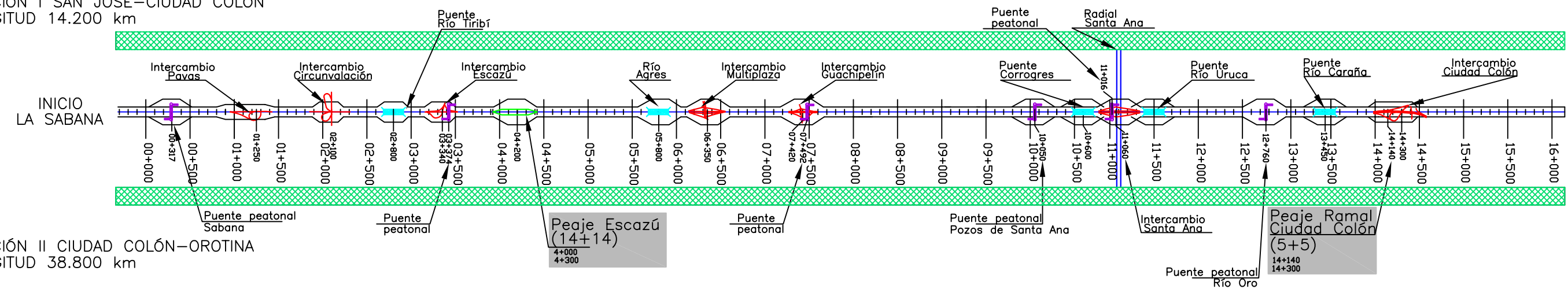
Momento Sección Corroída	
$M_{cC} = P_y * Z_{XC}$ (kg-cm)	
M _{cC MIN} =	1009500862
M _{cC MAX} =	1017322227

Momento Remanente	
$\%RMC = (M_{cC} / M_{cN}) * 100$	
%RMC min=	98
%RMC max=	99

Anexos

AUTOPISTA SAN JOSÉ - CALDERA

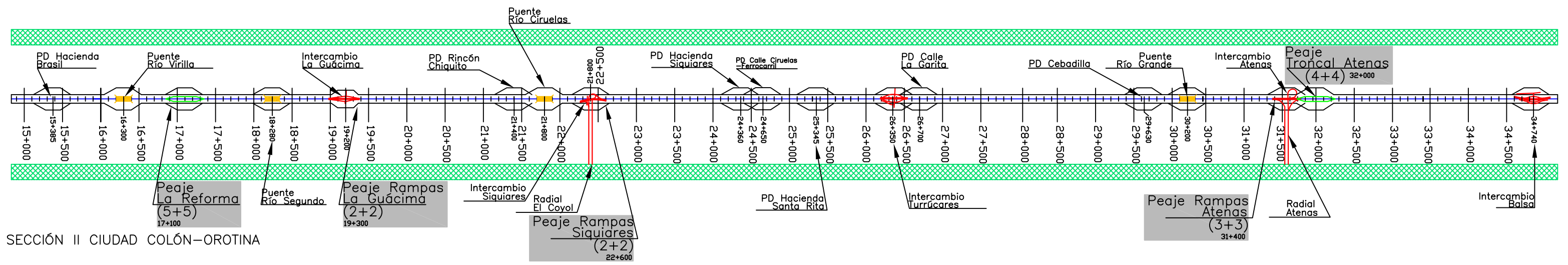
SECCIÓN I SAN JOSÉ-CIUDAD COLÓN
LONGITUD 14.200 km



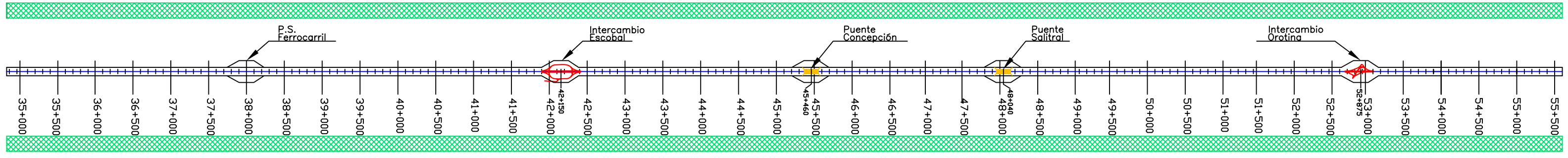
SIMBOLOGÍA

- INTERCAMBIO
- PUENTE MAYOR
- PUENTE EXISTENTE
- PEAJE
- PUENTE PEATONAL

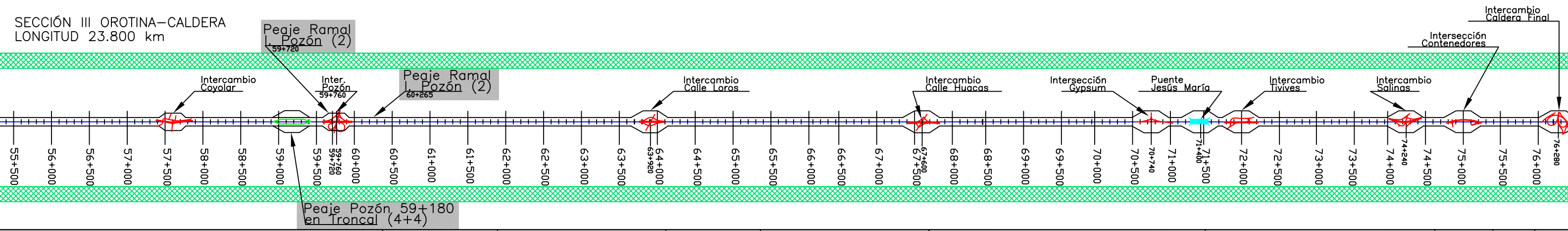
SECCIÓN II CIUDAD COLÓN-OROTINA
LONGITUD 38.800 km



SECCIÓN II CIUDAD COLÓN-OROTINA



SECCIÓN III OROTINA-CALDERA
LONGITUD 23.800 km



mopt MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTES
CONSEJO NACIONAL DE CONCESIONES

CNC concesiones

Autopistas del Sol

APROBACIÓN CONCESIONARIA

PROYECTO:	CARRETERA SAN JOSÉ - CALDERA
DIBUJO:	ÁREA DE DISEÑO GEOMÉTRICO
REVISÓ Y APROBÓ:	DIRECCIÓN DE PROYECTO

APROBACIÓN DEL PROYECTO M.O.P.T.

REVISÓ:	IMNSA
REVISÓ:	CNC
APROBÓ:	CNC

PROYECTO : DISEÑO, PROVISION Y CONSTRUCCION DE LA CARRETERA SAN JOSE - CALDERA
SECCION : SAN JOSÉ - CIUDAD COLÓN

CONTENIDO: PLANO ESQUEMÁTICO CALDERA

FECHA REVISIÓN	REVISIÓN	LÁMINA Nº
MARZO 2009		1 / 1
		PLANO Nº 01

Standard Method of Test for

Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

AASHTO Designation: T 22-05¹

ASTM Designation: C 39-04a



1. SCOPE

- 1.1. This test method covers determination of compressive strength of cylindrical concrete specimens such as molded cylinders and drilled cores. It is limited to concrete having a unit weight in excess of 800 kg/m³ (50 lb/ft³).
- 1.2. The values stated in SI units are the preferred standard.
- 1.3. *This standard may involve hazardous materials, operations, and equipment. This standard does not purport to address all of the safety problems associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to consult and establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*
Warning— Means should be provided to contain concrete fragments during sudden rupture of specimens. Tendency for sudden rupture increases with increasing concrete strength (Note 1).
Note 1—The safety precautions given in the Manual of Aggregate and Concrete Testing, located in the Related Materials section of Volume 04.02 of the *Annual Book of ASTM Standards*, are recommended.
- 1.4. The text of this standard reference notes which provide explanatory material. These notes shall not be considered as requirements of the standard.

2. REFERENCED DOCUMENTS

- 2.1. *AASHTO Standards:*
- R 39, Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory
 - T 23, Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field
 - T 24, Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
 - T 67, Standard Practices for Force Verification of Testing Machines
 - T 231, Capping Cylindrical Concrete Specimens
- 2.2. *ASTM Standards:*
- C 683, Test Method for Compressive and Flexural Strength of Concrete Under Field Conditions
 - C 873, Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds
 - E 74, Methods of Calibration of Force-Measuring Instruments for Verifying the Load Indication of Testing Machines

3. SUMMARY OF METHOD

- 3.1. This method consists of applying a compressive axial load to molded cylinders or cores at a rate which is within a prescribed range until failure occurs. The compressive strength of the specimen is calculated by dividing the maximum load attained during the test by the cross-sectional area of the specimen.

4. SIGNIFICANCE AND USE

- 4.1. Care must be exercised in the interpretation of the significance of compressive strength determinations by this method since strength is not a fundamental or intrinsic property of concrete made from given materials. Values obtained will depend on the size and shape of the specimen, batching, mixing procedures, the methods of sampling, molding, and fabrication as well as the age, temperature, and moisture conditions during curing.
- 4.2. This test method may be used to determine compressive strength of cylindrical specimens prepared and cured in accordance with R 39, T 23, T 24, T 231, and ASTM C 873.
- 4.3. The results of this test may be used as a basis for quality control of concrete proportioning, mixing, and placing operations; determination of compliance with specification; and control for evaluating effectiveness of admixtures and similar uses.

5. APPARATUS

- 5.1. *Testing Machine*—The testing machine shall be of a type having sufficient capacity and capable of providing the rates of loading prescribed in Section 7.5.
- 5.1.1. Verify calibration of the testing machines in accordance with Test Method T 67, except that the verified loading range shall be as required in Section 5.3.2. Verification is required under the following conditions:
- 5.1.1.1. At least annually, but not to exceed 13 months;
- 5.1.1.2. On original installation or immediately after relocation;
- 5.1.1.3. Immediately after making repairs or adjustments that affect the operation of the force applying system or the values displayed on the load indicating system, except for zero adjustments that compensate for the mass (weight) of tooling, or specimen, or both; or
- 5.1.1.4. Whenever there is reason to suspect the accuracy of the indicated loads.
- 5.1.2. *Design*—The design of the machine must include the following features:
- 5.1.2.1. The machine must be power-operated and must apply the load continuously rather than intermittently, and without shock. If it has only one loading rate (meeting the requirements of Section 7.5), it must be provided with a supplemental means for loading at a rate suitable for verification. This supplemental means of loading may be power- or hand-operated.

5.1.2.2. The space provided for test specimens shall be large enough to accommodate, in a readable position, an elastic calibration device which is of sufficient capacity to cover the potential loading range of the testing machine and which complies with the requirement of ASTM E 74.

Note 2—The types of elastic calibration devices most generally available and most commonly used for this purpose are the circular proving rings or load cells.

5.1.3. *Accuracy*—The accuracy of the testing machine shall be in accordance with the following provisions:

5.1.3.1. The percentage of error for the loads within the proposed range of use of the testing machine shall not exceed ± 1.0 percent of the indicated load.

5.1.3.2. The accuracy of the testing machine shall be verified by applying five test loads in four approximately equal increments in ascending order. The difference between any two successive test loads shall not exceed one-third of the difference between the maximum and minimum test loads.

5.1.3.3. The test load as indicated by the testing machine and the applied load computed from the readings of the verification device shall be recorded at each test point. Calculate the error, E , and the percentage of error, Ep , for each point from these data as follows:

$$E = A - B \quad (1)$$

$$Ep = 100(A - B) / B \quad (2)$$

where:

A = load, kN (or lbf) indicated by the machine being verified; and

B = applied load, kN (or lbf) as determined by the calibrating device.

5.1.3.4. The report on the verification of a testing machine shall state within what loading range it was found to conform to specification requirements rather than reporting a blanket acceptance or rejection. In no case shall the loading range be stated as including loads below the value which is 100 times the smallest change of load that can be estimated on the load-indicating mechanism of the testing machine or loads within that portion of the range below 10 percent of the maximum range capacity.

5.1.3.5. In no case shall the loading range be stated as including loads outside the range of loads applied during the verification test.

5.1.3.6. The indicated load of a testing machine shall not be corrected either by calculation or by the use of a calibration diagram to obtain values within the required permissible variation.

5.2. The testing machine shall be equipped with two steel bearing blocks with hardened faces (Note 3), one of which is a spherically-seated block that will bear on the upper surface of the specimen, and the other a solid block on which the specimen shall rest. Bearing faces of the blocks shall have a minimum dimension at least 3 percent greater than the diameter of the specimen to be tested. Except for the concentric circles described below, the bearing faces shall not depart from a plane by more than 0.02 mm (0.001 in.) in any 150 mm (6 in.) of blocks 150 mm (6 in.) in diameter or larger, or by more than 0.02 mm (0.001 in.) in the diameter of any smaller block; and new blocks shall be manufactured within one-half of this tolerance. When the diameter of the bearing face of the spherically-seated block exceeds the diameter of the specimen by more than 13 mm (0.5 in.), concentric circles not more than 0.8 mm (0.03 in.) deep and not more than 1 mm (0.04 in.) wide shall be inscribed to facilitate proper centering.

Note 3—It is desirable that the bearing faces of blocks used for compression testing of concrete have a Rockwell hardness of not less than 55 HRC.

5.2.1. Bottom bearing blocks shall conform to the following requirements:

5.2.1.1. The bottom bearing block is specified for the purpose of providing a readily machinable surface for maintenance of the specified surface conditions (Note 4). The top and bottom surfaces shall be parallel to each other. Its least horizontal dimension shall be at least three percent greater than the diameter of the specimen to be tested. Concentric circles as described in Section 5.2 are optional on the bottom block.

Note 4—The block may be fastened to the platen of the testing machine.

5.2.1.2. Final centering must be made with reference to the upper spherical block when the lower-bearing block is used to assist in centering the specimen. The center of the concentric rings, when provided, or the center of the block itself must be directly below the center of the spherical head. Provision shall be made on the platen of the machine to assure such a position.

5.2.1.3. The bottom bearing block shall be at least 25 mm (1 in.) thick when new, and at least 22.5 mm (0.9 in.) thick after resurfacing operations, except when the block is in full and intimate contact with the lower platen of the testing machine, the thickness may be reduced to 10 mm (0.38 in.).

Note 5—If the testing machine is so designed that the platen itself can be readily maintained in the specified surface condition, a bottom block is not required.

5.2.2. The spherically-seated bearing block shall conform to the following requirements:

5.2.2.1. The maximum diameter of the bearing face of the suspended spherically seated block shall not exceed the values given below:

Table 1—Maximum Diameter of Bearing Face

Diameter of Test Specimens, mm (in.)	Maximum Diameter of Bearing Face, mm (in.)
50 (2)	105 (4)
75 (3)	130 (5)
100 (4)	165 (6.5)
150 (6)	255 (10)
200 (8)	280 (11)

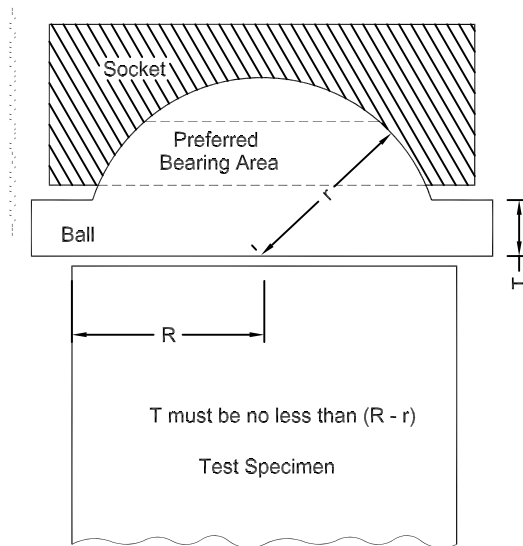
Note 6—Square bearing faces are permissible, provided the diameter of the largest possible inscribed circle does not exceed the above diameter.

5.2.2.2. The center of the sphere shall coincide with the surface of the bearing face within a tolerance of ± 5 percent of the radius of the sphere. The diameter of the sphere shall be at least 75 percent of the diameter of the specimen to be tested.

5.2.2.3. The ball and the socket shall be designed so that the steel in the contact area does not permanently deform when loaded to the capacity of the test machine (Note 7).

Note 7—The preferred contact area is in the form of a ring (described as “preferred bearing area”) as shown in Figure 1.

- 5.2.2.4. The curved surfaces of the socket and the spherical portion shall be kept clean and shall be lubricated with a petroleum-type oil such as conventional motor oil, not with a pressure-type grease. After contacting the specimen and application of a small initial load, further tilting of the spherically seated block is not intended and is undesirable.
- 5.2.2.5. If the radius of the sphere is smaller than the radius of the largest specimen to be tested, the portion of the bearing face extending beyond the sphere shall have a thickness not less than the difference between the radius of the sphere and radius of the specimen. The least dimension of the bearing face shall be at least as great as the diameter of the sphere. (See Figure 1.)
- 5.2.2.6. The movable portion of the bearing block shall be held closely in the spherical seal, but the design shall be such that the bearing face can be rotated freely and tilted at least 4 degrees in any direction.



Note: Provision shall be made for holding the ball in the socket and for holding the entire unit in the testing machine.

Figure 1—Schematic Sketch of a Typical Spherical Bearing Block

5.3. *Load Indication:*

- 5.3.1. If the load of a compression machine used in concrete tests is registered on a dial, the dial shall be provided with a graduated scale that can be read to at least the nearest 0.1 percent of the full scale load (Note 8). The dial shall be readable within one percent of the indicated load at any given load level within the loading range. In no case shall the loading range of a dial be considered to include loads below the value which is 100 times the smallest change of load which can be read on the scale. The scale shall be provided with a graduation line equal to zero and so numbered. The dial pointer shall be of sufficient length to reach the graduation marks; the width of the end of the pointer shall not exceed the clear distance between the smallest graduations. Each dial shall be equipped with a zero adjustment which is easily accessible from the outside of the dial case while observing the zero mark and dial pointer, and with a suitable device that at all times until reset will indicate to within one percent accuracy the maximum load applied to the specimen.

Note 8—As close as can reasonably be read is considered to be 0.5 mm (0.02 in.) along the arc described by the end of the pointer. Also, one-half of the scale interval is about as close as can reasonably be read when the spacing on the load indicating mechanism is between 1 mm (0.04 in.) and 2 mm (0.06 in.). When the spacing is between 2 mm and 3 mm (0.06 in. and 0.12 in.), one-

third of a scale interval can be read with reasonable certainty. When the spacing is 3 mm (0.12 in.) or more, one-fourth of a scale interval can be read with reasonable certainty.

5.3.2. If the testing machine load is indicated in digital form, the numerical display must be large enough to be easily read. The numerical increment must be equal to or less than 0.10 percent of the full-scale load of a given loading range. In no case shall the verified loading range include loads less than the minimum numerical increment multiplied by 100. The accuracy of the indicated load must be within 1.0 percent for any value displayed within the verified loading range. Provision must be made for adjusting to indicate true zero at zero load. There shall be provided a maximum load indicator that at all times until reset will indicate within 1.0 percent system accuracy the maximum load applied to the specimen.

5.4. Provide a means for containing fragments in the event of explosive rupture of the cylinders during testing.

6. SPECIMENS

6.1. Specimens shall not be tested if any individual diameter of a cylinder differs from any other diameter of the same cylinder by more than two percent (Note 9).

Note 9—This may occur when single-use molds are damaged or deformed during shipment, when flexible single-use molds are deformed during molding or when a core drill deflects or shifts during drilling.

6.2. Neither end of compressive test specimens when tested shall depart from perpendicularity to the axis by more than 0.5 degrees (approximately equivalent to 3 mm in 300 mm (0.12 in. in 12 in.)). The ends of compression test specimens that are not plane within 0.050 mm (0.002 in.) shall be sawed, ground, or capped in accordance with T 231 to meet that tolerance or if the ends meet the requirements of Section A6, then neoprene caps with steel controllers may be used instead of capping. The diameter used for calculating the cross-sectional area of the test specimen shall be determined to the nearest 0.25 mm (0.01 in.) by averaging two diameters measured at right angles to each other at about mid-height of the specimen.

6.3. The number of individual cylinders measured for determination of average diameter may be reduced to one for each ten specimens or three specimens per day, whichever is greater, if all cylinders are known to have been made from a single lot of reusable or single-use molds which consistently produce specimens with average diameters within a range of 0.5 mm (0.02 in.). When the average diameters do not fall within the range 0.5 mm (0.02 in.) or when the cylinders are not made from a single lot of molds, each cylinder tested must be measured and the value used in calculation of the unit compressive strength of that specimen. When the diameters are measured at the reduced frequency, the cross-sectional areas of all cylinders tested on that day shall be computed from the average of the diameters of the three or more cylinders representing the group tested that day.

6.4. If the purchaser of the testing services requests measurement of density of the test specimen, determine the mass of the specimen before capping. Remove any surface moisture with a towel and measure the mass of the specimen using a balance or scale that is accurate to within 0.3 percent of the mass being measured. Measure the length of the specimen to the nearest 1 mm (0.05 in.) at three locations spaced evenly around the circumference. Compute the average length and record to the nearest 1 mm (0.05 in.). Alternatively, determine the cylinder density by weighing the cylinder in air and then submerged under water at $23.0 \pm 2.0^{\circ}\text{C}$ ($73.5 \pm 3.5^{\circ}\text{F}$), and computing the volume according to Section 8.3.1.

- 6.5. When density determination is not required and the length to diameter ratio is less than 1.8 or more than 2.2, measure the length of the specimen to the nearest 0.05 D.

7. PROCEDURE

- 7.1. Compression tests of moist-cured specimens shall be made as soon as practicable after removal from moist storage.
- 7.2. Test specimens shall be kept moist by any convenient method during the period between removal from moist storage and testing. They shall be tested in the moist condition.
- 7.3. All test specimens for a given test age shall be broken within the permissible time tolerances prescribed as follows:

Table 2—Permissible Time Tolerances

Test Age	Permissible Tolerance
12 h	±0.25 h or 2.1 percent
24 h	±0.5 h or 2.1 percent
3 days	2 h or 2.8 percent
7 days	6 h or 3.6 percent
28 days	20 h or 3.0 percent
56 days	40 h or 3.0 percent
90 days	2 days or 2.2 percent

- 7.4. *Placing the Specimen*—Place the plain (lower) bearing block, with its hardened face up, on the table or platen of the testing machine directly under the spherically-seated (upper) bearing block. Wipe clean the bearing faces of the upper- and lower-bearing blocks and of the test specimen and place the test specimen on the lower bearing block.

- 7.4.1. *Zero Verification and Block Seating*—Prior to testing the specimen, verify that the load indicator is set to zero. In cases where the indicator is not properly set to zero, adjust the indicator (Note 10). As the spherically-seated block is brought to bear on the specimen, rotate its movable portion gently by hand so that uniform seating is obtained.

Note 10—The technique used to verify and adjust load indicator to zero will vary depending on the machine manufacturer. Consult your owner’s manual or compression machine calibrator for the proper technique.

- 7.5. *Rate of Loading*—Apply the load continuously and without shock.

- 7.5.1. The load shall be applied at a rate of movement (platen to crosshead measurement) corresponding to a stress rate on the specimen of 0.25 ± 0.05 MPa/s (35 ± 7 psi/s) (Note 11). The designated rate of movement shall be maintained at least during the latter half of the anticipated loading phase.

Note 11— For a screw driven or displacement-controlled testing machine, preliminary testing will be necessary to establish the required rate of movement to achieve the specified stress rate. The required rate of movement will depend on the size of the test specimen, the elastic modulus of the concrete, and the stiffness of the testing machine.

- 7.5.2. During application of the first half of the anticipated loading phase, a higher rate of loading shall be permitted. Apply the higher loading rate in a controlled manner so that the specimen is not subjected to shock loading.

- 7.5.3. Do not adjust the rate of movement (platen to crosshead) as the ultimate load is being approached and the stress rate decreases due to cracking in the specimen.
- 7.6. Apply the compressive load until the load indicator shows that the load is decreasing steadily and the specimen displays a well-defined fracture pattern (Figure 2). For a testing machine equipped with a specimen break detector, automatic shut-off of the testing machine is prohibited until the load has dropped to a value that is less than 95 percent of the peak load. When testing with unbonded caps, a corner fracture may occur before the ultimate capacity of the specimen has been attained. Continue compressing the specimen until the user is certain that the ultimate capacity has been attained. Record the maximum load carried by the specimen during the test, and note the type of fracture pattern according to Figure 2. If the fracture pattern is not one of the typical patterns shown in Figure 2, sketch and describe briefly the fracture pattern. If the measured strength is lower than expected, examine the fractured concrete and note the presence of large air voids, evidence of segregation, whether fractures pass predominantly around or through the coarse aggregate particles, and verify end preparations were in accordance with T 231 or Appendix A.

8. CALCULATION

- 8.1. Calculate the compressive strength of the specimen by dividing the maximum load carried by the specimen during the test by the average cross-sectional area determined as described in Section 6 and express the result to the nearest 0.1 MPa (10 psi).
- 8.2. If the specimen length-to-diameter ratio is 1.75 or less, correct the result obtained in Section 8.1 by multiplying the appropriate correction factor shown in the following table (Note 12):

<i>L/D</i>	1.75	1.50	1.25	1.00
Factor:	0.98	0.96	0.93	0.87

Use interpolation to determine correction factors for *L/D* values between those given in the table.

Note 12—Correction factors depend on various conditions such as moisture condition, strength level, and elastic modulus. Average values are given in the table. These correction factors apply to lightweight concrete weighing between 1,600 and 1,920 kg/m³ (100 and 120 lb/ft³) and to normal weight concrete. They are applicable to concrete dry or soaked at the time of loading and for nominal concrete strengths from 15 to 45 MPa (2000 to 6000 psi). For strengths higher than 45 MPa (6000 psi) correction factors may be larger than the values listed above.²

- 8.3. When required, calculate the density of the specimen to the nearest 10 kg/m³ (1 lb/ft³) as follows:

$$\text{Density} = \frac{W}{V} \quad (3)$$

where:

W = mass of specimen, kg (lb)

V = volume of specimen computed from the average diameter and average length or from weighing the cylinder in air and submerged, m³ (ft³)

- 8.3.1. When the volume is determined from submerged weighing, calculate the volume as follows:

$$V = \frac{W - W_s}{\gamma_w} \quad (4)$$

where:

W_s = apparent mass of submerged specimen, kg (lb), and

γ_w = density of water at 23°C (73.5°F) = 997.5 kg/m³ (62.27 lbs/ft³).

9. REPORT

- 9.1. The report shall include the following:
- 9.1.1. Identification number;
- 9.1.2. Diameter (and length, if outside the range of 1.8D to 2.2D), in inches or millimeters;
- 9.1.3. Cross-sectional area, in square inches or square centimeters;
- 9.1.4. Maximum load, in pounds-force or kilonewtons;
- 9.1.5. Compressive strength calculated to the nearest 0.1 MPa (10 psi);
- 9.1.6. Type of fracture, if other than the usual cone (see Figure 2);

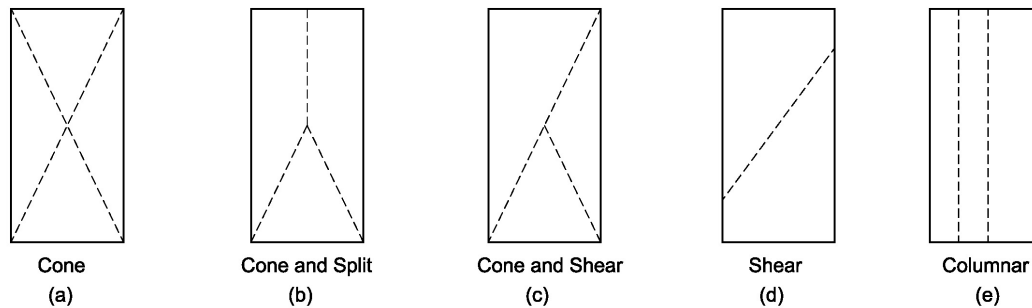


Figure 2—Sketches of Types of Fracture

- 9.1.7. Defects in either specimen or caps; and
- 9.1.8. Age of specimen.
- 9.1.9. When determined, record the density to the nearest 10 kg/m³ (1 lb/ft³).

10. PRECISION AND BIAS

- 10.1. *Precision*—The single-operator precision of tests of individual 150- by 300-mm (6- by 12-in.) cylinders made from a well-mixed sample of concrete is given in the table below for cylinders made in a laboratory environment and under normal field conditions. (See Section 10.1.1.)

Table 3—Acceptable Range of Coefficient of Variation

	Coefficient of Variation ^a	Acceptable Range of ^a	
		Two Results	Three Results
Single operator			
Laboratory conditions	2.37 percent	6.6 percent	7.8 percent
Field conditions	2.87 percent	8.0 percent	9.5 percent

^a These numbers represent respectively the (1s) and (d2s) limits as described in ASTM C 670.

10.1.1. The values given are applicable to 150- by 300-mm (6- by 12-in.) cylinders with compressive strength between 15 to 55 MPa (2000 and 8000 psi).

10.1.2. *Bias*—Since there is no accepted reference material, no statement on bias is being made.

APPENDIX A—COMPRESSIVE STRENGTH OF CYLINDRICAL CONCRETE SPECIMENS USING NEOPRENE CAPS

A1. SCOPE

A1.1. This method covers the procedure for compressive strength testing of 150-mm (6-in.) diameter by 300-mm (12-in.) concrete cylinders using neoprene caps with steel extrusion controllers. Provisions are made for alternate reusable cap systems which utilize other materials for pads and extrusion controllers than neoprene and steel.

A2. REFERENCED DOCUMENTS

A2.1. *AASHTO Standard:*
■ T 231, Capping Cylindrical Concrete Specimens

A2.2. *ASTM Standard:*
■ D 2000, Rubber Products in Automotive Applications

A3. SIGNIFICANCE AND USE

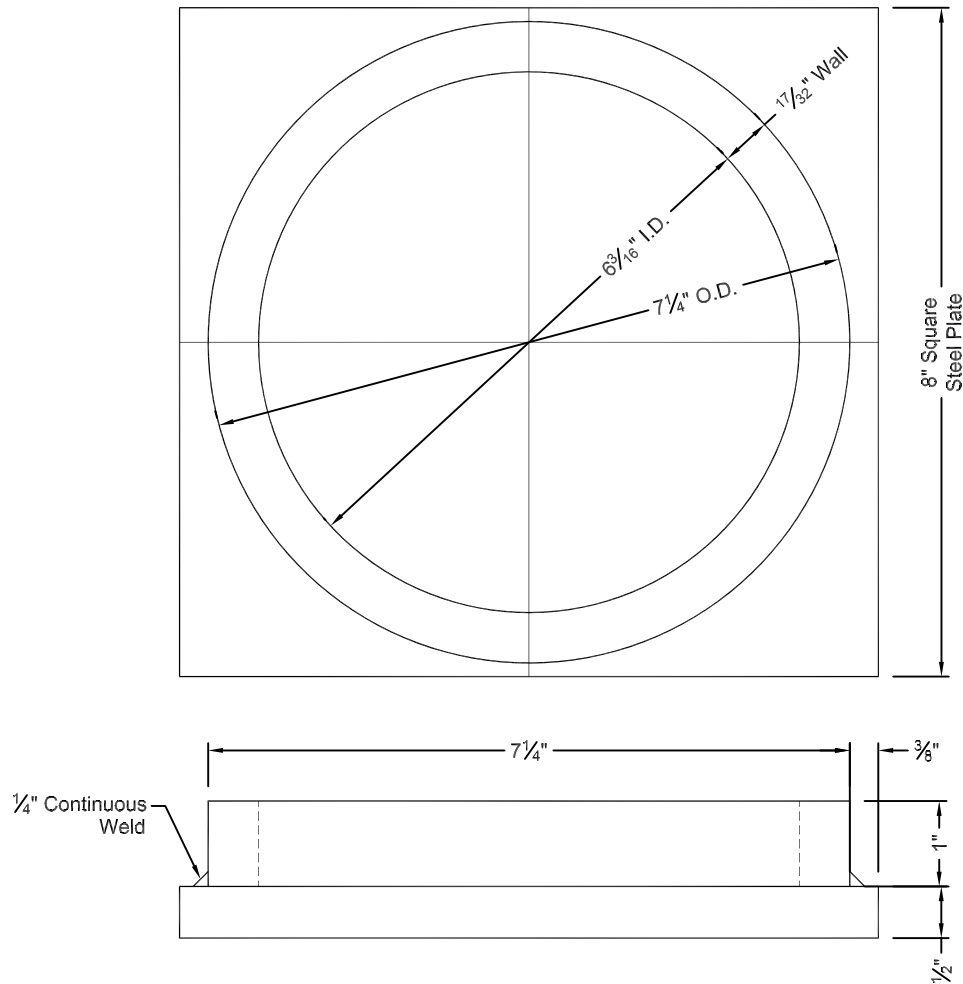
A3.1. Use of neoprene caps should be considered as a suitable alternate for compressive strength testing. Alternate reusable cap systems must be verified in accordance with Sections A11 through A12.

A4. APPARATUS

A4.1. Two steel extrusion controllers shall be used. (See Table 1.) An acceptable configuration for extrusion controllers is shown in Figure 3. Other modes of manufacture may be used such as steel casting or machining in one piece from round stock provided the inside diameter, minimum wall thickness, and minimum bearing surface thickness comply with the dimensions shown in Figure 3. All bearing surfaces of the controller, both inside and outside, shall be machine planed to within 0.05 mm (0.002 in.). During use, the outside bearing surface shall be maintained free of gouges, or dents larger than 0.25 mm (0.010 in.) in depth or 32 mm² (0.05 in.²) in surface area. Protrusions of any kind will not be allowed.

Table 4—Tolerances

Controller ID	0 mm (0 in.)	+0.8 mm (+ ¹ / ₃₂ in.)
Controller wall	-1.6 mm (- ¹ / ₁₆ in.)	+0 mm (+0 in.)
Any tolerance not specified	-0.4 mm (- ¹ / ₆₄ in.)	+0.4 mm (+ ¹ / ₆₄ in.)



Metric Equivalents

in.	1/2	1	6	6 1/8	6 3/16	7 1/4	8	12
mm	12.7	25.4	152.4	155.6	157.2	184.2	203.2	304.8

Figure 3—Sample of an Acceptable Configuration for Extrusion Controllers

- A4.2. Caps made from neoprene meeting the requirements of ASTM D 2000, line call-out M2BC514A14B14. The dimensions of the caps shall be 155 mm (6.12 in.) in diameter and 12.7 mm (.5 in.) thick.
- A4.3. A compression testing machine meeting the requirements of the main test method.

A5. PRECAUTIONS

- A5.1. Concrete cylinders tested with neoprene caps rupture more intensely than comparable cylinders tested with sulphur-mortar caps. As a safety precaution, the cylinder testing machine should be equipped with a protective cage.
- A5.2. The loading rate for some testing machines may have to be adjusted when using neoprene caps.

A6. TEST SPECIMENS

The test specimens shall be that as detailed in the main test method, modified as follows:

- A6.1. Each end of the concrete cylinder shall be plane within 3 mm (0.12 in.) across any diameter; i.e., there shall be no depressions in the concrete surfaces which are deeper than 3 mm (0.12 in.). Cylinders which do not meet this tolerance shall not be tested unless the surface irregularity is first corrected.
- A6.2. Neither end of compressive test specimens when tested shall depart from perpendicularity to the axis by more than 2.0 degrees (approximately equal to a difference in height of 5 mm (0.2 in.) for two 150-mm (6-in.) diameter cylinders. Cylinders not meeting this tolerance shall not be tested unless this irregularity is first corrected.

A7. PROCEDURE

- A7.1. The procedure followed shall be that as detailed in the main test method, modified as noted below:
- A7.2. Place an extrusion controller, containing a neoprene cap, on the top and bottom surfaces of the concrete cylinder. With the neoprene caps in contact with the concrete cylinder, carefully align the axis of the specimen with the center of thrust of the spherically seated block. Bring the bearing blocks of the machine in contact with both of the extrusion controllers.
- A7.3. No loose particles shall be trapped between the concrete cylinder and the neoprene caps or between the bearing surfaces of the extrusion controllers and the bearing blocks of the test machine.
- A7.4. The same surface of the neoprene cap shall bear on the concrete cylinder for all tests performed with that cap. Each neoprene cap shall not be used to test more than 100 cylinders. The life of alternate pads must be verified by the agency (or purchaser) in accordance with Section A12.4.

A8. CALCULATION

- A8.1. The compressive strength shall be calculated as described in Section 8.1 of the main test method.

A9. REPORT

- A9.1. The report shall contain all the items noted in Section 9 of the main test method.

A10. PRECISION AND ACCURACY

- A10.1. Testing variation associated with neoprene caps is no higher and possibly lower than that associated with sulfur-mortar caps. Based on a study, coefficients of variation associated with neoprene caps were within the range (0.0 to 4.0 percent) and considered to represent excellent control.

A10.2. Neoprene caps should be considered as an acceptable substitute for sulfur-mortar caps without correction for apparent strength differences.

A11. ALTERNATE REUSABLE CAP SYSTEMS

A11.1. Commercial systems are available which utilize reusable caps manufactured from materials other than neoprene and extrusion controllers of metals other than steel. An alternate reusable cap system may be used provided the following criteria, manufacturer, and agency (or purchaser) verifications are satisfied.

A12. CRITERIA FOR ACCEPTANCE OF ALTERNATE REUSABLE CAP SYSTEMS

A12.1. The system must utilize reusable caps retained within extrusion controllers. Tolerances on all bearing surfaces of the extrusion controllers shall meet the requirements of Section A4.1.

A12.2. Reusable caps shall provide a minimum of 12.7 mm (0.5 in.) compressible thickness over the entire bearing area. The manufacturer shall supply reusable caps which are uniform in dimensions and physical properties.

A12.3. *Manufacturer Verification of Alternate Reusable Cap Systems:*

A12.3.1. The manufacturer shall provide results of a two-factor factorial experiment with capping method as the main factor and concrete batch as the secondary factor. For the estimation of variances for error, interaction among factors, or for factors, the cap system factor shall be considered a fixed variable and the batch factor shall be considered a random variable. The experiment shall be repeated at three levels of concrete strength at 28 days, representing a range of average strength of 15 to 45 MPa (2000 to 6000 psi), such as 15 (2000), 30 (4000), 45 (6000) MPa (psi). The F test level of significance for testing significance of difference among variances shall be 0.05.

A12.3.2. In conducting the experiment, a minimum of eight batches of four cylinders per batch shall be prepared at each level of strength, yielding two replicates for each capping method × batch combination. Within each batch, equal numbers of cylinders shall be randomly chosen for testing by the reusable cap system and by Test Method T 231. The sequence of testing for capping method × batch × level of strength cells shall be randomized. If laboratory facilities do not permit fabrication of all cylinders within one day, cylinders for one complete strength level shall be fabricated on each of three successive days; sequence of testing for capping method × batch will be randomized. One set of new pads shall be used for all tests within each strength level. At the option of the manufacturer, one set of new pads may be used for all tests at all strength levels; but sequence of testing for capping method × batch × strength level cells shall be randomized.

A12.3.3. Specific statistical equivalencies to be demonstrated by the manufacturer shall be as follows:

A12.3.3.1. The analysis of variance of each strength level shall show no significant effect of capping method.

A12.3.3.2. The estimate of average difference in strength between capping methods utilizing the cell averages for each capping method × batch × level of strength cell shall not be significantly different from zero. The paired *t* test at a level of significance of 0.10 shall be used.

Note 12—One reference describing factorial experiments is *Fundamental Concepts in the Design of Experiments* by Charles R. Hicks, published by Holt, Rinehart, and Winston.

A12.4. *Agency (or Purchaser) Verification of Alternate Reusable Cap Systems:*

- A12.4.1. Prior to implementation of a reusable cap system, the agency (or purchaser) shall conduct an in-house evaluation comparing compressive strength and variability for sets of field cylinders manufactured from the same samples of concrete; the reusable cap system shall be compared to T 231. The paired t test shall be used at a level of significance of 0.10.
- A12.4.2. A minimum of 30 sets of cylinders shall be compared for compressive strength for one evaluation with one set of reusable pads; however, the number of sets may be increased (to determine usable life) if the reusable caps have not developed visible damage such as splitting, gouging, or permanent compression set in the bearing area in 30 repetitions. The evaluation shall be repeated at least once with a new set of reusable caps. Job control cylinders of two or more per set cast from the same sample may be used. If cylinders are cast from successive batches in a laboratory, selection of cylinders shall be randomized among batch \times capping method.
- A12.4.3. The agency (or purchaser) shall reject a reusable cap system if the in-house evaluation shows significant difference in compressive strength or variability as compared to T 231.
- A12.4.4. The agency (or purchaser) shall reserve the right to reject a reusable cap system if the number of possible repetitions or life of a set of caps is not acceptable to the agency (or purchaser).

¹ This method agrees technically with C 39-04a except for the use of SI units and Appendix A.

² Barlett, F. M. and J.G. MacGregor. "Effect of Core Length-to-Diameter Ratio on Concrete Core Strength." *ACI Materials Journal*, Vol. 91, No. 4, July–August, 1994, pp. 339–348.

Katherine Vargas P.
Autopistas del Sol
Presente

INFORME FINAL
Ensayos en concreto

MATERIAL: Se extrajeron 5 núcleos de concreto de 4 pulgada de diámetro. La extracción se realizó sobre la losa de 5 puentes diferentes ubicados a lo largo de la ruta 27 (San José-Caldera).

ENSAYOS: Determinación de la resistencia a la compresión según procedimientos de la norma ASTM C-39.

RESULTADOS:

Dimensiones de los núcleos

Identificación	Altura (mm)	Relación L/D	Factor de corrección
C-420-13	101,56	1,01	0,8700
C-421-13	171,87	1,71	0,9768
C-422-13	121,58	1,21	0,9204
C-423-13	121,05	1,20	0,9180
C-424-13	118,79	1,18	0,9132

Resistencia a la compresión de núcleos de concreto (ASTM C-39)

Identificación	Ubicación (Puente)	Resistencia a la Compresión (MPa)	Resistencia a la compresión corregida (kg/cm ²)
C-420-13	Río Salitral	38,70	344,00
C-421-13	Río Concepción	37,85	377,00
C-422-13	Río Grande	48,66	457,00
C-423-13	Río Ciruelas	43,37	406,00
C-424-13	Río Virilla	49,31	459,00

Notas:

Un MPa = 10,197162 kg/cm²

A solicitud del cliente, el núcleo C-424-13 se falló con parte de una varilla en su interior.

Atentamente,

Heiner Navarro M.
Técnico Asignado

Ing. Alonso Poveda Montoya
Gerente Técnico

Ing. Rolando Fournier Zepeda
Coordinador CIVCO

ALP
Ci: Archivo

-----FIN-----

Resultados estadísticos de análisis probabilístico con Minitab16

Análisis probabilístico de valores de pérdida de espesor obtenidos para vigas principales del Puente sobre Río Ciruelas.

09/12/2013 06:23:58 p.m.

Welcome to Minitab, press F1 for help.

Retrieving project from file: 'F:\CIRUELASESPESORES.MPJ'

Distribution ID Plot: Pérdida Espesor Viga 1-2; Pérdida Espesor Viga 2-1

Results for variable: Pérdida Espesor Viga 1-2 (mm)

Goodness-of-Fit

Distribution	Anderson-Darling (adj)	Correlation Coefficient
Weibull	7.942	0.736
Lognormal	3.943	0.804
Exponential	9.243	*
Loglogistic	2.963	0.823
3-Parameter Weibull	6.776	0.860
3-Parameter Lognormal	2.689	0.872
2-Parameter Exponential	5.364	*
3-Parameter Loglogistic	2.080	0.892
Smallest Extreme Value	13.184	0.528
Normal	9.417	0.628
Logistic	7.422	0.649

Table of Percentiles

Distribution	Percent	Percentile	Standard Error	95% Normal CI	
				Lower	Upper
Weibull	95	0.650203	0.0379014	0.580004	0.728899
Lognormal	95	0.762122	0.0651532	0.644549	0.901142
Exponential	95	1.25512	0.201303	0.916571	1.71873
Loglogistic	95	0.780272	0.126167	0.568342	1.07123
3-Parameter Weibull	95	0.705653	0.0471750	0.618993	0.804445
3-Parameter Lognormal	95	0.803987	0.0989050	0.631736	1.02320
2-Parameter Exponential	95	1.15326	0.173612	0.858593	1.54906
3-Parameter Loglogistic	95	0.832932	0.200520	0.519627	1.33514
Smallest Extreme Value	95	0.759979	*	*	*
Normal	95	0.894094	0.0523201	0.791548	0.996639
Logistic	95	0.915037	0.162257	0.597018	1.23306

Table of MTF

Distribution	Mean	Standard Error	95% Normal CI	
			Lower	Upper
Weibull	0.437163	0.0320170	0.378706	0.504642
Lognormal	0.446113	0.0286172	0.393407	0.505880
Exponential	0.418971	0.0671967	0.305959	0.573725
Loglogistic	0.449884	0.0357852	0.384940	0.525784
3-Parameter Weibull	0.435692	0.0272307	0.385460	0.492470
3-Parameter Lognormal	0.445862	0.0317290	0.387817	0.512596
2-Parameter Exponential	0.488499	0.0579532	0.387151	0.616376
3-Parameter Loglogistic	0.455151	0.0497523	0.367376	0.563897
Smallest Extreme Value	0.475319	*	*	*
Normal	0.479044	0.0432746	0.394227	0.563861
Logistic	0.479044	0.0581446	0.365083	0.593005

Results for variable: Pérdida Espesor Viga 2-1 (mm)

Goodness-of-Fit

Distribution	Anderson-Darling (adj)	Correlation Coefficient
Weibull	12.692	0.758
Lognormal	3.938	0.842
Exponential	6.592	*
Loglogistic	3.139	0.853
3-Parameter Weibull	4.790	0.903
3-Parameter Lognormal	2.059	0.924
2-Parameter Exponential	5.058	*
3-Parameter Loglogistic	1.600	0.937
Smallest Extreme Value	17.800	0.578
Normal	9.197	0.688
Logistic	7.694	0.704

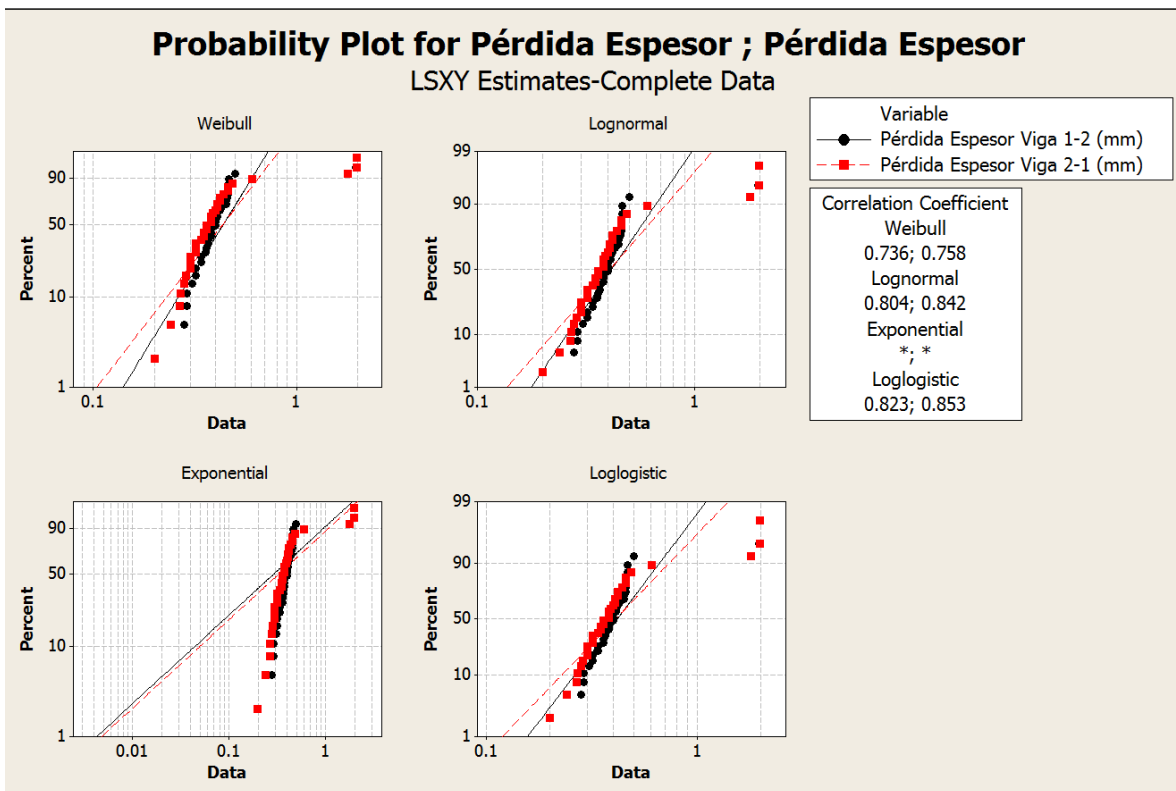
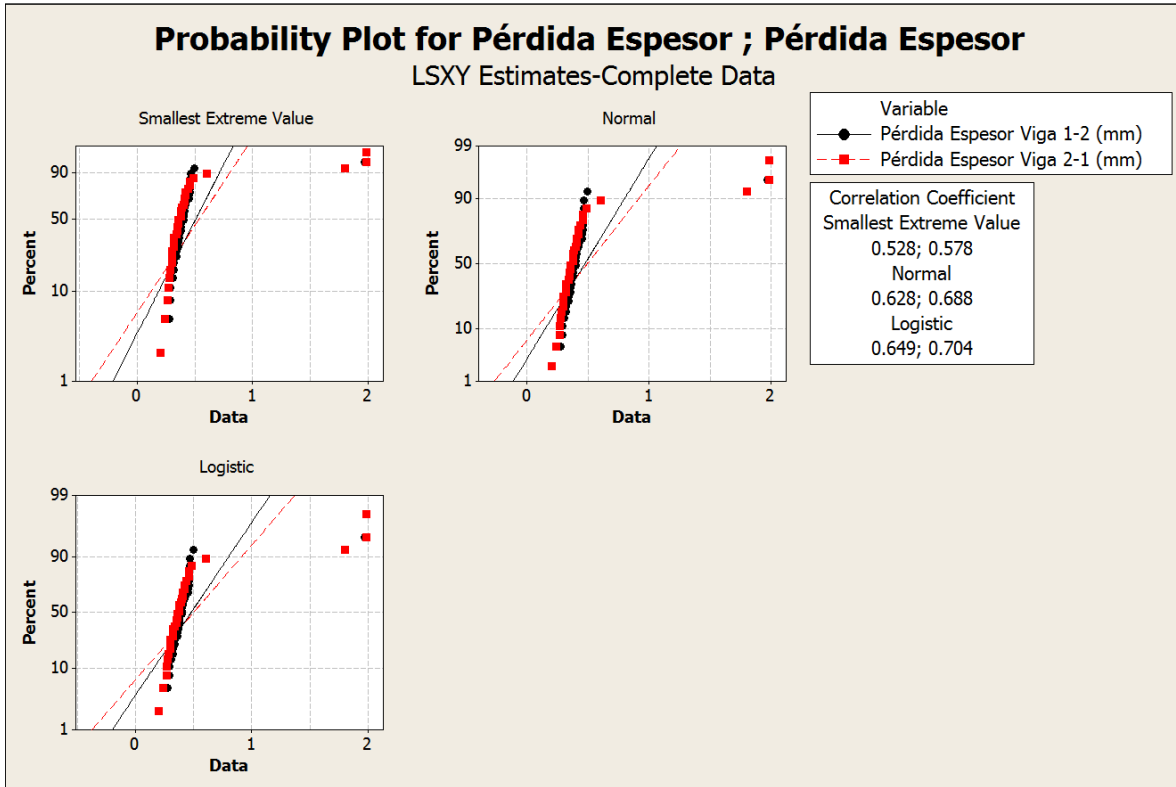
Table of Percentiles

Distribution	Percent	Percentile	Standard Error	95% Normal CI	
				Lower	Upper
Weibull	95	0.714522	0.0439162	0.633430	0.805995
Lognormal	95	0.883372	0.0991321	0.708960	1.10069
Exponential	95	1.41796	0.236689	1.02230	1.96674
Loglogistic	95	0.903791	0.182538	0.608347	1.34272
3-Parameter Weibull	95	0.809554	0.0718642	0.680276	0.963401
3-Parameter Lognormal	95	0.979231	0.180717	0.682018	1.40596
2-Parameter Exponential	95	1.36170	0.221985	0.989281	1.87433
3-Parameter Loglogistic	95	1.02231	0.321762	0.551660	1.89448
Smallest Extreme Value	95	0.863538	*	*	*
Normal	95	1.03811	0.0704501	0.900026	1.17619
Logistic	95	1.05910	0.187796	0.691030	1.42718

Table of MTTF

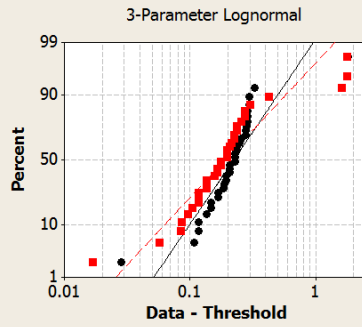
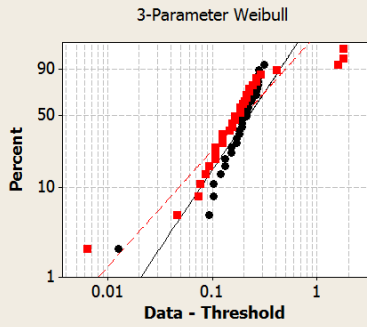
Distribution	Mean	Standard Error	95% Normal CI	
			Lower	Upper
Weibull	0.440728	0.0353952	0.376539	0.515859
Lognormal	0.456799	0.0380044	0.388068	0.537704
Exponential	0.473325	0.0790087	0.341252	0.656515
Loglogistic	0.462609	0.0525090	0.370337	0.577871
3-Parameter Weibull	0.440512	0.0341620	0.378396	0.512825
3-Parameter Lognormal	0.462899	0.0481389	0.377543	0.567553
2-Parameter Exponential	0.511721	0.0741005	0.385278	0.679662
3-Parameter Loglogistic	0.485832	0.0897497	0.338252	0.697801
Smallest Extreme Value	0.494807	*	*	*
Normal	0.499632	0.0561433	0.389594	0.609671
Logistic	0.499632	0.0748087	0.353010	0.646255

Gráficas de Distribución de Probabilidad para los datos de pérdida de Espesor en Vigas Principales del Puente sobre el Río Ciruelas.



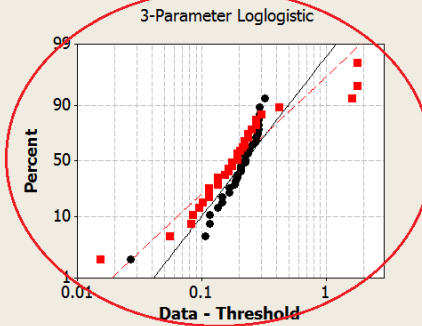
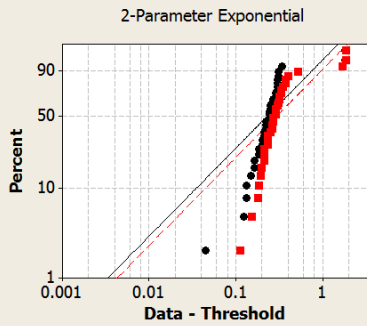
Probability Plot for Pérdida Espesor ; Pérdida Espesor

LSXY Estimates-Complete Data



Variable
● Pérdida Espesor Viga 1-2 (mm)
■ Pérdida Espesor Viga 2-1 (mm)

Correlation Coefficient
3-Parameter Weibull
0.860; 0.903
3-Parameter Lognormal
0.872; 0.924
2-Parameter Exponential
*, *
3-Parameter Loglogistic
0.892; 0.937



Análisis probabilístico de valores de pérdida de espesor obtenidos para vigas principales del Puente sobre Río Salitral.

09/12/2013 06:44:59 p.m.

Welcome to Minitab, press F1 for help.

Distribution ID Plot: Pérdida Espesor Viga 1-2; Pérdida Espesor Viga 2-1

Results for variable: Pérdida Espesor Viga 1-2 (mm)

Goodness-of-Fit

Distribution	Anderson-Darling (adj)	Correlation Coefficient
Weibull	2.536	0.941
Lognormal	2.607	0.900
Exponential	9.884	*
Loglogistic	2.343	0.916
3-Parameter Weibull	2.656	0.943
3-Parameter Lognormal	2.023	0.922
2-Parameter Exponential	8.086	*
3-Parameter Loglogistic	1.747	0.936
Smallest Extreme Value	3.477	0.720
Normal	3.017	0.779
Logistic	2.081	0.798

Table of Percentiles

Distribution	Percent	Percentile	Standard Error	95% Normal CI	
				Lower	Upper
Weibull	95	1.64793	0.109776	1.44623	1.87776
Lognormal	95	1.90507	0.242991	1.48368	2.44614
Exponential	95	2.16736	0.308410	1.63986	2.86454
Loglogistic	95	1.95974	0.296461	1.45691	2.63612
3-Parameter Weibull	95	1.59847	0.105709	1.39129	1.80566
3-Parameter Lognormal	95	1.72030	0.180834	1.36587	2.07473
2-Parameter Exponential	95	2.10357	0.290884	1.60417	2.75843
3-Parameter Loglogistic	95	1.75717	0.212216	1.34123	2.17310
Smallest Extreme Value	95	1.44132	*	*	*
Normal	95	1.63007	0.0941991	1.44545	1.81470
Logistic	95	1.65883	0.156958	1.35120	1.96647

Table of MTF

Distribution	Mean	Standard Error	95% Normal CI	
			Lower	Upper
Weibull	0.880105	0.068690	0.755267	1.02558
Lognormal	0.894890	0.082946	0.746232	1.07316
Exponential	0.723482	0.102950	0.547399	0.95621
Loglogistic	0.912851	0.081652	0.766058	1.08777
3-Parameter Weibull	0.876521	0.066340	0.746497	1.00655
3-Parameter Lognormal	0.883262	0.070402	0.745277	1.02125
2-Parameter Exponential	0.768807	0.097099	0.600222	0.98474
3-Parameter Loglogistic	0.891745	0.067786	0.758886	1.02460
Smallest Extreme Value	0.886852	*	*	*
Normal	0.893250	0.070828	0.754429	1.03207
Logistic	0.893250	0.066771	0.762381	1.02412

Results for variable: Pérdida Espesor Viga 2-1 (mm)

Goodness-of-Fit

Distribution	Anderson-Darling (adj)	Correlation Coefficient
Weibull	6.929	0.767
Lognormal	3.642	0.826
Exponential	11.062	*
Loglogistic	2.671	0.844
3-Parameter Weibull	5.494	0.889
3-Parameter Lognormal	2.787	0.887
2-Parameter Exponential	5.524	*
3-Parameter Loglogistic	2.158	0.906
Smallest Extreme Value	12.840	0.530
Normal	9.745	0.627
Logistic	7.559	0.650

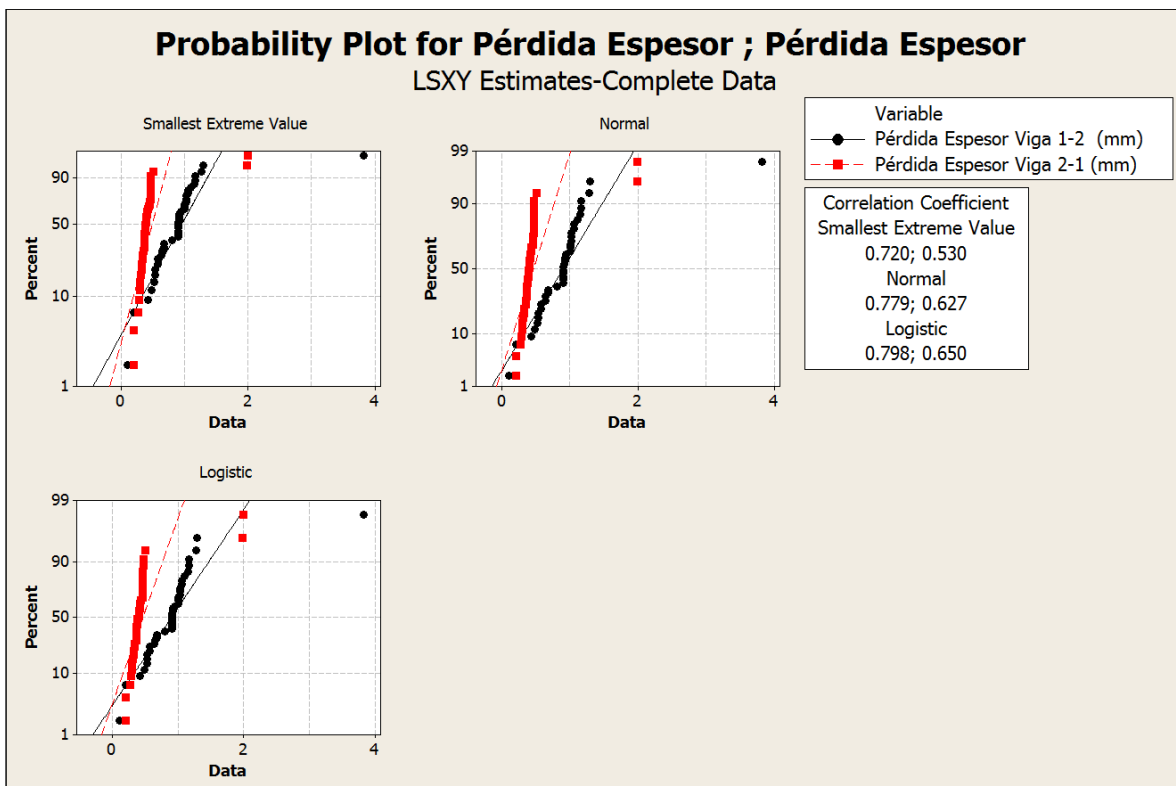
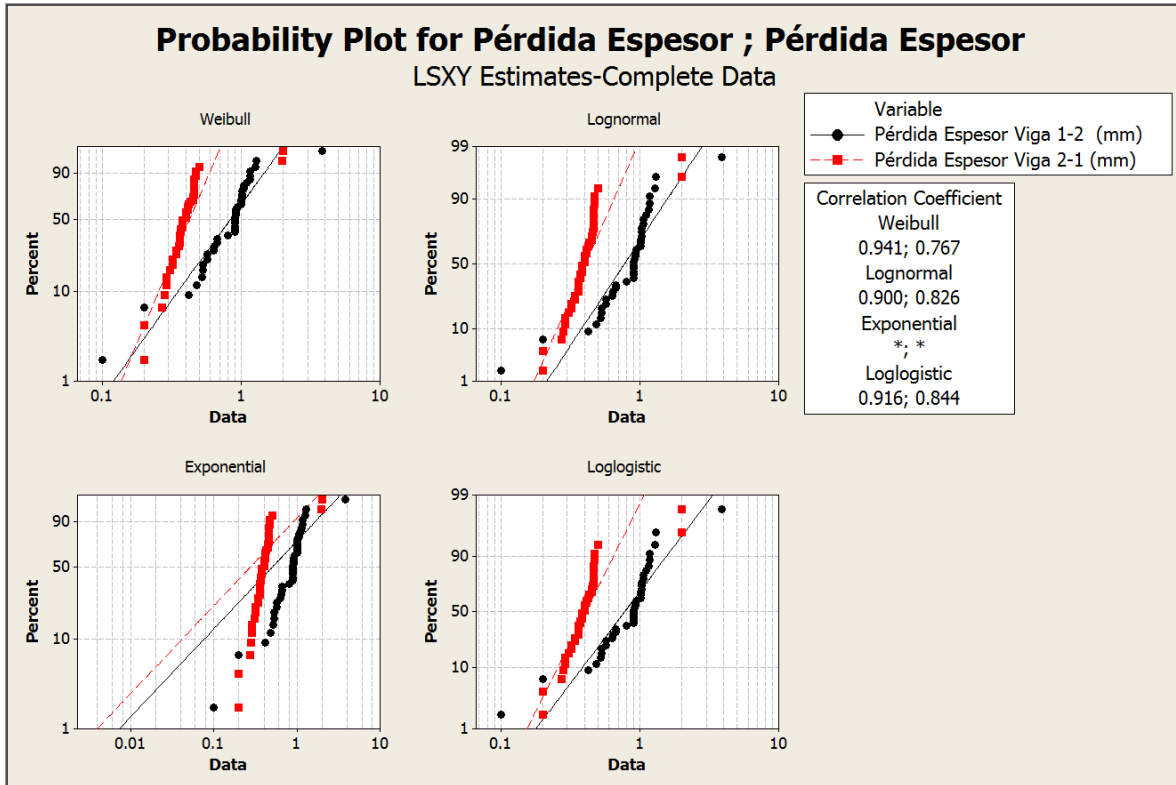
Table of Percentiles

Distribution	Percent	Percentile	Standard Error	95% Normal CI	
				Lower	Upper
Weibull	95	0.632316	0.0323772	0.571938	0.699068
Lognormal	95	0.735715	0.0583443	0.629806	0.859434
Exponential	95	1.17996	0.172652	0.885769	1.57187
Loglogistic	95	0.751772	0.102622	0.575296	0.982383
3-Parameter Weibull	95	0.707980	0.0465977	0.622296	0.805463
3-Parameter Lognormal	95	0.789922	0.0928011	0.627457	0.994453
2-Parameter Exponential	95	1.07629	0.146316	0.824543	1.40490
3-Parameter Loglogistic	95	0.815520	0.186301	0.521173	1.27611
Smallest Extreme Value	95	0.721602	*	*	*
Normal	95	0.844703	0.0445851	0.757318	0.932088
Logistic	95	0.864002	0.133726	0.601903	1.12610

Table of MTTF

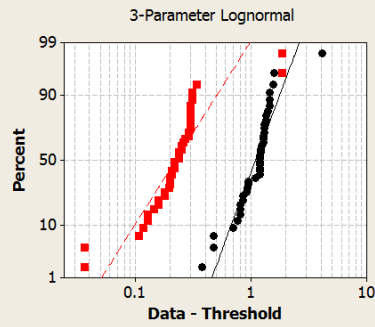
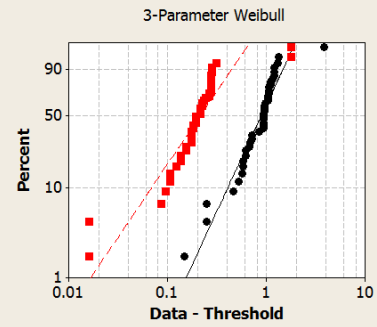
Distribution	Mean	Standard Error	95% Normal CI	
			Lower	Upper
Weibull	0.424087	0.0271870	0.374014	0.480865
Lognormal	0.431840	0.0254109	0.384801	0.484630
Exponential	0.393881	0.0576326	0.295677	0.524702
Loglogistic	0.435250	0.0292499	0.381536	0.496526
3-Parameter Weibull	0.425250	0.0252800	0.378480	0.477800
3-Parameter Lognormal	0.433342	0.0292042	0.379722	0.494534
2-Parameter Exponential	0.467543	0.0488414	0.380979	0.573774
3-Parameter Loglogistic	0.442132	0.0447781	0.362530	0.539212
Smallest Extreme Value	0.456883	*	*	*
Normal	0.459937	0.0369861	0.387446	0.532429
Logistic	0.459937	0.0466684	0.368469	0.551406

Gráficas de Distribución de Probabilidad para los datos de pérdida de Espesor en Vigas Principales del Puente sobre el Río Salitral.

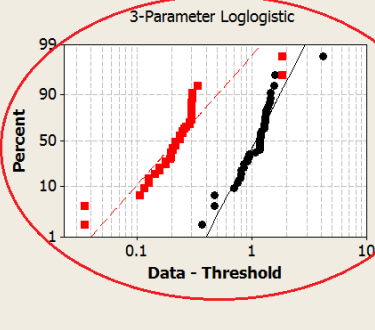
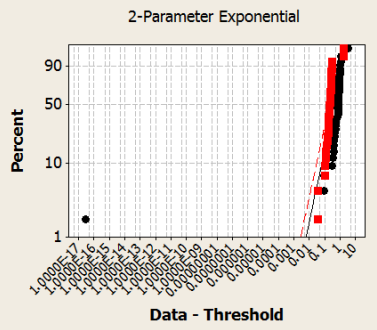


Probability Plot for Pérdida Espesor ; Pérdida Espesor

LSXY Estimates-Complete Data



Variable	
●	Pérdida Espesor Viga 1-2 (mm)
■	Pérdida Espesor Viga 2-1 (mm)
Correlation Coefficient	
3-Parameter Weibull	0.943; 0.889
3-Parameter Lognormal	0.922; 0.887
2-Parameter Exponential	*, *
3-Parameter Loglogistic	0.936; 0.906



Simple Assessment Method to Estimate the Remaining Moment Capacity of Corroded I-Beam Sections

Y. Sharifi^{1,*} and R. Rahgozar¹

Abstract. *Corrosion of steel structures is a serious problem throughout the world. The most significant consequence of corrosion is reduction of the section size. This, in turn, leads to a reduction in the carrying capacity and structural safety. The analysis of existing structures may differ from the analysis of structures under design, especially if there is damage by corrosion. Common examples of corrosion that have been found in the petro-chemical industry include the loss of sections in flanges and holes in the web. As there is no clear provision of recommendations for such cases in the present codes, there is a need for simple assessment methods to deal with them effectively. The overall aim of this paper is to develop a simple method which can be used to make reliable estimates of the remaining moment capacity, using thickness loss information provided by visual inspection or measurements. The results of this study can be used for calculating the remaining service life, such as the moment capacity of deteriorated I-beams.*

Keywords: *Uniform corrosion; Thickness loss; Steel structures; Moment capacity.*

INTRODUCTION

Corrosion of steel is an electro-chemical process in which iron, Fe, reacts with oxygen to form iron oxides. Steel has been used extensively throughout the world for the construction of buildings, bridges, factories, offshore structures and all other types of structure. Corrosion is one of the most important causes of deterioration of steel in all types of structure [1].

The primary cause of corrosion is the accumulation of water and salt (marine environment or deicing media) on steel. The source of water and salt is either from deck leakage or from the accumulation of road spray and condensation. The source of the moisture often determines the pattern of corrosion on a beam. The rate of corrosion will depend upon the contaminants in the moisture and the ambient temperature [2].

The deterioration usually consists of thinning sections in the web or irregularly shaped holes in the web just above the flange, which may decrease the load

carrying capacity in shear, bearing and bending [3]. In both the United States and the United Kingdom, the cost of corrosion has been estimated to be around 3% of the gross national product [4]. It has been pointed out by Koch et al. [5] that the United States Congress estimated the total direct cost of metal corrosion in 26 industrial sectors to be \$276 billion per year.

There are a large number of steel structures where structural members and components are corroded; the corrosion has been concealed by paint and may not be visually identified. Regular inspection of steel structures is usually based on visual examination and classification into condition categories that identify the need for appropriate action. The most severe visual category refers to the presence of serious structural defects and the consequent need for full structural assessment and repair [6]. Gallon [7] found that current inspection and assessment methods, while being safe, were significantly conservative in some instances. This may lead to plant closures with a consequential financial penalty when the corrosion damaged structures are unable to carry the required loads.

There are a large number of corroded structures in different parts of Iran, especially in the south and north, industrial zones, refineries and petro-chemical factories. Therefore, it is very important to recognize

1. Department of Civil Engineering, University of Kerman, Kerman, P.O. Box 76169-133, Iran.

*. Corresponding author. E-mail: yasser_sharifi@yahoo.com

Received 4 July 2009; received in revised form 5 January 2010; accepted 20 February 2010

and fully understand the mechanism of steel corrosion, forms of corrosion and rate of corrosion penetration. These factors indicate that there is an urgent need for a more realistic assessment method for quantifying visual inspection so that the capacity of corrosion damaged steel structures may be assessed more reliably.

In this paper, the remaining moment strength of corroded I-beams is considered with uniform corrosion. The results of this study can be used for a better prediction of the service life (remaining moment capacity) of deteriorated I-beams.

MECHANISM OF STEEL CORROSION

In order to produce steel, iron ores must be processed. During the process of metal extraction, it consumes a large amount of energy to separate the metal from the ore. This energy is essentially stored in the metal. Because of the fact that all configurations in nature tend to spontaneously change to lower states of energy, refined metal will deteriorate or corrode. In steel structures exposed to water, oxygen and salt, the rate of corrosion will be considerably increased by the presence of salt from a marine environment or the use of deicing materials. In the natural environment, it has a tendency to oxidize to a form similar to its natural state under the influence of air and water. This deterioration process is known as corrosion. More precisely, it is an electro-chemical reaction in which water with various pollutants in the solution acts as the electrolyte. Corrosion of steel is an electro-chemical process in which iron, Fe, reacts with oxygen to form iron oxides. The familiar iron compounds are: $\text{Fe}(\text{OH})_2$, ferrous hydroxide; $\text{Fe}(\text{OH})_3$, ferric hydroxide; Fe_2O_3 , iron oxide; and Fe_3O_4 , magnetite. When steel is attacked under humid conditions in a clean rural atmosphere, the first oxidation product is ferrous ion in the lowest oxidation state, namely, Fe^{+2} . Because of the presence of air dissolved in moisture, the ferrous ion can react with it and precipitate ferrous hydroxide, $\text{Fe}(\text{OH})_2$, which can be quickly oxidized further to the ferric state, Fe^{+3} , to give the gelatinous precipitate of ferric hydroxide [8].

FORMS OF CORROSION

There are different forms of corrosion that can affect a steel structure. The most prevalent form is a general loss of surface material. This condition will lead to the gradual thinning of members. General corrosion accounts for the largest percentage of corrosion damage. Pitting corrosion also involves loss of material at the surface. However, it is restricted to a very small area. Pits can be dangerous because they extend into the metal showing little evidence of their existence. Pit occurrence is serious in high stress regions because it can

cause local stress concentrations. Galvanic corrosion occurs when two dissimilar metals are electrochemically coupled. Such situations may occur at bolted or welded connections. Galvanic corrosion can be local, leading to pit formation. Crevice corrosion occurs in small confined areas, such as beneath peeling paint or between faying surfaces. It is usually caused by a low concentration of dissolved oxygen in the moisture held within a crevice. Deep pits can also provide locations for crevice corrosion to occur. Stress corrosion occurs when metal is subjected to tensile stress in a corrosive environment [8].

For mild carbon steel in ordinary bridge environments, stress corrosion is usually not a problem. In general, the lower fracture resistance of a metal, the higher its susceptibility to stress corrosion [9]. The combined action of both corrosion and fatigue, known as corrosion fatigue, may reduce the life of structures. Corrosion fatigue is a complex phenomenon that occurs in metal due to cyclic stresses in a corrosive environment. It has been pointed out by Kitagawa et al. [10] that increases in the cyclic stress level or the number of load cycles bring about corrosion pits on the surface. Apart from corrosion, inadmissible loads, such as overloaded vehicles on bridge decks, may reduce the fatigue life of bridges [11].

THE EFFECTS OF CORROSION ON STEEL STRUCTURES

The effects of corrosion vary with the type of structure and the location and extent of deterioration. Steel structures can be affected by corrosion in many ways. The main effects can be loss of material from the surface, which leads to thinner sections. Section loss due to uniform corrosion may take place over a large area of a structural member. The loss of material due to uniform corrosion results in the reduction of section properties of a member, such as the cross sectional area, moment of inertia, section modulus and radius of gyration, which cause a reduction in the carrying capacity of the structure. The stiffness of members may also be reduced due to loss of material, which may cause excessive deflection. At severe levels of corrosion, the ultimate capacity of a steel member may fall below the service loads. Also, it should be pointed out that the mode of failure due to loss of material can be changed because the class of the section can be altered. For example, a plastic section may become semi-compact due to the loss of material, and local buckling may prevent the development of full plastic moment [12].

CORROSION DECAY MODELS

Special attention has to be given to obvious corrosion areas, such as leaky expansion joints and traffic spray

areas as well as to susceptible exposures and other areas, such as bolt splices and other lapped joints, debris accumulation and galvanic contact. It has been pointed out by Kayser and Nowak [13] that severe corrosion may take place at the bottom one quarter of the web. Therefore, the top surface of the bottom flange and the bottom part of the web are the regions where severe corrosion may take place as shown in Figure 1. Corrosion also takes place in the top flange and the top part of the web, but the loss is much less compared to that of the web's bottom part.

The development of a corrosion decay model mainly requires information on the location, where corrosion normally occurs, and the types of corrosion damage in steel members. The most common form of corrosion damage in steel is general surface corrosion. In this paper, the analysis of corrosion effects is carried out using the corrosion decay model described by Rahgozar [12]. Uniform corrosion is the formation of oxide distributed uniformly over an exposed surface. This is the most common form of corrosion, which will lead to the gradual thinning of members, accounting for the greatest destruction of metals [8]. This information was used for the development of the model shown in Figure 2a.



Figure 1. Typical location of corrosion in steel beam.

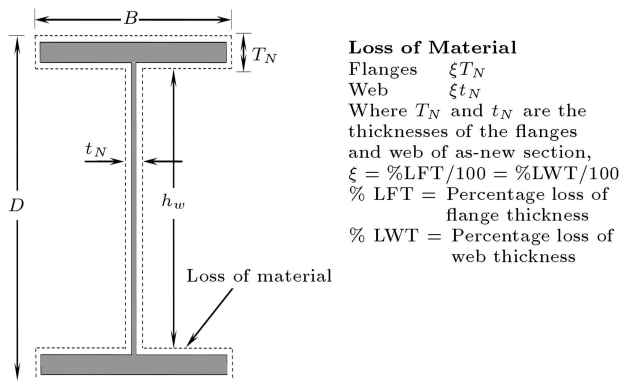


Figure 2a. Uniform thickness loss model [12].

The thickness loss in the bottom flange of sample beams is approximately twice that of the loss in the top flange. The thickness loss of the lower part in the web ($0.25h_w$) is nearly five times that of the loss in the upper part of the web ($0.75h_w$). These ratios were used for the development of the models shown and described in Figure 2b.

Using this information, the corrosion decay models were considered by reducing the thickness of the sections. The models which are shown in Figures 2a and 2b are:

- a) Uniform thickness loss,
- b) Varying thickness loss.

Uniform Thickness Loss Model Sections

The corrosion decay model developed by Rahgozar [12] for the uniform thickness loss model sections is as follows:

Average thickness of flanges:

$$T_C = T_N(1 - \xi). \tag{1a}$$

Thickness of web:

$$t_C = t_N(1 - \xi), \tag{1b}$$

where:

$$\xi_F = \%LFT/100,$$

$$\xi_W = \%LWT/100,$$

$$\xi = \xi_F = \xi_W.$$

Varying Thickness Loss Model Sections

The corrosion decay model for varying thickness loss of beam sections is as follows:

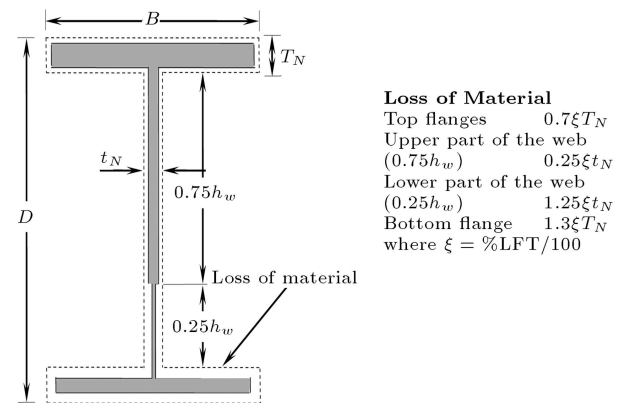


Figure 2b. Varying thickness loss model [12].

Thickness of top flange:

$$T_N(1 - 0.7\xi). \quad (2a)$$

Thickness of bottom flange:

$$T_N(1 - 1.3\xi). \quad (2b)$$

Average thickness of flanges:

$$T_C = T_N(1 - \xi). \quad (2c)$$

Thickness of the upper part of the web:

$$(0.75h_w) = t_N(1 - 0.25\xi). \quad (2d)$$

Thickness of the lower part of the web:

$$(0.25h_w) = t_N(1 - 1.25\xi). \quad (2e)$$

Average thickness of web:

$$t_C = t_N(1 - 0.5\xi), \quad (2f)$$

where:

$$\xi = \xi_F = 2\xi_W.$$

In this case, the average thickness is used to calculate the percentage loss of both flanges and web thickness.

SIMPLE ASSESSMENT METHOD FOR MOMENT CAPACITY

The loss of thickness in the flanges and web due to corrosion results in a reduction in the moment capacity. Beside this, the loss of thickness may change the class of an element (plastic, compact, semi-compact) from one to another. The theory given in this study will be used for evaluation of the remaining moment capacity of corrosion damaged beams.

The moment capacity, M_c , is as follows:

For Plastic and Compact Sections

For corrosion damaged sections:

$$M_{cC} = P_y Z_C, \quad \text{but} < 1.2P_y S_C. \quad (3a)$$

For as-new sections:

$$M_{cN} = P_y Z_N, \quad \text{but} < 1.2P_y S_N. \quad (3b)$$

For Semi-Compact Sections

For corrosion damaged sections:

$$M_{cC} = P_y S_C. \quad (4a)$$

For as-new sections:

$$M_{cN} = P_y S_N, \quad (4b)$$

where P_y is the design strength, Z is the plastic modulus of the section about the relevant axis, and S is the elastic modulus of the section about the relevant axis.

The percentage Remaining Moment Capacity (%RMC) of a corrosion damaged section is the ratio of the capacity of the corrosion damaged section (M_{cC}) to the capacity of the as-new section (M_{cN}), which can be expressed as:

$$\%RMC = 100(M_{cC}/M_{cN}). \quad (5)$$

For corrosion damaged beams of the same section size, the overall dimensions, B , D and h_w , can be considered as constant throughout their service life, although there will be a small reduction due to corrosion. Therefore, the plastic modulus of an I-section with equal flanges about its major axis may be given by:

For corrosion damaged sections:

$$Z_{XC} = BT_C(D - T_C) + t_C \frac{h_w^2}{4}. \quad (6a)$$

For as-new sections:

$$Z_{XN} = BT_N(D - T_N) + t_N \frac{h_w^2}{4}. \quad (6b)$$

DEVELOPMENT OF DECAY MODELS FOR STEEL I-BEAM SECTIONS

Uniform Thickness Loss Model Sections

Substituting for T_C and t_C (Equations 1a and 1b) into Equation 6a, gives the plastic modulus of corrosion damaged I-sections as:

$$Z_{XC} = \left(BT_N(D - T_N) + t_N \frac{h_w^2}{4} \right) - \xi \left(BT_N(D - 2T_N) + t_N \frac{h_w^2}{4} \right) - BT_N^2 \xi^2. \quad (7)$$

The first bracketed term of Equation 7 is the plastic modulus of as-new sections given by Equation 6b. Now, using the following approximation;

$$BT_N(D - 2T_N) + t_N \frac{h_w^2}{4} \approx Z_{XN}, \quad (8)$$

by neglecting the ξ^2 term, the plastic modulus of corrosion damaged sections, Z_{XC} , is obtained as:

$$Z_{XC} \approx Z_{XN} - \xi Z_{XN} \approx Z_{XN}(1 - \xi). \quad (9)$$

Varying Thickness Loss Model Sections

Substituting for T_C and t_C (Equations 2c and 2f) into Equation 6a, gives the plastic modulus of corrosion damaged I-sections as:

$$\begin{aligned} Z_{XC} = & \left(BT_N(D - T_N) + t_N \frac{h_W^2}{4} \right) \\ & - \xi \left(BT_N(D - 2T_N) + t_N \frac{h_W^2}{4} \right) \\ & + \xi t_N \frac{h_W^2}{8} - BT_N^2 \xi^2. \end{aligned} \quad (10)$$

Equation 6b is substituted into Equation 10, and the ξ^2 term is neglected. The following relation is obtained for the plastic modulus of corrosion damaged sections:

$$Z_{XC} \approx Z_{XN} - \xi \left(Z_{XN} - t_N \frac{h_W^2}{8} \right), \quad (11)$$

where the term, $t_N \frac{h_W^2}{8}$, of Equation 11 is the plastic modulus of half of the shear area.

CLASS OF SECTION UNCHANGED BY CORROSION

Although corrosion reduces the thickness of the compression flange of a section, some sections that are plastic, compact or semi-compact in their as-new condition may remain the same for part or all of their service life.

Plastic and Compact Sections

The %RMC of plastic and compact sections may be written in terms of a plastic section modulus of the corrosion damaged (Z_{XC}) and as-new (Z_{XN}) sections, as described below. Substituting Equations 3a and 3b into Equation 5 gives the %RMC as:

$$\%RMC = 100 \left(\frac{Z_{XC}}{Z_{XN}} \right). \quad (12)$$

For uniform thickness loss model sections, if Equations 9 and 12 are combined, then, the following expression is obtained for the %RMC:

$$\%RMC = 100(1 - \xi). \quad (13)$$

For varying thickness loss model sections, substituting Equation 11 into Equation 12 gives the %RMC of plastic and compact corrosion damaged sections as:

$$\%RMC = 100[1 - \xi(1 - \omega)], \quad (14)$$

where:

$$\omega = \frac{t_N h_W^2 / 8}{Z_{XN}}. \quad (15)$$

For a minimum of %RMC (Equation 14), ω must be the minimum. By analyzing the sections, it was found that the minimum of ω can be obtained for the section that has the minimum values of the torsional index, x , and D/B ratio. The section that has the above properties was found to be IPE100 and the minimum value of ω was obtained as 0.1074. Substituting the above minimum value of ω into Equation 14 gives the minimum of %RMC of plastic and compact sections as:

$$\min(\%RMC) = 100(1 - 0.89\xi). \quad (16)$$

Therefore, the %RMC of sections that are plastic or compact in their as-new condition and which remain the same for part or all of their service life will be a straight line with a slope of approximately -1.0 for uniform thickness loss model sections and -0.89 for varying thickness loss model sections. Equations 13 and 16 may be used as the minimum curves for estimating the %RMC of any sections that are plastic or compact in both their as-new and corrosion damaged conditions.

Semi-Compact Sections

For semi-compact sections, the elastic modulus of the sections about the relevant axis is used for the moment capacity. The elastic modulus, S_X , may be expressed in terms of the plastic modulus, Z_X , and the shape factor, SF, as follows:

$$S_X = Z_X / SF. \quad (17)$$

For corrosion damaged I-sections, the Shape Factor 'SF' may be assumed as constant for all of their service life. If Equation 17 is substituted into Equations 4a and 4b, the following relations are obtained for the moment capacity of semi-compact sections:

For corrosion damaged sections:

$$M_{cC} = P_y Z_{xC} / SF. \quad (18a)$$

For as-new sections:

$$M_{cN} = P_y Z_{xN} / SF. \quad (18b)$$

Substituting Equations 18a and 18b into Equation 5 gives the %RMC of corrosion damaged semi-compact sections as:

$$\%RMC = 100 \left(\frac{Z_{XC}}{Z_{XN}} \right). \quad (19)$$

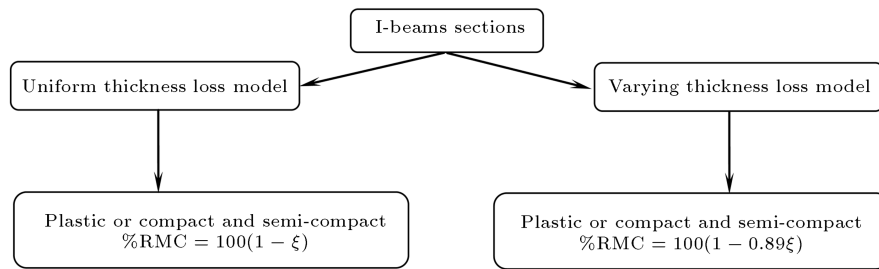


Figure 3. Procedures for predicting the %RMC of corroded I-beam.

Equation 19 is identical to Equation 12, therefore, Equations 13 and 16 may still be used as the minimum curves to estimate the %RMC of semi-compact sections that remain in this class, even in their corroded state.

The relations obtained from the proposed assessment method that give the remaining moment capacity of I-beam sections manufactured in Iran are summarized and shown as a flowchart in Figure 3. The results of this research will help the practicing engineer make fast and reliable decisions regarding the remaining moment capacity of corrosion damaged I-beams.

CONCLUSIONS

For the assessment of the remaining moment capacity of corrosion damaged I-beams, a simple method has been proposed, namely, the simple assessment method. This method gives the quantitative relationship between the magnitude of structural defects (loss of thickness) and the corresponding remaining moment capacity (expressed as percentage of the as-new strength) of corrosion damaged beams. This assessment method, which gives considerably reliable estimates of the remaining capacity of corrosion damaged I-beams, is easy to use, without the need for any lengthy calculation. In particular, the equations obtained in the simple assessment method will be more effective in assessing the capacity of corrosion damaged I-beams; they readily give the estimates of percentage remaining capacity if the thickness losses of the element are known. It is believed that this method will be beneficial in terms of cost and safety. In addition, this method may be used to identify the weaker members whose capacities are closer to the service loads. This assessment method will help the practicing engineer make fast and reliable decisions regarding the future of corrosion damaged I-beams.

REFERENCES

- Rahgozar, R. "Fatigue endurance of steel structures subjected to corrosion", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Bristol, UK (1998).
- Kayser, J.R. "The effects of corrosion on the reliability of steel girder bridges", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Michigan, USA (1988).
- Kulicki, J.M., Prucz, Z., Sorgenfrei, D.F. and Mertz, D.R. "Guidelines for evaluating corrosion effects in existing steel bridges", National Cooperative Highway Research Program Report 333, NCHRP, USA (1990).
- Scully, J.C. "The fundamentals of corrosion", 3rd Ed., Pergamon Press Ltd., Oxford, England (1990).
- Koch, G.H., Brongers, M.P.H., Thompson, N.G., Virmani, Y.P. and Payer, J.H. "Corrosion cost and preventive strategies in the United States", *Report. No. FHWA-RD-01-156*, Office of Infrastructure Research and Development, Federal Highway Administration (2002).
- Rahgozar, R. and Smith, J.W. "Fatigue endurance of steel structures subjected to pitting corrosion", *Proceeding of Fourth International Conference on Civil Engineering*, Sharif University of Technology, Tehran, Iran, pp. 237-246 (1997).
- Gallon, M.J. "ICI engineering, managing structural corrosion in chemical plants", *New Steel Construction*, UK (1993).
- Fontana, M.G., *Corrosion Engineering*, McGraw Hill Book Company, New York, Third Ed. (1987).
- Kayser, J.R. and Nowak, A.S. "Evaluation of corroded steel bridges", *Structures Congress Related to Bridge and Transmission Line Structures*, American Society of Civil Engineers, Orlando, Florida, pp. 35-47 (1987).
- Kitagawa, H., Tsuji, K., Hisada, T. and Hashimoto Y. "An analysis of random pits in corrosion fatigue: A statistical three-dimensional evaluation of an irregularly corroded surface", *Corrosion Fatigue: Mechanics, Metallurgy, Electrochemistry and Engineering*, ASTM STP 801, Crooker, T.W. and Leis, B.N., Eds., pp. 147-158 (1983).
- Sadeghi, J.M. and Fathali, M. "Deterioration analysis of concrete bridges under inadmissible loads from the fatigue point of view", *Scientia Iranica*, **14**(3), pp. 185-192 (2007).
- Rahgozar, R. "Remaining capacity assessment of corrosion damaged beams using minimum curves", *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, **65**, pp. 299-307 (2009).

13. Kayser, J.R. and Nowak, A.S. "Capacity loss due to corrosion in steel-girder bridges", *ASCE, Journal of Structural Engineering*, **115**, pp. 1525-1537 (1989).

BIOGRAPHIES

Yasser Sharifi is a PhD student of structural engineering at the University of Kerman, and an academic member of the civil engineering department of Vali-e-Asr University of Rafsanjan in Iran. His areas of research are reinforced concrete structures, behavior of tall buildings, corrosion in steel structures and structural mechanics in association with limit states and risk-based approaches. He is a recipient of the John Wiley outstanding paper award as coauthor of

the paper "The Structural Design of Tall and Special Buildings", in 2009. He is also author or coauthor of over 20 papers published in journals and presented at conferences.

Reza Rahgozar is Associate Professor in the civil engineering department of the University of Kerman, in Iran. His areas of research are retrofitting of steel and reinforced concrete bridges, corrosion in steel structures, behavior of tall buildings, and the fatigue life of bridges. Dr Rahgozar is the recipient of the John Wiley outstanding paper award "The Structural Design of Tall and Special Buildings", in 2009. He is author or coauthor of over 110 papers published in journals and presented at conferences.

La recomendación del tipo de pintura que podría utilizarse para proteger los elementos de acero de la superestructura de los puentes Ciruelas y Salitral.

Esta propuesta es solo una recomendación, basada en el tipo de pintura utilizado para la protección de la estructura metálica del puente sobre el Rio Reventazón (Ruta 224), puente de la represa hidroeléctrica Cachi.

El primer criterio de aceptación de la pintura seleccionada para la protección de los elementos, debe cumplir como mínimo los siguientes requisitos:

Tipo: Pintura Epóxico Polisiloxano

- 1) Pintura Polisiloxano epóxico o acrílico con precalificación NORSOK 501, para capa de acabado.
- 2) Se aplicará a 100 micrones de espesor en seco. Se aceptará como valor máximo el indicado en la cartilla del fabricante.
- 3) Debe tener una excelente adhesión tanto al epóxico rico en zinc como al Epoxy Poliamida o epóxico con óxido de hierro micáceo (capa intermedia), se verificará su cumplimiento durante las pruebas.
- 4) El tiempo de vida de la mezcla lista para aplicación definido por el fabricante debe ser por lo menos dos (2) horas a una temperatura de 25°C y 50% de humedad relativa.
- 5) Que pueda aplicarse con Airless.
- 6) Mínimo 72 % de sólidos por volumen.
- 7) Con alta retención de brillo y color.
- 8) Secado al tacto: 3 horas como máximo a 25 °C.
- 9) Tiempo de repinte 6 horas como máximo a 25 °C.
- 10) Bajo VOC (Contenido de vapores volátiles orgánicos): 230 g/l como máximo.
- 11) Debe poderse aplicar a una temperatura de chapa de acero en un rango mínimo de temperaturas de 10 °C a 40 °C (cualquier rango inferior no se aceptará y un rango superior será considerado como una mejora).
- 12) Vida útil de los productos de 6 meses como mínimo a partir de la fecha de entrega a una temperatura de almacenamiento de 25 °C sin abrir las latas.

Adicionalmente, deben realizarse las pruebas de laboratorio necesarias que respalden el cumplimiento de estos estándares.

La posibilidad de otro tipo de pintura queda abierta, siempre que se realicen las pruebas correspondientes.