

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

MANUAL DE EVALUACION Y MANTENIMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS EN VENEZUELA

**Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
para optar al titulo de
Especialista en Mantenimiento Vial
Por el Ingeniero Civil
Arias U. Claudia P.**

Caracas, Abril de 2010

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

MANUAL DE EVALUACION Y MANTENIMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS EN VENEZUELA

**Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
para optar al titulo de
Especialista en Mantenimiento Vial
Por el Ingeniero Civil
Arias U. Claudia P.**

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Germán Lozano

Caracas, Abril de 2010



UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
COMISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO

Quienes suscriben, Miembros del Jurado designado por el Consejo de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, para examinar el Trabajo de Grado presentado por la Ingeniero **CLAUDIA P. ARIAS U.**, portadora de la Cédula de Identidad N° V- 15.805.072, bajo el título **"MANUAL DE EVALUACIÓN Y MANTENIMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS EN VENEZUELA"** a los fines de cumplir con el requisito legal para optar al Grado de **ESPECIALISTA EN MANTENIMIENTO VIAL**, dejan constancia de lo siguiente:

1.- Leído como fue dicho trabajo por cada uno de los Miembros del Jurado, éste fijó el día 07 de Mayo de 2010, para que el autor lo defendiera en forma pública, lo que éste hizo en la Sala de Conferencias del Departamento de Ingeniería Vial, mediante un resumen oral de su contenido, luego de lo cual respondió **satisfactoriamente** a las preguntas que le fueron formuladas por el Jurado; todo conforme a lo dispuesto en los Artículos 44, 49, 50, 51 y 52 del Reglamento de Estudios de Postgrado.

2.-Finalizada la defensa pública del trabajo, el Jurado decidió **aprobarlo** por considerar, sin hacerse solidario de las ideas expuestas por la autora, que se ajusta a lo dispuesto y exigido en el Reglamento de Estudios de Postgrado.

En fe de lo cual se levanta la presente Acta a los 07 días del mes de Mayo de 2010. Dejándose también constancia de que, conforme a lo dispuesto en la normativa jurídica vigente, actuó como Coordinador del Jurado el Profesor Germán Lozano.

Prof. Angelo Marinilli
C.I.: V- 6.973.334

Prof. Eduardo E. López G.
C.I.: V- 4.849.487

Prof. Germán Lozano
C.I.: V- 4.166.147

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Dios, que siempre me acompaña en todo momento y me ayuda a tomar las decisiones mas importantes de mi vida, a saber reconocer las cosas buenas y las malas para aprovechar las oportunidades y en todo momento tomar esas oportunidades en la vía de mis beneficios y de los demás.

A mis papitos... acá estoy en la última carrerita... lo vamos a lograr!!! Gracias por su formación y compañía que es la que me permite afrontar todos los retos que se me ponen en el camino.

Esposo hermoso... mi vida es completa desde que estamos juntos... gracias por tu amor, compañía, comprensión e incondicionalidad...es otro paso más que logramos juntos, en vía de la vida plena que estamos formando juntos.

Dedico este esfuerzo a todos mis amigos y familiares: su presencia me da la fortaleza necesaria de todos los días.

Muchas gracias a todos...

AGRADECIMIENTOS

A mi tutor Prof. Germán Lozano: Profe le doy un especial agradecimiento por el tiempo invertido a guiarme en este trabajo de grado, por su dedicación para ayudarme a entender todo lo ineludible para plantear las soluciones propias de este proyecto, siempre pensando en su aplicabilidad y beneficios, y por impulsarme a terminar el objetivo con calidad y a tiempo. Gracias Profe! Dale pues!!

A la Profesora Celia Herrera, su precisa colaboración ha permitido que se pueda completar el objetivo a tiempo, la entrega de este trabajo especial de grado.

Al ing. Gabriel Urbina: Tus conocimiento y compañía me ofrecieron un buen apoyo para culminar este proyecto, muchas gracias.

A mis amigos Daniel, Raquel, Pao, Jenny, Loly, Jhon, Carola y Renate,... me dieron el impulsito que hacía falta para lograrlo... lo agradezco infinitamente.

GRACIAS A TODOS

INDICE

RESUMEN	xi
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	2
EL PROBLEMA.....	2
1. Planteamiento del Problema	2
2. Objetivos de la Investigación.....	4
2.1 Objetivo General:	4
2.2 Objetivos Específicos:.....	4
3. Alcance de la Investigación	5
4. Aportes	5
CAPÍTULO II	7
MARCO TEORICO	7
1. Puente	7
1.1 Puentes y sus elementos:	7
1.2. Puentes de Concreto:	9
1.3 Puentes de Acero:	9
1.4 Puentes simplemente apoyados:	9
1.5 Puentes de tablero superior:	9
2. Patologías de los elementos estructurales de Concreto Armado; Factores estáticos	10
2.1 Desagregación.....	10
2.2 Agrietamiento.....	10
2.3 Corrosión del Acero de Refuerzo.....	11
2.4 Eflorescencia	12
2.5 Desgaste.....	12
2.6 Desprendimiento del Concreto	13
3. Patologías de los elementos estructurales de Concreto Armado; Factores Dinámicos.....	13
3.1 Uso Normal	13
3.2 Sobrecargas	13
3.3 Eventos Sísmicos	14
3.4 Calidad de los Materiales.....	14
3.5 Otros factores causantes de daños en los elementos estructurales de un puente	15
4. Evaluación de Daños en el Puente	16
4.1 Ensayos destructivos y no destructivos	16
4.2 Evaluación estructural y sismorresistente	18
5. Cargas.....	18
5.1 Carga muerta.....	18
5.2 Carga viva.....	18
5.3 Impacto o efecto dinámico de la carga viva	19

5.4 Cargas por viento.....	19
5.5 Fuerzas longitudinales.....	19
5.6 Esfuerzos por sismo	19
5.7 Otras fuerzas	20
6. Mantenimiento.....	20
6.1 Mantenimiento Preventivo	20
6.2 Mantenimiento Correctivo	20
7. Reparaciones más frecuentes en Estructuras de Concreto Reforzado que presentan daños.....	21
CAPÍTULO III	24
MARCO METODOLÓGICO	24
1. Tipo de Investigación.....	24
2. Etapas de la Investigación.....	24
2.1 Revisión Bibliográfica:.....	24
2.2 Recopilación de Casos a estudiar:.....	25
2.3 Organización de la información y presentación de resultados:.....	25
3. Elaboración del Manual de Evaluación y Mantenimiento de Puentes de Concreto en Zonas Sísmicas en Venezuela.....	43
CAPITULO IV.....	45
MANUAL DE EVALUACIÓN Y MANTENIMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS	45
1. Generales.....	45
1.1 Propósito del Manual	45
1.2 Justificación	45
1.3 Alcance y Aplicabilidad	46
1.4 Factores Responsables de Falla del Puente ante el Evento Sísmico	46
1.5 Estimación de los posibles Mecanismos de Falla.....	47
2 Levantamiento de Información del Puente a Estudiar:	48
2.1 Información General:	48
2.2 Caracterización de los Materiales.....	51
2.3 Levantamiento de Daños:	54
3 Evaluación.....	63
3.1 Evaluación Cualitativa.....	64
3.2 Evaluación Cuantitativa	64
4 Diagnóstico y Proyecto de Rehabilitación	83
CAPITULO V.....	87
ESTUDIO DE CASO	87
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PUENTE ARMADILLO I-EDO BARINAS... 87	
1. Generales.....	87
1.5 Estimación de los posibles mecanismos de Falla.....	87
2. Levantamiento de Información del Puente a Estudiar:	87
2.1 Información General	87

2.2 Caracterización de los Materiales	88
2.3 Levantamiento de Daños	90
3. Evaluación.....	90
3.1 Evaluación Cualitativa:.....	90
3.2 Evaluación Cuantitativa:	90
4. Diagnóstico y Proyectos de Rehabilitación aplicados al caso	91
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	95
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	96
ANEXOS	
ANEXO 1	
TABLAS Y FIGURAS USADAS EN LAS VERIFICACION DE RESISTENCIA	
SISMICA DEL PUENTE	
ANEXO 2	
VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA PILA	
MÁS DESFAVORABLE EN EL CASO DE ESTUDIO	
PUENTE EL ARMADILLO I, EDO BARINAS	
ANEXO 3	
GALERÍA FOTOGRÁFICA Y COMENTARIOS	

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Planilla de Levantamiento de Información General.....	27
Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños.....	32
Tabla 3. Planilla de Determinación del Índice de Daños.....	39
Tabla 4. Selección del Nivel de Diseño de la Estructura Existente	66
Tabla 5. Corrección de R	67
Tabla 6. Matriz Selección de Reparación.....	85
Tabla 7. Resumen Calidad de los Materiales.....	88
Tabla 8. Matriz Selección de Reparación, Caso de Estudio	93

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Mecanismos de Falla.....	48
Gráfico 2. Diagrama de Flujo 1: Determinación de la Amenaza Sísmica.....	68
Gráfico 3. Diagrama de Flujo 2: Verificación de Resistencia y Rigidez.....	72
Gráfico 4. Diagrama de Flujo 3: Efecto P – Delta	74
Gráfico 5. Diagrama de Flujo 4: Verificación Capacidad Resistente de la Pila	76
Gráfico 6. Diagrama de Flujo 5: Revisión de Desempeño del Puente	78
Gráfico 7. Diagrama de Flujo 6: Evaluación Sísmica	80
Gráfico 8. Diagrama de Flujo 7: Verificaciones Sísmicas en el Sistema Sismorresistente	81
Gráfico 9. Geometría del Puente en Estudio.....	89
Gráfico 10. Reparación Adoptada para el Puente en Estudio.....	94

Arias U. Claudia P.

MANUAL DE EVALUACION Y MANTENIMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS EN VENEZUELA

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Germán Lozano

**Trabajo Especial de Grado. Caracas, UCV. Facultad de Ingeniería.
Comisión de Postgrado. Escuela de Ingeniería Civil. 2010. 166 Páginas.**

**Palabras Claves: Puente Simplemente Apoyado y de Tablero Superior,
Evaluación Sísmica, Sección Resistente de Pilas, Desplazamientos de
apoyos.**

RESUMEN

El presente Trabajo Especial de Grado contempla la realización de un Manual de Evaluación y Mantenimiento de Puentes de Concreto en Zonas Sísmicas en Venezuela el cual permite, en varias etapas evaluar cualitativa y cuantitativamente los puentes simplemente apoyados y de tablero superior que se encuentran contruidos actualmente en Venezuela, en zonas sísmicas. Para darle cuerpo al manual se hizo una investigación de los mecanismos que pueden producir fallas a este tipo de estructuras para establecer que son las pilas, columnas y fundaciones los elementos estructurales responsables de resistir las acciones sísmicas y que son éstos a los que debe dársele especial atención al momento de una rehabilitación sísmica. Se especificó en el manual los procedimientos a ser seguidos para dar una evaluación y diagnostico a estos puentes como son, levantamiento de información básica, patologías presentes, factor de desempeño, y evaluación y verificación sísmica en apoyo a las normativas vigentes COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes” y AASHTO, STÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003, partiendo de los coeficientes sísmicos especificados para Venezuela y se propusieron procedimientos de reparación para otorgar seguridad al puente y sus usuarios. Se valida en manual mediante la corrida de un caso existente, y se muestran en recopilaciones fotográficas, los daños que pueden suceder en estructuras que no estén preparadas para evento sísmicos.

INTRODUCCIÓN

Este trabajo de investigación trata los puentes de concreto simplemente apoyados y de tablero superior localizados en zonas sísmicas en Venezuela, partiendo de su necesidad de ser evaluados y capacitados para resistir acciones sísmicas por el hecho de haber sido diseñados y construidos sin las regulaciones sísmicas apropiadas, no existentes para la época de su construcción.

Se plantea para esto la necesidad de la redacción de un Manual de Evaluación y Mantenimiento de los puentes contenidos en estas condiciones, con la intención de generarlo como un instrumento guía para la evaluación de la capacidad sismorresistente de puentes existentes y para la toma de acciones para rehabilitarlos.

Se plantean los procedimientos a seguir para la evaluación cualitativa y cuantitativa del puente, diagnóstico y reparaciones, considerando las regulaciones sísmicas contenidas en las normas COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes” y AASHTO, STÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003.

Se presenta a continuación el documento generado para lograr el objetivo de redacción del manual, el cual quedó estructurado de la siguiente manera: en el Capítulo I se desarrolla el planteamiento del problema, en el Capítulo II se muestran las bases teóricas de la investigación necesarias para entender el problema y desarrollar los objetivos. En el capítulo III se describen los procedimientos utilizados para la formación del Manual. Ya en el Capítulo IV se muestra el manual en forma, para dar paso al Capítulo V con un estudio de caso donde se validan los procedimientos del manual para un puente existente y establecer su evaluación, diagnóstico y reparación.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1. Planteamiento del Problema

La vialidad venezolana esta constituida principalmente de estructuras de concreto armado, entre las cuales se ubican los puentes, como estructuras para salvar desniveles de terreno.

La mayoría de los puentes que se encuentran en territorio venezolano, fueron contruidos alrededor de los años 1950, atendiendo a las condiciones normativas vigentes para la época.

Estas normativas, luego de la actividad sísmica evidenciada en la ciudad de Caracas en el año 1967, fueron modificadas para incorporar los efectos de la acción de las cargas sísmicas sobre los elementos estructurales, en referencia a las sollicitaciones ocasionadas por este sismo.

El diseño de estas estructuras antes de éste año, se hacía a partir de la norma MOP 45, y posterior al 1967 se fueron incorporando los efectos sísmicos, apareciendo los documentos MOP 67, COVENIN 1756- 98 hasta COVENIN 1756-2001

Esta modificación dejó fuera de norma a un gran porcentaje de los puentes existentes, poniendo en evidencia su vulnerabilidad ante otras acciones sísmicas de igual o mayor magnitud.

No existe actualmente entes bien establecidos encargados de velar por el mantenimiento de los elementos estructurales del puente en cuanto a su funcionabilidad ante eventos sísmicos, ni documentos concretos que indiquen los parámetros para la evaluación sismorresistente de puentes, y las

acciones y soluciones probables a aplicar según las problemáticas y patologías encontradas.

Esta falta de atención se traduce en el precario mantenimiento que se les da a estas estructuras, aplicando incorrectamente o no aplicando las siguientes actividades: mantenimiento preventivo, revisión y reforzamiento de los elementos estructurales, mantenimiento correctivo a los elementos que puedan presentar fallas por incremento de cargas, reparación a los elementos que hayan sufrido daños por impacto, entre otros.

A partir de esto, se hace necesaria la elaboración de un manual que permita distinguir los procedimientos para evaluar el estado de cada puente a estudiar, según su tipología, materiales empleados en su construcción, características estructurales, ambiente circundante y solicitaciones a las que actualmente esté sometido y luego de esto, de un listado de acciones resultantes según el problema para escoger las estrategias de mantenimiento adecuadas para el caso en estudio.

A partir de esta necesidad se elaborará un **MANUAL DE EVALUACION Y MANTENIMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS EN VENEZUELA**

En este manual, se estudiarán puentes de concreto simplemente apoyados y de tablero superior por ser los mas frecuentemente encontrados en territorio nacional, que fueron construidos antes de la vigencia de la normativa sismorresistente actual.

Este manual, usará como base de datos proyectos de mantenimiento y reparación de puentes de concreto ubicados en zonas sísmicas construidos en la década de los años 50 para establecer matrices de evaluación que

podrán ser aplicadas a otros puentes, de donde se deducirá su estado y comportamiento actual.

De igual manera, como apoyo a las matrices de valoración de daños a resultar, se harán matrices de evaluación de soluciones, según los puentes estudiados, que servirán de guía para los daños encontrados en otros puentes, generando un listado de soluciones a las problemáticas probables, y permitiendo evaluar la mejor a aplicar en cada caso, en el tiempo y espacio.

2. Objetivos de la Investigación

2.1 Objetivo General:

Diseñar un Manual de Evaluación y Mantenimiento de Puentes de Concreto Simplemente Apoyados y de Tablero Superior en Zonas Sísmicas en Venezuela.

2.2 Objetivos Específicos:

1. Formular una guía de levantamiento de daños operativos y patológicos a aplicar a los puentes tipo de estudio
2. Formular una guía de verificación sismorresistente a partir de los criterios sísmicos de las normas COVENIN 1756-2001 a aplicar a los puentes en estudio.
3. Generar una guía de procedimientos de mantenimiento preventivo y correctivo a los puentes tipo de estudio.

3. Alcance de la Investigación

Para la elaboración de este manual, se estudian puentes de concreto simplemente apoyados y de tablero superior por ser los mas frecuentemente encontrados en territorio nacional, que fueron construidos antes de la vigencia de la normativa sismorresistente actual, usando como base de datos proyectos de mantenimiento y reparación de puentes de concreto ubicados en zonas sísmicas construidos antes de las normas sísmicas vigentes.

Se establecen matrices de evaluación de daños que podrán ser aplicadas a otros puentes, de donde se deducirá su estado y comportamiento actual.

Se expone la manera en la que deben usarse las normas actualmente existentes en la evaluación sismorresistente de los puentes localizados en zonas sísmicas.

De igual manera, como apoyo a estos resultados, se harán matrices de evaluación de soluciones, según los puentes estudiados.

Las soluciones de reparación propuestas no contienen estudios de análisis de precios unitarios, cómputos métricos ni elaboración de presupuestos.

4. Aportes

El presente trabajo de grado tendrá como fruto la redacción de un manual que compilará en un solo documento los estudios estructurales y patológicos y propuestas de reparación y mantenimiento que deban considerarse para el correcto mantenimiento de los puentes correspondientes al grupo de estudio, por lo que aportará a la ciencia una guía única inexistente en el país.

Este manual representa un instrumento útil y necesario para el Ministerio encargado de la construcción y mantenimiento de obras públicas en

Venezuela, ya que le servirá de guía y apoyo en el adecuado mantenimiento preventivo y correctivo que debe darse a las estructuras viales existentes y por construir dispuestas a brindar servicio a los usuarios.

La redacción de este manual representa para su autor el incremento de conocimientos en la evaluación y mantenimiento de puentes existentes producto de su investigación e indagación, logrando que cumpla su objetivo dentro de la especialización que cursa.

Este manual podrá servir de apoyo para otras investigaciones similares dentro de ésta u otra especialización dentro del postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, y dentro de otras facultades, como referencia bibliográfica o como punto de partida para una ampliación del mismo, aplicado a otra tipología de estructuras.

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

Para poder evaluar y darle el mantenimiento adecuado a estructuras tipo puente, es necesario conocer su constitución en cuanto a materiales, año de construcción, daños y sus causas, situación estructural y sísmica y cargas a las que se encuentra sometido, ya que estos datos permiten conocer tanto su estado de comportamiento inicial como su comportamiento actual.

A continuación se resumen los basamentos teóricos necesarios, para comenzar con la evaluación de los casos que permitirán la formulación del manual.

1. Puente

1.1 Puentes y sus elementos:

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías.

La infraestructura de un puente está formada por los estribos o pilas extremas, las pilas o apoyos centrales y las fundaciones, que forman la base de ambos. La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

Las partes que forman un puente son:

- Superestructura o tablero
 - Vigas
 - Sistemas de piso (Losas).
- Infraestructura
 - Pilas y estribos
 - Pilotes
 - Zapatas
- Elementos no estructurales
 - Sistemas de drenaje.
 - Barandas
 - Brocales
 - Señalizaciones

Los puentes se pueden clasificar de varias maneras, desde el punto de vista estructural las de mayor interés son las tres siguientes: a) Por los materiales empleados para su construcción (concreto o acero); b) Por la posición del tablero respecto al soporte del mismo, es decir, un tipo de puente es el que tiene el soporte debajo del tablero y otro el que lo tiene encima (como es el caso de los puentes colgantes); c) Y, finalmente, según su comportamiento estático, es decir, puentes de estructura isostática o simplemente apoyados y puentes de estructura hiperestática.

1.2. Puentes de Concreto:

Los puentes de concreto pueden ser de dos tipos: de concreto armado, en los cuales el acero trabaja de manera pasiva, es decir, cuando se aplica la sobrecarga sobre la estructura; y los de concreto pre o postensado, en los que, por el contrario, el acero trabaja de manera activa, es decir que el acero está tensado antes de aplicar la sobrecarga, introduciendo un esfuerzo de compresión a la estructura antes de que el puente esté en servicio, para contrarrestar las flechas inducidas por las sobrecargas aplicadas.

1.3 Puentes de Acero:

En este tipo de puentes el tablero está constituido por elementos de acero estructural, sin embargo la infraestructura se construye en concreto.

1.4 Puentes simplemente apoyados:

Son aquellos en los que el tablero y los estribos o pilas no están unidos de una manera rígida, sino que existe un aparato de apoyo que permite el movimiento entre ellos.

1.5 Puentes de tablero superior:

Son los puentes en los que el tablero está por encima del sistema de soportes del mismo.

Los puentes simplemente apoyados y de tablero superior, son el interés de estudio sísmico en este trabajo especial de grado.

2. Patologías de los elementos estructurales de Concreto Armado; Factores estáticos

2.1 Desagregación

La desagregación es un daño que se aprecia en la superficie del concreto, producido por agentes químicos que atacan la pasta de concreto desde afuera. El agente agresor penetra por la superficie del concreto y va destruyendo la masa en una acción lenta y persistente que se denomina corrosión del concreto: El cemento va perdiendo su carácter conglomerante quedando, por consiguiente, los agregados libres de la unión que les proporciona la pasta. Este fenómeno se manifiesta en la superficie de los elementos de concreto con un cambio de coloración y desintegración de la pasta de cemento.

Algunos de los agentes que ocasionan la desagregación son:

- Ácidos
- Sulfatos
- Anhídrido carbónico atmosférico:

2.2 Agrietamiento

Según Porrero y otros (2004) una grieta es la “separación total o parcial de dos o más partes de un elemento de concreto producida por rotura o fractura” (p. 454).

El concreto es conocido como un material frágil, por lo cual su capacidad de deformarse bajo esfuerzos de tracción es baja, lo que explica que las grietas siempre se formen por tracción.

Las grietas pueden estar activas o estabilizadas. Según los autores mencionados, las grietas activas “son aquellas cuyo ancho de abertura cambia con las acciones externas (temperatura, cargas cíclicas y otras)” las grietas estabilizadas son “grietas cuyo ancho no cambia con el tiempo; pueden ser selladas con productos relativamente rígidos” (p. 454).

Algunas grietas no comprometen el comportamiento estructural del concreto, sin embargo permiten la entrada de agua o de sustancias agresivas que podrían corroer el acero.

La posición y forma de las grietas en los elementos estructurales, son aspectos que deben observarse y analizarse para poder determinar la sollicitación que les dio origen, o si éstas son debidas a la corrosión del acero.

En los elementos de concreto precomprimido se asume que el concreto no sufrirá agrietamiento, por lo tanto la aparición de grietas en los elementos es un síntoma de que la estructura tiene problemas.

2.3 Corrosión del Acero de Refuerzo

La corrosión en el acero de refuerzo es una oxidación progresiva, sin pasivación. La pasivación es un proceso de amortiguamiento de la oxidación, que consiste en la formación de una película que no permite la oxidación interna.

La corrosión primero deteriora las barras de acero, con la formación de costras, picaduras y pérdida de sección, luego deteriora el concreto, primero manchándolo, después agrietándolo y por último causando desprendimiento del recubrimiento (debido a que el volumen del óxido producido es mucho mayor que el del metal sano del que proviene).

2.4 Eflorescencia

Las eflorescencias son manchas blanquecinas que aparecen debido a la precipitación de algunas sales contenidas en el agua de la preparación de la mezcla, o provenientes de aguas externas infiltradas en los elementos de concreto.

Estas sales pueden ser:

- Carbonatos
- Sulfatos
- Nitratos
- Cloruros.

2.5 Desgaste

Es el deterioro de la superficie externa por la acción de diversos factores, los cuales pueden ser: la abrasión por tránsito, humedad, erosión o impacto.

La abrasión por tránsito se produce por la fricción entre las ruedas de los vehículos y la superficie de concreto, así como también por el paso de personas.

La abrasión húmeda se produce por el paso de agua a gran velocidad, puede contener arenas u otras partículas suspendidas. La diferencia con la abrasión por tránsito es que el concreto se encuentra húmedo lo cual hace más vulnerable la pasta; este daño se puede observar en pilas de puentes o pilotes marinos.

La erosión tiene efectos más lentos, se produce por el choque de las partículas de arena arrastradas por el viento contra la estructura.

El impacto consiste en el golpeteo continuo o no, al que se ve sometido el concreto por la caída de objetos pesados sobre un pavimento de concreto o por choques de elementos de gran peso a algunos de sus elementos.

2.6 Desprendimiento del Concreto

Su origen se debe a esfuerzos internos que dan lugar a fuertes tracciones que el concreto no está en posibilidades de soportar, éstas producen fisuras que pueden enlazarse entre si, haciendo que salte el concreto que se encuentra entre ellas. Estos esfuerzos internos pueden producirse por corrosión de las barras de refuerzo o por sobrecargas excesivas, entre otras.

3. Patologías de los elementos estructurales de Concreto Armado; Factores Dinámicos

3.1 Uso Normal

El uso normal son los acontecimientos que le ocurren a la estructura durante su puesta en servicio, y para los cuales fue diseñada, sin embargo, con el paso del tiempo los materiales van perdiendo sus propiedades originales, con lo que se hacen más vulnerables a la acción de los agentes agresivos. Para disminuir o retrasar los daños producidos por esta causa es importante realizar a las estructuras su debido mantenimiento.

3.2 Sobrecargas

Las estructuras son calculadas utilizando un factor de mayoración de cargas y un factor de minoración de resistencias para poder soportar las cargas de servicio sin llegar al agotamiento, y con la rigidez y estabilidad adecuada. Cuando las sobrecargas exceden los límites establecidos por los coeficientes de mayoración pudieran producirse daños a largo o corto plazo.

Según Bozo Pinto y otros (1993) “los efectos de sobrecargas excesivas no se manifiestan de forma inmediata sino cuando han pasado meses e incluso años, de la puesta en servicio de la estructura” (p. 13). Además agregan que “los daños aparecidos como consecuencia de sobrecargas dependen de la intensidad y la duración de la acción” (p. 13).

3.3 Eventos Sísmicos

Las solicitaciones a las estructuras de concreto armado ocasionadas por los eventos sísmicos son causantes de graves daños a la estructura tales como fuertes agrietamientos y pérdidas de sección de los elementos, y de la formación de rótulas plásticas.

En los puentes objeto de este estudio se hace especial énfasis en este aspecto, ya que es el objetivo de este estudio, verificar el comportamiento de los puentes contruidos sin regulaciones sísmicas frente a las normativas actuales las cuales contemplan éstas regulaciones.

3.4 Calidad de los Materiales

Las estructuras son diseñadas empleando modelos que suponen materiales homogéneos. Sin embargo, el concreto reforzado es un material formado por cemento, agregados, agua y refuerzos de acero, por lo que es frecuente que los defectos de cada uno de ellos influyan desfavorablemente sobre las características más importantes de él: resistencia mecánica, estabilidad y durabilidad.

3.5 Otros factores causantes de daños en los elementos estructurales de un puente

3.5.1 Errores de Ejecución

Una correcta ejecución y su control pertinente son primordiales para asegurar una adecuada durabilidad de la estructura.

Ramírez y otros (1985) resumen los defectos que puedan producirse en la ejecución, entre los cuales se encuentran: Asentamientos localizados de las superficies sobre las que se vacía, desplazamientos de los encofrados, mal vibrado y segregaciones del concreto fresco. Bozo Pinto y otros (1993) coinciden con Ramírez y otros, pero añaden la retracción excesiva y el desencofrado prematuro.

La resistencia mecánica y la durabilidad del concreto están íntimamente relacionadas con su homogeneidad y compacidad, y dependen de la relación agua-cemento, elaboración, transporte, vertido, compactado y curado.

3.5.2 Efectos Reológicos

La fluencia y la retracción son factores dependientes del tiempo, que en condiciones de servicio de la estructura pueden provocar daños a la misma. En relación con esto López Puerta y otros (1993) afirman que los efectos reológicos producen en la estructura “tensiones y movimientos que de acuerdo a su magnitud pueden provocar: Agrietamiento no controlado, deflexiones excesivas, daños locales (estructurales o no), colapsos, etc.” (p. 23).

3.5.3 Errores de Proyecto

Los errores en el cálculo de la capacidad resistente de los elementos estructurales, en las especificaciones de proyecto o en la consideración de las cargas a las que estará sometida la estructura, pueden ser causas de daños cuando ésta se encuentra en servicio, e incluso en etapas constructivas. Según Ramírez y otros (1985) en la búsqueda de los errores del proyecto es importante comprobar en primer lugar que el deterioro es debido a una sobrecarga no considerada en el cálculo.

4. Evaluación de Daños en el Puente

4.1 Ensayos destructivos y no destructivos

4.1.1 Medición directa de recubrimientos:

Se realiza la medición de los recubrimientos en los elementos estructurales de concreto armado con el objetivo de comprobar que se cumplan los recubrimientos mínimos exigidos por la Norma FONDONORMA 1753-2006 en su artículo 7.7.5., que garantiza su función de aislar al acero del medio externo.

4.1.2 Ubicación del acero

Este procedimiento se lleva a cabo con la finalidad de conocer la trayectoria real del acero dentro de los elementos de concreto armado. Para esto se pueden emplear artefactos que aplican rayos X sobre los elementos de concreto armado, o el FERROSCAN.

4.1.3 Ensayo de Resistencia a la Compresión de Núcleos de Concreto:

Este ensayo es empleado para determinar la resistencia real del concreto de los elementos de concreto armado. Esto se hace mediante el ensayo a compresión de núcleos de concreto endurecido extraídos a elementos escogidos de tal manera de no comprometer su capacidad resistente. Los núcleos deben ser de un diámetro tal que cumplan con el requerimiento de ser al menos tres veces el tamaño máximo del agregado empleado en el concreto procurando no seccionar el acero de interno a los elementos. La extracción, preparación y ensayo de los núcleos se ejecuta bajo las Normas COVENIN 345: Método para la extracción de probetas cilíndricas y viguetas de concreto endurecido, y COVENIN 338: Método para la elaboración, curado y ensayo a compresión de cilindros de concreto.

4.1.4 Ensayo de contenido de cloruros:

Este método es empleado para conocer el contenido y la profundidad de penetración de cloruros en elementos de concreto armado. Los valores de contenidos de cloruros deben compararse con los límites impuestos por la Norma COVENIN 39 1753, con la finalidad de determinar si una de las causas de la corrosión es la acción de ellos. La profundidad de penetración permite conocer la distribución de los cloruros dentro del concreto. Este ensayo se ejecuta bajo la Norma ASTM C-1218 M - 99 Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete.

4.1.5 Ensayo de Profundidad de Carbonatación:

Este ensayo es utilizado para determinar si el concreto ha sido atacado por el proceso químico denominado carbonatación, y la profundidad hasta la cual ha penetrado. Este método consiste en realizar titulaciones con un indicador que sobre la superficie de concreto, según el pH, cambia de color, lo que indica si hubo o no carbonatación. Para este ensayo se sigue el

procedimiento descrito en DURAR Subprograma XV Corrosión/ Impacto Ambiental sobre Materiales (2000) (p. 102).

4.2 Evaluación estructural y sismorresistente

La evaluación estructural y sísmica a realizar en los puentes se basa en los fundamentos de las siguientes normas:

AASHTO, STÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003: como documento principal de referencia por ser empleado a nivel internación para el diseño de estructura tipo puente, considerando regulaciones sísmicas.

AASHTO 1989 "GUIDE ESPECIFICATIONS FOR STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIDGES: como guía para los procedimientos de evaluación de puentes

COVENIN 1756-2001 "EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES" como referencia obligada por establecer los parámetros sísmicos a ser considerados para los puentes efectivamente construidos en territorio venezolano.

5. Cargas

Las estructuras se evalúan considerando las siguientes cargas y fuerzas cuando existan:

5.1 Carga muerta

Constituida por el peso propio de la estructura ya terminada, incluyendo la carpeta asfáltica, brocales, defensas, tuberías, conductos, cables y demás instalaciones para servicios públicos:

5.2 Carga viva

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil aplicada, correspondiente al peso de los camiones, carros y peatones

5.3 Impacto o efecto dinámico de la carga viva

Determinadas por los efectos vibratorios y de impacto resultantes de las cargas vivas.

5.4 Cargas por viento

Fuerzas a tomarse en cuenta sobre las estructuras, producto del viento, según su velocidad.

5.5 Fuerzas longitudinales

Fuerzas a tomarse en cuenta sobre las estructuras, producto del frenado de los vehículos.

5.6 Esfuerzos por sismo

El efecto producido por los movimientos sísmicos en las estructuras depende de la situación de la edificación con respecto a las zonas de actividad sísmica en el mundo. Los movimientos del terreno le transmiten a las construcciones aceleraciones, que producen en las estructuras reacciones de “inercia”, según la masa y su distribución en la estructura. La fuerza total de inercia se considera igual al denominado “cortante de base”, el cual es un porcentaje del peso total de la construcción.

La acción sísmica se caracteriza mediante espectros de diseño los cuales toman en cuenta la zonificación sísmica, los perfiles geotécnicos, el coeficiente de amortiguamiento y la ductilidad de la estructura.

5.7 Otras fuerzas

- Fuerza centrífuga
- Fuerzas por cambios de temperatura
- Empujes de tierra
- Esfuerzos por contracción del concreto

Los miembros del puente se proyectan tomando en cuenta los esfuerzos permisibles y las limitaciones del material empleado de acuerdo con las especificaciones AASHTO

6. Mantenimiento

6.1 Mantenimiento Preventivo

Se define como mantenimiento preventivo al conjunto de acciones y actividades que deben considerarse para ser realizadas a los puentes de concreto y acero para prevenir el deterioro de los materiales que componen sus elementos.

6.2 Mantenimiento Correctivo

Se define como mantenimiento correctivo al conjunto de acciones y actividades que deben considerarse para ser realizadas a los puentes de concreto y acero cuando se observen daños, con el objeto de hacerle reparaciones o reforzamientos dispuestos a mantener su funcionabilidad y extender su tiempo de vida.

7. Reparaciones más frecuentes en Estructuras de Concreto Reforzado que presentan daños

Los daños que más frecuentemente suceden en el concreto reforzado pueden corregirse o al menos detener el avance de su proceso. Porrero y otros (2004) señalan:

La reparación del concreto que ha sufrido algún daño de origen químico, sea en la mezcla o en el acero de refuerzo, consiste esencialmente en la extracción de los materiales afectados y su sustitución por otros sanos, garantizando la adecuada continuidad entre los remanentes y los nuevos. (p. 418)

En este mismo sentido, Fernández Cánovas (1994) menciona que “el espesor de la capa de hormigón a eliminar depende de la cantidad de cloruros que posea éste, de la porosidad del mismo y del grado de carbonatación que presente”. También indica que “esta operación es fundamental a fin de conseguir un núcleo sano sobre el que fijar el material de reparación” (p. 440). La eliminación del concreto se realiza generalmente mediante escarificado con martillo mecánico o picado con martillo y cincel.

Existen casos en que la sección de algunas barras de acero ha disminuido tanto debido a la corrosión que es necesario sustituirlas por unas nuevas, Fernández Cánovas (1994) comenta: cuando la pérdida de sección supera del 15 al 25 por 100 de la sección; (...), la restauración de las armaduras se hará cortando los trozos de barras excesivamente debilitadas y sustituyéndolos por otros soldados, si el acero es soldable, o atado a los sanos existentes en el caso en que no lo fueran. (p. 441)

Luego de restauradas las barras es necesario limpiar las superficies, no debe quedar polvo, grasas, ni fragmentos desprendibles, esta limpieza debe remover las sales presentes, si existiesen, además se debe eliminar totalmente la herrumbre de las barras de acero. La limpieza generalmente se realiza con chorros de arena, aunque en ocasiones debido al espacio no se puede, y se utilizan cepillos mecánicos de alambre. En relación con esto, Fernández Cánovas (1994) afirma que “la limpieza es fundamental para asegurar la adherencia de las resinas que se darán posteriormente para que actúen de barrera” (p. 441). Una vez realizada la limpieza debe colocarse una capa de adhesivo epoxi, la misión del epoxi es, según el mismo autor, “unir el hormigón existente con el nuevo a colocar y crear, al mismo tiempo, una barrera protectora que aisle al acero del exterior” (p. 442). El concreto retirado debe reponerse con un material de buena calidad rico en cemento, adherido directamente o mediante resinas acrílicas o epóxicas, que cuente con una resistencia superior al existente.

Porrero y otros (2004) mencionan que los cuatro materiales de reposición más frecuentes son: Concretos y morteros de cemento, látex no emulsionable, morteros de expansión controlada y resinas epóxicas.

Para la reparación de grietas es necesario determinar previamente si la grieta está activa o estabilizada, ya que si aun está viva, es muy probable que el material de la reparación, que es muy rígido, se separe del concreto, apareciendo una nueva grieta. Algunas grietas de hasta 1 mm. de abertura pueden autosellarse. Porrero y otros (2004) aseguran que: “las grietas a través de las cuales percola agua, si se estabilizan o están en vía de estabilizarse, con muy poco movimiento activo, se pueden autosellar por carbonatación con carbonato de calcio” (p. 390).

Cuando las grietas son de dimensiones mayores, y no pueden ser selladas por mecanismos naturales se emplean productos y resinas para repararlas. Entre las resinas empleadas Porrero y otros (2004) mencionan las epóxicas y las acrílicas. Las resinas epóxicas pueden ser inyectadas en las grietas; tienen alta adherencia al concreto tanto en estado húmedo como seco. Estas resinas producen sellos rígidos, y cuando son inyectadas en grietas activas, el concreto volverá a romperse. Las resinas acrílicas tienen variados usos en las reparaciones, según Porrero y otros (2004) “su aplicación sobre las superficies de concreto agrietadas suele comenzar con un producto fluido, de baja viscosidad, el cual penetrará un cierto grado en las grietas, seguidas por la posterior aplicación de varias manos de productos más espesos” (p. 391). Las resinas acrílicas son más elásticas que las epóxicas pero no lo suficiente como para evitar la rotura del concreto si se aplica en grietas activas.

Aparte de estas resinas también pueden emplearse otros recubrimientos o pinturas para fines estéticos y de protección. Las pinturas elastoméricas son ideales para grietas activas ya que admiten pequeños movimientos. También pueden usarse, con el propósito de estancar grietas activas, sellos elastoplásticos los cuales se aplican dentro de un cajetín que se construye en dirección de la grieta. Porrero y otros (2004) señalan que “el mecanismo de funcionamiento del producto requiere que éste no se adhiera al fondo, pero si a los paredes del cajetín” (p. 392).

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

1. Tipo de Investigación

De acuerdo con el propósito de la investigación, el cual consiste en realizar un manual de evaluación y mantenimiento de puentes de concreto en zonas sísmicas en Venezuela en base a proyectos de reparación de puentes previamente elaborados, se define esta investigación como “Proyectiva”, ya que esta dirigida a diseñar o crear propuestas de solución a determinadas situaciones.

2. Etapas de la Investigación

2.1 Revisión Bibliográfica:

Se realizó una exhaustiva recopilación de información bibliográfica existente referente a patologías que puedan evidenciarse en puentes, causas de éstas, ensayos que deban aplicarse para la verificación del estado de los elementos constitutivos de los puentes y las acciones típicas empleadas para el mantenimiento de este tipo de estructuras, con el propósito de recopilar la base de conocimientos y criterios que guió la toma de decisiones de acciones y actividades a seguir en el desarrollo de este trabajo de grado.

Esta recopilación de información se hizo en base a libros de textos dedicados al estudio del concreto, puentes, apuntes de clase de pregrado propios de la ingeniería civil, publicaciones de trabajos similares y normas relativas a estos temas, nacionales e incluso internacionales.

Esta información se organizó a manera de documento y se presentó como marco teórico dentro del trabajo de grado en desarrollo.

2.2 Recopilación de Casos a estudiar:

Con el propósito de levantar la información a nivel nacional necesaria para el progreso del manual de mantenimiento a desarrollar en este trabajo de grado, se revisaron estudios de proyectos de reparación realizados a puentes en estado de deterioro, que eran compatibles con los puentes en estudio dentro de esta investigación.

La base de datos de los proyectos de reparación a análisis es procedente de la empresa GELCA consultores, especialistas en este tipo de estudios.

De estos estudios se extrajo un caso típico a ser desarrollado explícitamente en este trabajo especial de grado, denominado EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PUENTE ARMADILLO I-EDO BARINAS para validar la guía de procedimientos a seguir para la evaluación cualitativa y cuantitativa de un puente contenido dentro de las características especificadas en el alcance de este trabajo.

2.3 Organización de la información y presentación de resultados:

El método a seguir para el desarrollo de un proyecto de evaluación, mantenimiento y rehabilitación de un puente consiste en cuatro etapas que son básicamente: Levantamiento, Evaluación, Diagnóstico y Proyecto de Rehabilitación.

El manual de mantenimiento, a través del cumplimiento de los objetivos de esta investigación, está enfocado dentro de estos mismos lineamientos.

Para el caso de este manual se proponen procedimientos y herramientas que permiten cumplir cada una de las etapas que componen la evaluación de puentes de concreto simplemente apoyados y de tablero superior,

localizados en zonas de riesgo sísmico, considerando la evaluación específica de los elementos dispuestos a soportar las cargas sísmicas a las que se vea sometido el puente, como lo son las pilas, columnas y fundaciones.

Cada una de las etapas del manual se desarrolló tomando como referencia proyectos de evaluación, mantenimiento y rehabilitación de puentes contenidos dentro del alcance del manual a generar, y con apoyo a las normas existentes, literatura actualizada, y procesos relativos al tema actualmente vigentes.

2.3.1 Levantamiento

2.3.1.1 Información General:

Primeramente se formula una planilla que indica cuál es la información que se debe buscar y que permite llevar un control de toda la información disponible del puente. Esta planilla contempla la búsqueda del diseño original del puente, es decir, planos de proyecto, memorias descriptiva y de cálculo, estudio de suelos original y cualquier información o estudio relevante que se haya utilizado; los planos de metodología constructiva y finalmente los planos como contruidos.

Con esta planilla se podrá posteriormente verificar la información disponible de cada uno de los puentes que se quieran estudiar a partir de este manual, y servirá de guía para la verificación de la información que debe ser buscada y recopilada para los siguientes puentes a evaluar.

El formato de planilla utilizado para este fin se presenta a continuación:

Levantamiento	
Información General	
Información a Recopilar	Nombre del Puente en Estudio
Memoria del Calculo del Puente (cargas consideradas en el diseño)	
Planos originales del diseño del puente	
Planos como contruidos	
Estudios de suelo del área actualizados	
Cargas soportadas actualmente por el puente	
Ensayos de laboratorio realizados a los elementos estructurales del puente	
Proyectos y acciones de rehabilitación ejecutados sobre el puente	
Planos de reparaciones realizadas al puente	

Tabla 1. Planilla de Levantamiento de Información General

2.3.1.2 Geometría:

Se recopila y revisa la geometría de los elementos del puente en estudio, y deben ser minuciosamente observados, ya que esta información permite inferir en ciertos casos, ciertos patrones estructurales que no se pudieron conocer por falta de parte de la información general de los puentes.

2.3.1.3 Caracterización de los Materiales:

Se indica cuáles son los ensayos que se deben hacer (destructivos y no destructivos) para conocer la tipología y resistencia de los materiales utilizados en la construcción del puente que se estudie, y el estado actual de los materiales de los elementos y de los elementos estructurales del puente, tomando como referencia las condiciones normativas vigentes.

Los mismos, se nombran a continuación:

Medición directa de recubrimientos:

Se deben verificar los recubrimientos en los elementos de concreto con el objetivo de comprobar que se cumplan los recubrimientos mínimos exigidos por la Norma FONDONORMA 1753-2006 en su artículo 7.7.5., que garantiza su función de aislar al acero del medio externo.

Ubicación del acero:

La ejecución de este ensayo se lleva a cabo con la finalidad de conocer la trayectoria real del acero dentro de los elementos de concreto del puente.

Estimación de la Resistencia del Concreto:

La resistencia del concreto endurecido puede estimarse mediante el uso del esclerómetro, sobre los elementos de concreto en sitio.

La aplicación de este procedimiento permite inferir con cierta certeza la resistencia del concreto desde el mismo momento en que se esté recopilando en sitio la información geométrica y patológica del puente, permitiendo hacer inferencias respecto a la vulnerabilidad de la estructura, incluso antes del análisis cuantitativo.

Ensayo de Resistencia a la Compresión de Núcleos de Concreto:

Este ensayo es empleado para determinar la resistencia real del concreto de los elementos de concreto. Esto se lleva a cabo mediante el ensayo a compresión de núcleos de concreto endurecido extraídos de sus elementos estructurales de concreto de tal manera de no comprometer su capacidad resistente.

Los núcleos deben ser de un diámetro al que cumplan con el requerimiento de ser al menos tres veces el tamaño máximo del agregado empleado en el concreto, y se debe procurar no seccionar el acero de los elementos estructurales. La extracción, preparación y ensayo de los núcleos se ejecuta bajo las Normas COVENIN 345: Método para la extracción de probetas cilíndricas y viguetas de concreto endurecido, y COVENIN 338: método para la elaboración, curado y ensayo a compresión de cilindros de concreto.

Ensayo de contenido de cloruros:

Este método es empleado para conocer el contenido y la profundidad de penetración de cloruros en los elementos de concreto. Los valores de

contenidos de cloruros deben compararse con los límites impuestos por la Norma COVENIN 39 1753, con la finalidad de determinar si una de las causas de la corrosión es la acción de ellos. La profundidad de penetración permite conocer la distribución de los cloruros dentro del concreto. Este ensayo se ejecuta bajo la Norma ASTM C-1218 M - 99 Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete.

Ensayo de Profundidad de Carbonatación:

Este ensayo se utiliza para determinar si el concreto ha sido atacado por el proceso químico denominado carbonatación, y la profundidad hasta la cual ha penetrado. Este método consiste en realizar titulaciones con un indicador que sobre la superficie de concreto, según el pH, cambia de color, lo que indica si hubo o no carbonatación. Para este ensayo se sigue el procedimiento descrito en DURAR Subprograma XV Corrosión/ Impacto Ambiental sobre Materiales (2000) (p. 102).

Para el puente en estudio, se verificó la ejecución y los resultados de estos ensayos.

2.3.1.4 Levantamiento de Daños:

Para el levantamiento de daños presentes se explicó el empleo de planillas normalizadas exigidas para la evaluación de puentes, donde se verifica la incidencia de los daños observados en los elementos estructurales constituyentes del puente en el índice de deterioro del mismo y los factores dinámicos que influyen en el deterioro del puente.

En las planillas que se usaron, se observa en primer lugar la recopilación de los daños en los elementos, según su localización en el puente, según el tipo de daño, y según la severidad.

Se muestran las planillas empleadas:

PUENTES DE CONCRETO

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS		PAG: 1
NOMBRE DEL PUENTE:		VIA:
ESTADO:		TRAMO:

ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN				CALIF. DAÑO	N° INDICADOR
CARPETA DE RODAMIENTO	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		1
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		2
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	1	N		
		MUCHO	N	N	N		
	DEFORMACIÓN		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		3
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	1	N		
		MUCHO	N	N	N		
LOSA DEL TABLERO	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		4
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DEFLEXIONES		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		5
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		6
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
BARANDAS	DETERIORO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		7
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		

SUB-TOTAL (S)

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños

Puentes de Concreto

Planilla de Levantamiento y Calificación de Daños						PAG: 2	
Nombre del Puente:				VIA:			
Estado:				Tramo:			
ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN				CALIF. DAÑO	Nº INDICADOR
VIGAS PRINCIPALES	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		8
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DEFLEXIONES		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		9
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		10
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
SEPARADORES	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		11
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		12
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		
SUB-TOTAL (S)							

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños (Continuación)

PUENTES DE CONCRETO

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS		PAG: 3
NOMBRE DEL PUENTE:	VIA:	
ESTADO:	TRAMO:	

ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN				CALIF. DAÑO	N° INDICADOR
DISPOSITIVOS DE APOYO Y JUNTAS	ASIENTO DE VIGAS		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		13
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		14
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DEFORMACIÓN		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		15
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
PILAS	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		16
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	ASENTAMIENTO Y/O ROTACIÓN		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		17
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		18
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		

SUB-TOTAL (S)

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños (Continuación)

Puentes de Concreto

Planilla de Levantamiento y Calificación de Daños					PAG: 4		
Nombre del Puente:				VIA:			
Estado:				Tramo:			
ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN			CALIF. DAÑO	Nº INDICADOR	
ESTRIBOS	ASENTAMIENTO Y/O ROTACIÓN		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		19
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		20
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		21
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
ALETAS O MUROS DE RETORNO	ASENTAMIENTO Y/O ROTACIÓN		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		22
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		23
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		24
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
SUB-TOTAL (S)							

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños (Continuación)

PUENTES DE CONCRETO

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS		PAG: 5
NOMBRE DEL PUENTE:	VIA:	
ESTADO:	TRAMO:	

ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN				CALIF. DAÑO	N° INDICADOR
HIDRÁULICA EN SITIO DE PUENTE	SOCAVACIÓN GENERAL: FONDO Y MARGEN		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		25
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	SOCAVACIÓN LOCAL: PILAS Y ESTRIBOS		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		26
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	CURVATURA DEL RÍO EN SITIO DE PUENTE		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		27
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		
	INCIDENCIA DEL FLUJO EN PILAS Y ESTRIBOS		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		28
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		
	ARRASTRE Y DISPOSICIÓN DE SEDIMENTOS		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		29
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		

SUB-TOTAL (S)

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños (Continuación)

PUENTES DE CONCRETO

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS		PAG: 6
NOMBRE DEL PUENTE:		VIA:
ESTADO:		TRAMO:

ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN				CALIF. DAÑO	Nº INDICADOR
ACCESOS	ASENTAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		30
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N²		
		MUCHO	N	N²	N²		
	DETERIORO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		31
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N²		
		MUCHO	N	N²	N²		

SUB-TOTAL (S)

TOTAL (S)

DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑOS PARA LA FECHA DE EVALUACIÓN: FECHA:
--

N° DE INDICADORES (I) =

N =

S =

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños (Continuación)

La primera columna a la izquierda indica el elemento que se está estudiando, la segunda columna el daño, que llamamos indicador y se denomina con la letra I, y la matriz central la severidad dependiendo de si se encontró poco, algo o mucho daño, y si fue no grave, medianamente grave o muy grave.

Para usar esta planilla en la evaluación de un puente, primero deben identificarse los indicadores que aplican, según los elementos que posee el puente, y los daños que se están evidenciando.

Este número de indicadores permite darle valores de N y N^2 a las matrices de daños, de la siguiente manera:

$$N = I + 1$$

Al llenar las matrices, se debe hacer el levantamiento de los daños evidenciados, consiguiendo la matriz de cada indicador un valor, el cual se sumará para todos los elementos hasta conseguir el valor de S .

El valor de S indica el índice de daños, en relación a la siguiente fórmula:

$N < S < N^2 - 1$: si S es mayor que N y menor que $N^2 - 1$, el índice de daños es 1; si S es menor que N el índice de daños es igual a 1. Si S es mayor a $N^2 - 1$, entonces el índice de daños será mayor, igual a 3.

Índice de daños = 1 = el puente no requiere reparación

Índice de daños = 2 = el puente requiere reparaciones, pero no urgentes.

Índice de daños = 3 = el puente requiere reparaciones urgentes.

Aparte de la evaluación de los daños, también se presentaron las planillas para el levantamiento de los factores dinámicos que inducen daños en el puente.

La planilla utilizada, se muestra a continuación:

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS					PAG: 7		
NOMBRE DEL PUENTE:			VIA:				
ESTADO:			TRAMO:				
FACTORES DINAMICOS DE LA EVALUACION							
ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN	CALIF. DAÑO	N° INDICADOR			
	SOBRECARGAS ACTUANTES	FRECUENCIA DE APLICACIÓN				1	
		BAJA	MEDIA	ALTA			
		N	N ²	N ²			
		MENOS DE 20 AÑOS ENTRE 20 Y 50 AÑOS MAYOR DE 50 AÑOS					
	CARGA / DISEÑO / EDAD	H15	N	N	N ²		2
		H20	1	N	N ²		
		> H20	1	1	N ²		
	AGRESIVIDAD DEL MEDIO	DEBIL	MEDIA	FUERTE		3	
	MANTENIMIENTO	BUENO	REGULAR	MALO		4	
RÉGIMEN FLUVIAL	PLANICIE ALUVIAL	TRANSICIÓN	TORRENCIAL		5		
ACTIVIDAD SÍSMICA	ZONA 0	ZONA 1	ZONAS 2 Y 3	ZONA 5		N	
SUB-TOTAL (S)							
TOTAL (S)							

DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑOS PARA LA FECHA DE EVALUACIÓN:

FECHA:

N° DE INDICADORES (I) = N = I + 1 S =

N² = N³-N =

Tabla 3. Planilla de Determinación del Índice de Daños

En esta se refleja, de manera muy similar a las planillas de matrices de evaluación de daños, los eventos dinámicos que presencia el puente, cuya evaluación da como resultado el índice de severidad del puente.

En este caso, el índice de severidad se determina de la siguiente forma:

$N^2 < S < N^3 - N$: si S es mayor que N^2 y menor que $N^3 - N$, el índice de severidad es 1; si S es menor que N^2 el índice de severidad es igual a 1. Si S es mayor a $N^3 - N$, entonces el índice de severidad será mayor, igual a 3.

2.3.2 Evaluación

La evaluación de un puente consta de dos partes, una cualitativa y una cuantitativa. La evaluación cualitativa es aquella que de una manera subjetiva define el estado del puente observando sus elementos y las condiciones en la que estos se encuentren, mientras que en la evaluación cuantitativa se hace la revisión estructural para verificar su funcionamiento en su condición actual.

2.3.2.1 Evaluación Cualitativa:

Para la evaluación cualitativa se necesitan los resultados obtenidos de la recopilación de información, inspección visual y levantamiento de daños, por lo tanto se explicó cómo utilizar las mismas planillas usadas anteriormente pero en este caso para emitir un juicio visual de la situación del puente.

Las planillas empleadas permiten, según los resultados de su uso determinar el índice de severidad y el índice de daños, lo que permite establecer de una manera bastante empírica, si el puente que se está estudiando requiere acciones inmediatas de reparaciones.

2.3.2.2 Evaluación Cuantitativa:

En la evaluación cuantitativa se propuso un procedimiento para el estudio a fondo de la estructura una vez que está sometida a las cargas que vengan al caso, partiendo de las normativas y documentos vigentes a seguir:

AASHTO, STÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003

AASHTO 1989 "GUIDE SPECIFICATIONS FOR STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIDGES.

COVENIN 1756-2001 "EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES"

Estos análisis estructurales se realizaron tomando en cuenta dos consideraciones, que son uso y eventos. Dentro del uso tenemos: peso propio, sobrecargas permanentes, tráfico, y cualquier otro que venga al caso según la ubicación y situación del puente. Mientras que, dentro de los eventos tenemos el sismo.

Estos Análisis fueron aplicados a las pilas y columnas del puente, ya que son los elementos estructurales resistentes a los efectos sísmicos dentro de éstas estructuras, y son los propensos a daños por este tipo de cargas.

Para comenzar con la revisión estructural de los puentes en estudio, se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Tipologías de cargas usadas como criterio de revisión

- .- Cargas Muertas/Peso propio:

- Sobrecargas permanentes: Asfalto, Defensa, Acera

.- Cargas Vivas:

- Camión HS-20+20% + impacto

.- Revisión de la capacidad de los elementos de concreto armado resistentes a los efectos sísmicos para las condiciones del puente:

Puente en su diseño original: Revisión de las pilas, columnas y fundaciones del puente considerando la geometría y calidad de los materiales originales, las cargas operativas de diseño HS-20+20% + Impacto, y el efecto sísmico con el propósito de medir: desplazamientos de los tableros sobre los apoyos a partir de la desviación de las pilas o columnas frente a las sollicitaciones sísmicas, y capacidad resistente de las pilas y columnas ante las cargas actuales de uso, las cargas de sismo y factor rating.

.- Evaluación de la respuesta sísmica del Puente:

Es necesario determinar la amenaza sísmica a la que está sometido el puente, a partir de la evaluación sísmica de los elementos resistentes a sismo en el puente, tales como pilas, columnas y fundaciones.

Para esto primeramente se desarrollan los espectros de respuesta del puente, según el procedimiento establecido en la Norma COVENIN 1756-2001 y la Norma ASSHTO, y se corrigen según el nivel de diseño presente en la estructura existente, y el nivel de diseño esperado para el puente cuyos elementos sismorresistentes serán rehabilitados.

Usando este espectro, y los procedimientos establecidos en la AASHTO según la categoría sísmica del puente se determinan las fuerzas modificadas por la acción del sismo a la que son expuestas las pilas, columnas y fundaciones.

A partir de esto se hace posible verificar los desplazamientos de las pilas y el consecuente desplazamiento de los tableros sobre los apoyos, y las nuevas fuerzas de diseño que permitirán revisar las secciones resistentes de concreto y determinar si tienen capacidad resistente suficiente, o si requieren de una sección resistente modificada, mediante el reforzamiento de los elementos.

De estas verificaciones estructurales resultan los indicadores que permiten establecer los requerimientos para disminuir la vulnerabilidad y aumentar la seguridad del puente.

2.3.3 Diagnóstico y Proyecto de Rehabilitación

Se establecieron criterios que permiten emitir un diagnóstico de cada puente basándose en los resultados obtenidos de la evaluación cuantitativa y cualitativa.

De igual manera, se estandarizaron criterios que permiten sugerir a nivel conceptual los tipos de reparación que pueden emplearse para la situación de cada puente. Para esto se elaboró una matriz que contempla el diagnóstico del puente y arroja el tipo de intervención que se le debe hacer al puente para rehabilitarlo, apoyado en los resultados obtenidos en la evaluación de los puentes contenidos en la base de datos y las acciones de mantenimiento y reparación adoptada para cada caso.

3. Elaboración del Manual de Evaluación y Mantenimiento de Puentes de Concreto en Zonas Sísmicas en Venezuela

A partir de la información recopilada de estudios elaborados a puentes contenidos dentro del alcance de esta investigación todos ellos localizados

en zonas sísmicas en Venezuela, y de concreto armado, simplemente apoyados y de tablero superior, se procedió a arrojar la guía de procedimientos dispuesta a integrar el Manual de Evaluación y Mantenimiento de Puentes de Concreto en Zonas Sísmicas en Venezuela.

CAPITULO IV

MANUAL DE EVALUACIÓN Y MANTENIMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO EN ZONAS SISMICAS

1. Generales

1.1 Propósito del Manual

Este manual esta desarrollado con la finalidad de generar una herramienta precisa y práctica que permita evaluar puentes de concreto simplemente apoyados y de tablero superior por ser los mas frecuentemente encontrados en territorio nacional, que fueron construidos antes de la vigencia de la normativa sismorresistente actual, para verificar su condición física y estructural actual y establecer y decidir a partir de la evaluación del puente en estudio, las acciones que deben ser tomadas para garantizar la seguridad del funcionamiento del puente ante las cargas a las que actualmente esta sometido, incluyendo las cargas sísmicas que no fueron consideradas en su diseño, por no estar contempladas en la normativa usada para el diseño de éstos puentes, vigente para el diseño de éstos.

En este manual se establece una guía de pasos a seguir para la búsqueda de información básica del puente, evaluación cualitativa y cuantitativa de éste, diagnóstico y propuestas de reparaciones que pudieran ejecutarse para extender el buen funcionamiento del puente que se quiere mantener.

1.2 Justificación

La necesidad de este documento radica en la importancia de evitar las afectaciones físicas, económicas y sociales sucedidas como consecuencia de los eventos sísmicos capaces de causar daños destructivos a los puentes, que podrían evitarse dándose a tiempo una evaluación completa a los

puentes existentes los cuales, por estar contruidos en su mayoría antes de 1967, no están diseñados con las regulaciones sísmicas estipuladas en las normativas vigentes, siendo propensos a las fallas, ante eventos sísmicos.

1.3 Alcance y Aplicabilidad

Los procedimientos establecidos en este manual son aplicables a los puentes de concreto armado, simplemente apoyados y de tablero superior localizados en zonas sísmicas en Venezuela, según lo establecido en la AASHTO, ESTÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003, por ser el principal material de apoyo provisto de los procedimientos de diseño y revisión de estructuras tipo puente.

1.4 Factores Responsables de Falla del Puente ante el Evento Sísmico

Son muchas las razones que pueden ocasionar el colapso de una estructura tipo puente o la aparición de daños sobre ésta frente a la ocurrencia de un evento sísmico, pero como parte fundamental a la evaluación a darse al puente es imprescindible que antes de empezar con la evaluación cualitativa y cuantitativa de los sistemas estructurales, pueda inferirse a groso modo cuáles hayan podido ser las situaciones causantes de los daños que se puedan evidenciar.

Las principales razones que deben considerarse son las siguientes:

- Deficiencia en los Materiales de Construcción:
 - Concreto
 - Acero
- Mantenimiento inadecuado o Inexistente

- Errores de proyecto:

- Por ausencia de reglamentos sísmicos al momento del diseño

- Por subestimación sísmica al momento del diseño

- Errores de Construcción.

La identificación de las posibles causas permite, desde el momento del conocimiento del problema, inferir un diagnóstico y soluciones de la problemática a ser evaluada

1.5 Estimación de los posibles Mecanismos de Falla

Dentro de las estructuras tipificadas para ser evaluadas mediante este manual se pueden identificar mecanismos de fallas, que son aquellos puntos dentro de la estructura global donde pueden presentarse las fallas por las deficiencias en la respuesta sísmica a la que puedan verse expuestos.

Estos mecanismos de falla, según los distintos mecanismos estructurales que pueden evaluarse, se presentan a continuación:

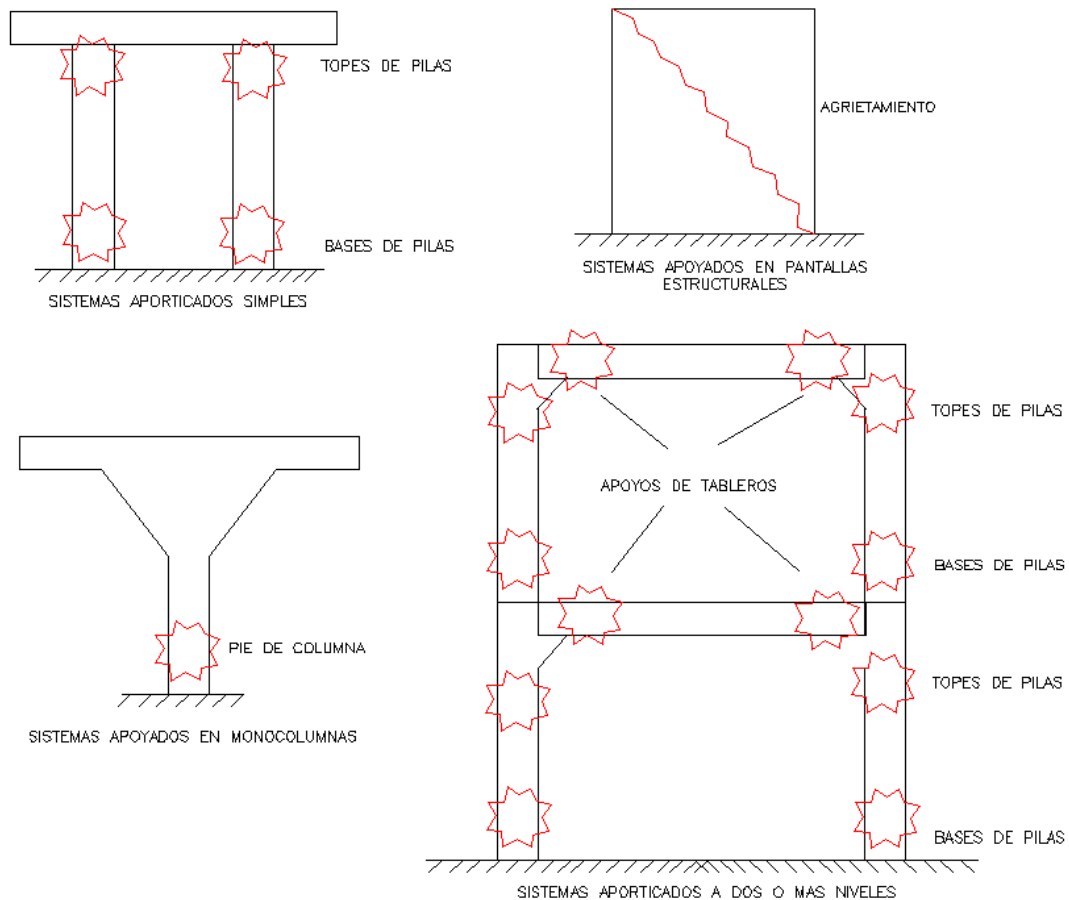


Gráfico 1. Mecanismos de Falla

2 Levantamiento de Información del Puente a Estudiar:

2.1 Información General:

Es necesario localizar la mayor cantidad de información relativa a la construcción del puente, los eventos a los que se ha visto expuesto, y las condiciones actuales de carga a la que pueda estar sometido.

Para esto deberá buscarse para el puente a estudiar, la siguiente información:

- Memoria del Calculo del Puente (cargas consideradas en el diseño)
- Planos originales del diseño del puente
- Planos como contruidos
- Estudios de suelo del área actualizados
- Cargas soportadas actualmente por el puente
- Ensayos de laboratorio realizados a los elementos estructurales del puente
- Proyectos y acciones de rehabilitación ejecutados sobre el puente
- Planos de reparaciones realizadas al puente

La información recopilada puede almacenarse en el siguiente instrumento con el propósito de llevar un inventario, y considerar observaciones relevantes de la información localizada:

Levantamiento	
Información General	
Información a Recopilar	Nombre del Puente en Estudio
Memoria del Calculo del Puente (cargas consideradas en el diseño)	
Planos originales del diseño del puente	
Planos como contruidos	
Estudios de suelo del área actualizados	
Cargas soportadas actualmente por el puente	
Ensayos de laboratorio realizados a los elementos estructurales del puente	
Proyectos y acciones de rehabilitación ejecutados sobre el puente	
Planos de reparaciones realizadas al puente	

Tabla 1. Planilla de Levantamiento de Información General

Es de mucha importancia la búsqueda de este tipo de información para el puente a estudiar, ya que permite conocer sus condiciones de diseño en cuanto a calidad de los materiales y geometría y armado de los elementos resistentes.

De igual manera también permite identificar eventos puntuales generadores de daños a los que se haya podido ver expuesto, y reparaciones o modificaciones que se le hayan hecho al diseño original, toda ésta información imprescindible para la correcta evaluación sismorresistente del puente y su respectivo diagnóstico y toma de decisiones de rehabilitación.

2.2 Caracterización de los Materiales

Si la información que se ha conseguido del puente no satisface los requerimientos mínimos necesarios para establecer una evaluación y futura toma de decisiones en las acciones a ser tomadas para su mantenimiento, se debe ampliar la información de éste a través de ensayos que permitan establecer la caracterización y resistencia de los materiales, y su estado patológico y resistente actual.

Para esto, se recomiendan los siguientes ensayos:

2.2.1 Medición directa de recubrimientos:

Se debe verificar el espesor de los recubrimientos en los elementos de concreto con el objetivo de comprobar que se cumplieran los recubrimientos mínimos exigidos por la Norma FONDONORMA 1753-2006 en su artículo 7.7.5., que garantiza su función de aislar al acero del medio externo.

2.2.2 Ubicación del acero de Refuerzo:

Es posible que la realización de éste ensayo se haga necesaria, ya que podría ser la única manera de conocer la trayectoria real del acero dentro de los elementos.

Esto podrá hacerse mediante el uso de un escáner de elementos metálicos, mejor conocido como Ferroskan.

2.2.3 Estimación de la Resistencia del Concreto:

La resistencia del concreto endurecido puede estimarse mediante el uso del esclerómetro, sobre los elementos de concreto en sitio.

La aplicación de este procedimiento permite inferir con cierta certeza la resistencia del concreto desde el mismo momento en que se esté recopilando en sitio la información geométrica y patológica del puente, permitiendo hacer inferencias respecto a la vulnerabilidad de la estructura, incluso antes del análisis cuantitativo.

2.2.4 Ensayo de Resistencia a la Compresión de Núcleos de Concreto:

Este ensayo es empleado para determinar la resistencia real del concreto de los elementos estructurales que conforman el puente.

Esto se hace mediante el ensayo a compresión de núcleos de concreto endurecido extraídos de los elementos de concreto de tal manera de no comprometer su capacidad resistente.

Los núcleos deben ser de un diámetro al que cumplan con el requerimiento de ser al menos tres veces el tamaño máximo del agregado empleado en el

concreto, y se debe procurar no seccionar el acero de los elementos. La extracción, preparación y ensayo de los núcleos se debe ejecutar bajo las Normas COVENIN 345: Método para la extracción de probetas cilíndricas y viguetas de concreto endurecido, y COVENIN 338: método para la elaboración, curado y ensayo a compresión de cilindros de concreto.

2.2.5 Ensayo de contenido de cloruros:

Este método es empleado para conocer el contenido y la profundidad de penetración de cloruros en los elementos de concreto. Los valores de contenidos de cloruros se comparan con los límites impuestos por la Norma COVENIN 39 1753, con la finalidad de determinar si una de las causas de daños de corrosión es la acción de ellos. La profundidad de penetración permite conocer la distribución de los cloruros dentro del concreto.

Este ensayo se ejecuta bajo la Norma ASTM C-1218 M - 99 Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete.

2.2.6 Ensayo de Profundidad de Carbonatación:

Este ensayo se utiliza para determinar si el concreto ha sido atacado por el proceso químico denominado carbonatación, y la profundidad hasta la cual ha penetrado.

Este método consiste en realizar titulaciones con un indicador que sobre la superficie de concreto, según el pH, cambia de color, lo que indica si hubo o no carbonatación. Para este ensayo se sigue el procedimiento descrito en DURAR Subprograma XV Corrosión/ Impacto Ambiental sobre Materiales (2000) (p. 102).

2.3 Levantamiento de Daños:

Para el levantamiento de daños presentes en los elementos estructurales del puente se pueden usar una serie de planillas normalizadas exigidas para la evaluación de puentes, donde se verifica la incidencia de los daños observados en los elementos estructurales constituyentes del puente, el índice de deterioro del mismo y los factores dinámicos que influyen en el deterioro del puente.

En las planillas propuestas se observa en primer lugar la recopilación de los daños en los elementos, según su localización en el puente, según el tipo de daño, y según la severidad.

Este grupo de planillas permite identificar los daños en el puente ante factores estáticos y dinámicos, para conseguir una completa evaluación.

Se muestran las planillas que deben ser empleadas, para el levantamiento de datos en presencia de factores estáticos:

Puentes de Concreto

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS		PAG: 1
NOMBRE DEL PUENTE:		VIA:
ESTADO:		TRAMO:

ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN				CALIF. DAÑO	N° INDICADOR
CARPETA DE RODAMIENTO	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		1
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		2
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	1	N		
		MUCHO	N	N	N		
	DEFORMACIÓN		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		3
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	1	N		
		MUCHO	N	N	N		
LOSA DEL TABLERO	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		4
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DEFLEXIONES		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		5
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		6
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
BARANDAS	DETERIORO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		7
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		

SUB-TOTAL (S)

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños

PUENTES DE CONCRETO

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS						PAG: 2	
NOMBRE DEL PUENTE:				VIA:			
ESTADO:				TRAMO:			
ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN				CALIF. DAÑO	N° INDICADOR
VIGAS PRINCIPALES	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		8
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DEFLEXIONES		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		9
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		10
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
SEPARADORES	AGRIETAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		11
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		
	DETERIORO DEL MATERIAL		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		12
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N		
		MUCHO	N	N	N		
SUB-TOTAL (S)							

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños (Continuación)

PUENTES DE CONCRETO

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS					PAG: 3
NOMBRE DEL PUENTE:				VIA:	
ESTADO:				TRAMO:	

ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN	CALIF. DAÑO	N° INDICADOR																
DISPOSITIVOS DE APOYO Y JUNTAS	ASIENTO DE VIGAS	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr> <tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr> <tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr> <tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr> </table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		13
			NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE															
		POCO	1	1	N															
	ALGO	1	N	N ²																
	MUCHO	N	N ²	N ²																
	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr> <tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr> <tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr> <tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr> </table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		14	
		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE																
	POCO	1	1	N																
	ALGO	1	N	N ²																
	MUCHO	N	N ²	N ²																
	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr> <tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr> <tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr> <tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr> </table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		15	
		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE																
POCO	1	1	N																	
ALGO	1	N	N ²																	
MUCHO	N	N ²	N ²																	
PILAS	AGRIETAMIENTO	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr> <tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr> <tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr> <tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr> </table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		16
			NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE															
		POCO	1	1	N															
	ALGO	1	N	N ²																
	MUCHO	N	N ²	N ²																
	ASENTAMIENTO Y/O ROTACIÓN	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr> <tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr> <tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr> <tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr> </table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		17
			NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE															
		POCO	1	1	N															
	ALGO	1	N	N ²																
MUCHO	N	N ²	N ²																	
DETERIORO DEL MATERIAL	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr> <tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr> <tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr> <tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr> </table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		18	
		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE																
	POCO	1	1	N																
ALGO	1	N	N ²																	
MUCHO	N	N ²	N ²																	

SUB-TOTAL (S)

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños (Continuación)

PUENTES DE CONCRETO

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS					PAG: 4
NOMBRE DEL PUENTE:				VIA:	
ESTADO:				TRAMO:	

ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN	CALIF. DAÑO	N° INDICADOR																
ESTRIBOS	ASENTAMIENTO Y/O ROTACIÓN	<table border="1" style="width: 100%;"><tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr><tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr><tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr><tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr></table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		19
			NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE															
		POCO	1	1	N															
		ALGO	1	N	N ²															
	MUCHO	N	N ²	N ²																
	AGRIETAMIENTO	<table border="1" style="width: 100%;"><tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr><tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr><tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr><tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr></table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		20
			NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE															
		POCO	1	1	N															
		ALGO	1	N	N ²															
	MUCHO	N	N ²	N ²																
	DETERIORO DEL MATERIAL	<table border="1" style="width: 100%;"><tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr><tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr><tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr><tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr></table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		21
			NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE															
POCO		1	1	N																
ALGO		1	N	N ²																
MUCHO	N	N ²	N ²																	
ALETAS O MUROS DE RETORNO	ASENTAMIENTO Y/O ROTACIÓN	<table border="1" style="width: 100%;"><tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr><tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr><tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr><tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr></table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		22
			NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE															
		POCO	1	1	N															
		ALGO	1	N	N ²															
	MUCHO	N	N ²	N ²																
	AGRIETAMIENTO	<table border="1" style="width: 100%;"><tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr><tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr><tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr><tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr></table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		23
			NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE															
		POCO	1	1	N															
		ALGO	1	N	N ²															
	MUCHO	N	N ²	N ²																
	DETERIORO DEL MATERIAL	<table border="1" style="width: 100%;"><tr><td></td><td>NO GRAVE</td><td>MED. GRAVE</td><td>GRAVE</td></tr><tr><td>POCO</td><td>1</td><td>1</td><td>N</td></tr><tr><td>ALGO</td><td>1</td><td>N</td><td>N²</td></tr><tr><td>MUCHO</td><td>N</td><td>N²</td><td>N²</td></tr></table>		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	POCO	1	1	N	ALGO	1	N	N ²	MUCHO	N	N ²	N ²		24
			NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE															
POCO		1	1	N																
ALGO		1	N	N ²																
MUCHO	N	N ²	N ²																	

SUB-TOTAL (S)

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños (Continuación)

PUENTES DE CONCRETO

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS					PAG: 5
NOMBRE DEL PUENTE:			VIA:		
ESTADO:			TRAMO:		

ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN	CALIF. DAÑO	N° INDICADOR		
HIDRÁULICA EN SITIO DE PUENTE	SOCACAVACIÓN GENERAL: FONDO Y MARGEN		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	25
		POCO	1	1	N	
		ALGO	1	N	N ²	
		MUCHO	N	N ²	N ²	
	SOCACAVACIÓN LOCAL: PILAS Y ESTRIBOS		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	26
		POCO	1	1	N	
		ALGO	1	N	N ²	
		MUCHO	N	N ²	N ²	
	CURVATURA DEL RÍO EN SITIO DE PUENTE		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	27
		POCO	1	1	N	
		ALGO	1	N	N	
		MUCHO	N	N	N	
	INCIDENCIA DEL FLUJO EN PILAS Y ESTRIBOS		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	28
		POCO	1	1	N	
		ALGO	1	N	N	
		MUCHO	N	N	N	
	ARRASTRE Y DISPOSICIÓN DE SEDIMENTOS		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE	29
		POCO	1	1	N	
		ALGO	1	N	N	
		MUCHO	N	N	N	
SUB-TOTAL (S)						

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños (Continuación)

PUENTES DE CONCRETO

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS		PAG: 6
NOMBRE DEL PUENTE:		VIA:
ESTADO:		TRAMO:

ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN				CALIF. DAÑO	N° INDICADOR
ACCESOS	ASENTAMIENTO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		30
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
	DETERIORO		NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		31
		POCO	1	1	N		
		ALGO	1	N	N ²		
		MUCHO	N	N ²	N ²		
			NO GRAVE	MED. GRAVE	GRAVE		
		POCO	1	1	N		

SUB-TOTAL (S)

TOTAL (S)

DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑOS PARA LA FECHA DE EVALUACIÓN: FECHA:
--

N° DE INDICADORES (I) =

N =

S =

Tabla 2. Planilla de Levantamiento de Daños (Continuación)

La primera columna a la izquierda indica el elemento que se está estudiando, la segunda columna el daño, al que se le llama indicador y se denomina con la letra I, y la matriz central la severidad dependiendo de si se encontró poco, algo o mucho daño, y si fue no grave, medianamente grave o muy grave.

Para usar esta planilla en la evaluación de un puente, primero deben identificarse los indicadores que aplican, según los elementos que posee el puente, y los daños que se están evidenciando.

Este número de indicadores permite darle valores de N y N² a las matrices de daños, de la siguiente manera:

$$N = I + 1$$

Al llenar las matrices, se debe hacer el levantamiento de los daños evidenciados, consiguiendo la matriz de cada indicador un valor, el cual se sumará para todos los elementos hasta conseguir el valor de S.

El valor de S indica el índice de daños, en relación a la siguiente fórmula:

$N < S < N^2 - 1$: si S es mayor que N y menor que $N^2 - 1$, el índice de daños es 2; si S es menor que N el índice de daños es igual a 1. Si S es mayor a $N^2 - 1$, entonces el índice de daños será mayor, igual a 3.

Índice de daños = 1 = el puente no requiere reparación

Índice de daños = 2 = el puente requiere reparaciones, pero no urgentes.

Índice de daños = 3 = el puente requiere reparaciones urgentes.

Como complemento de este levantamiento, debe usarse la siguiente planilla para el levantamiento de factores dinámicos a los que está expuesto el puente.

La planilla utilizada, se muestra a continuación:

PLANILLA DE LEVANTAMIENTO Y CALIFICACIÓN DE DAÑOS					PAG: 7		
NOMBRE DEL PUENTE:			VIA:				
ESTADO:			TRAMO:				
FACTORES DINAMICOS DE LA EVALUACION							
ELEMENTO	DAÑO	MATRIZ DE CLASIFICACIÓN			CALIF. DAÑO	N° INDICADOR	
	SOBRECARGAS ACTUANTES	FRECUENCIA DE APLICACIÓN				1	
		BAJA	MEDIA	ALTA			
		N	N ²	N ²			
		MENOS DE 20 AÑOS ENTRE 20 Y 50 AÑOS MAYOR DE 50 AÑOS					
	CARGA / DISEÑO / EDAD	H15	N	N	N ²		2
		H20	1	N	N ²		
		> H20	1	1	N ²		
	AGRESIVIDAD DEL MEDIO	DEBIL 1	MEDIA N	FUERTE N ²		3	
	MANTENIMIENTO	BUENO 1	REGULAR N	MALO N ²		4	
RÉGIMEN FLUVIAL	PLANICIE ALUVIAL 1	TRANSICIÓN N	TORRENCIAL N ²		5		
ACTIVIDAD SÍSMICA	ZONA 0 1	ZONA 1 N	ZONAS 2 Y 3 N ²	ZONA 5 N ²		N	
SUB-TOTAL (S)							
TOTAL (S)							

DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑOS PARA LA FECHA DE EVALUACIÓN:

FECHA:

N° DE INDICADORES (I) = N = I + 1 S =

N² = N³-N =

Tabla 3. Planilla de Determinación del Índice de Daños

En esta se refleja, de manera muy similar a las planillas de matrices de evaluación de daños, los eventos dinámicos que presencia el puente, cuya evaluación da como resultado el índice de severidad de daños en el puente.

En este caso, el índice de severidad se determina de la siguiente forma:

$N^2 < S < N^3 - N$: si S es mayor que N^2 y menor que $N^3 - N$, el índice de severidad es 2; si S es menor que N^2 el índice de severidad es igual a 1. Si S es mayor a $N^3 - N$, entonces el índice de severidad será mayor, igual a 3.

Índice de severidad = 1 = el puente no requiere acciones atenuantes de los eventos

Índice de severidad = 2 = el puente requiere acciones atenuantes de los eventos, pero no urgentes.

Índice de severidad = 3= el puente requiere acciones atenuantes de los eventos urgentes.

3 Evaluación

La evaluación de un puente consta de dos partes, una cualitativa y una cuantitativa. La evaluación cualitativa es aquella que de una manera subjetiva define el estado del puente observando sus elementos y las condiciones en la que estos se encuentren, mientras que en la evaluación cuantitativa se hace la revisión estructural del puente desde el punto de vista de planteamientos numéricos.

3.1 Evaluación Cualitativa

Para la evaluación cualitativa se necesitan los resultados obtenidos de la recopilación de información, inspección visual y levantamiento de daños, para emitir un juicio visual de la situación del puente.

Las planillas empleadas permiten, según los resultados de su uso, determinar el índice de severidad y el índice de daños, lo que permite establecer de una manera bastante empírica, si el puente que se está estudiando requiere acciones inmediatas de reparaciones, según el nivel de daños y severidad de éstos que se determine en el análisis de la información levantada.

3.2 Evaluación Cuantitativa

En la evaluación cuantitativa se propone un procedimiento para el estudio a fondo de la estructura una vez que está sometida a las cargas a las que se encuentra actualmente expuesta, conjugando los criterios establecidos en la norma internacional AASHTO, STÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003, en la guía AASHTO 1989 "GUIDE SPECIFICATIONS FOR STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIDGES, y los efectos sísmicos considerados para Venezuela, extraídos de la norma COVENIN 1756-2001, "EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES"

En el puente en estudio, en su diseño original, se verificará la revisión de las pilas, columnas del puente considerando la geometría y calidad de los materiales originales, las cargas operativas de diseño HS-20+20% + Impacto, y el efecto sísmico con el propósito de medir: desplazamientos de los tableros sobre los apoyos a partir de la desviación de las pilas o columnas en

el momento del sismo, y capacidad resistente de las pilas y columnas ante las cargas actuales de uso y las cargas de sismo.

Para comenzar con la revisión estructural de los puentes en estudio, se debe seguir el siguiente procedimiento:

3.2.1 Determinación de Cargas de servicio, para el estudio de los elementos sismorresistentes

- Cargas Muertas/Peso propio:

- Sobrecargas permanentes: Losas, Vigas, Asfalto, Defensa, Acera

- Cargas Vivas:

- Camión HS-20+20% + impacto

3.2.2 Determinación de Amenaza Sísmica:

Es necesario determinar la amenaza sísmica a la que está sometido el puente, a partir de la evaluación sísmica de los elementos resistentes a sismo en el puente, tales como pilas y columnas.

Para esto primeramente se desarrollan los espectros de diseño del puente, según el procedimiento establecido en la Norma COVENIN 1756-2001 y la Norma ASSHTO 2003, y se corrige según el nivel de diseño presente en la estructura existente, y el nivel de diseño esperado para el puente cuyos elementos sismorresistentes serán rehabilitados. Para la determinación del nivel de diseño presente y el esperado se usa como referencia lo establecido en COVENIN 1756-2001, TABLAS C.12.1 Y C-12.2.

A partir de esta referencia, se ha planteado una tabla propia para este tipo de sistemas estructurales a evaluar, la cual indica, según el año en el que fue construido en puente y las regulaciones sísmicas para la época, el nivel de diseño sísmico presente sugerido en este manual.

Niveles de Diseño Presentes en Obras Construidas en Zonas Sísmicas, en el lapso Señalado	Año de Construcción del puente en estudio	Norma	Consideración Sísmica	Detallado del elemento sismorresistente	Nivel de Diseño Presente en la Estructura Existente
	Hasta 1955	MOP 45	No existe regulación Sísmica Establecida	Empalme de las barras verticales de las columnas en la base del elemento	1
	Hasta 1967	MOP 55	No existe regulación Sísmica Establecida	Empalme de las barras verticales de las columnas en la base del elemento	1
	Hasta 1969	MOP 67	No existe regulación Sísmica Establecida	Empalme de las barras verticales de las columnas en la base del elemento	1
	Hasta 1974	AASHTO 69	Se establece la regulación sísmica como un porcentaje de incremento de la carga muerta, hasta un 6%	Empalme de las barras verticales de las columnas en la base del elemento	2
	Hasta 1977	AASHTO 74	Se establece la regulación sísmica como un porcentaje de incremento de la carga muerta, hasta un 6%	Empalme de las barras verticales de las columnas en la base del elemento	2
	Hasta 1983	AASHTO 77	Se establece la regulación sísmica como un porcentaje de incremento de la carga muerta, hasta un 10%. Se incorpora el método estático equivalente, y las condiciones del suelo	Empalme de las barras verticales de las columnas en la base del elemento	2
	Hasta 1989	AASHTO 83	Se establece la regulación sísmica como un porcentaje de incremento de la carga muerta, hasta un 10%. Se incorpora el método estático equivalente, y las condiciones del suelo.	Empalme de las barras verticales de las columnas en la base del elemento	3
	1989 hasta la actualidad	AASHTO 89	Se establece la regulación sísmica como un porcentaje de incremento de la carga muerta, hasta un 10%. Se incorpora el método estático equivalente, y las condiciones del suelo.	Empalme de las barras verticales de las columnas en la zona central del elemento.	3

Tabla 4. Selección del Nivel de Diseño de la Estructura Existente

Con esta tabla sugerida es posible catalogar a los puentes existentes a evaluar, su condición de diseño, y establecer entonces la corrección que debe hacerse al factor de modificación de respuesta correspondiente al tipo de estructura.

Nivel de Diseño Presente en la Estructura Existente	% de Corrección del Factor de Reducción de Respuesta R
1	0,20
2	0,40
3	1,00

Tabla 5. Corrección de R

A partir de este factor de reducción de respuesta se hace posible determinar la amenaza sísmica del puente, a partir del espectro de respuesta sísmica, los cuales deben ser estimados por el procedimiento nacional COVENIN e internacional AASHTO.

- Espectro de Respuesta Sísmica, como resultado del procedimiento AASHTO y COVENIN

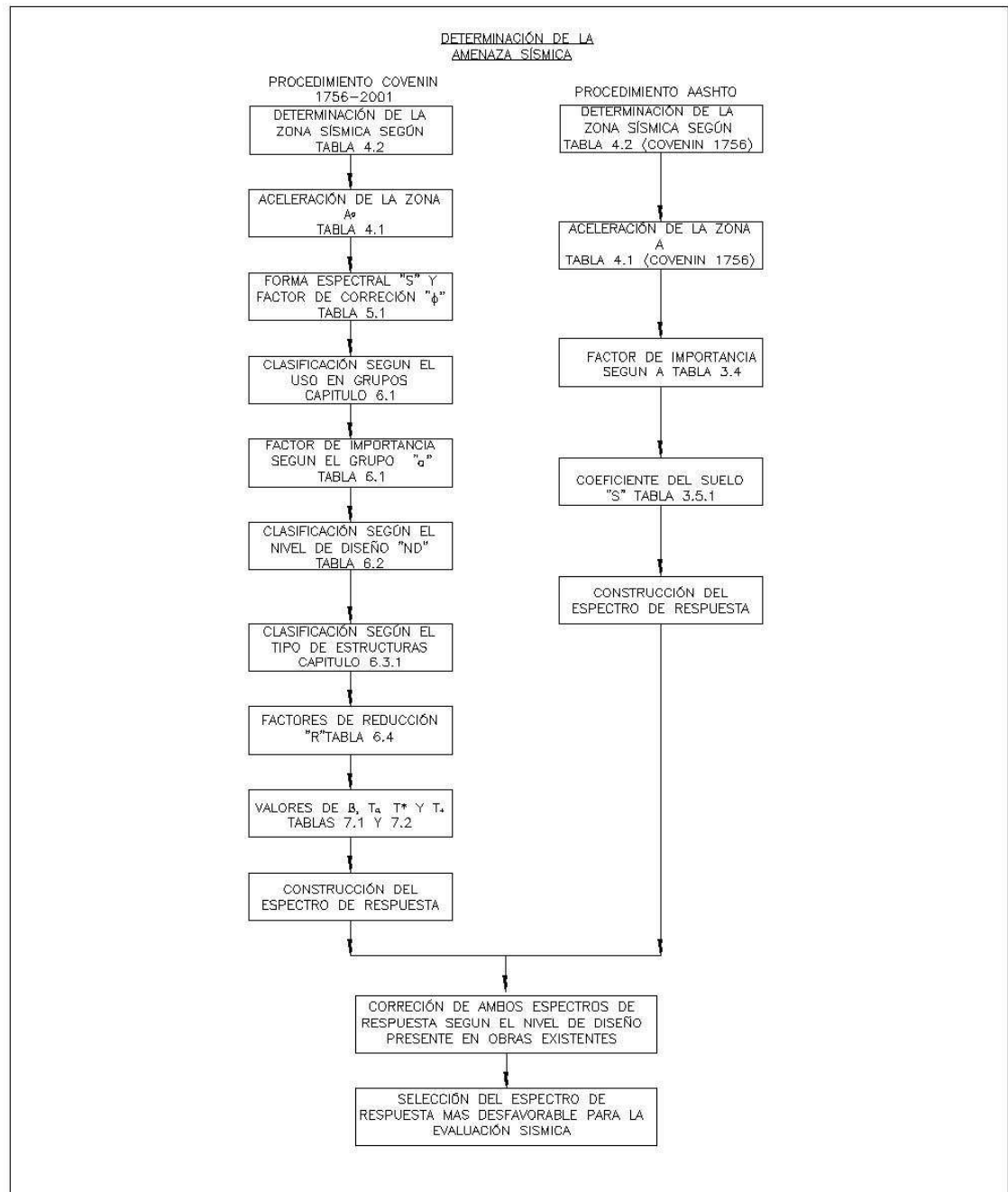


Gráfico 2. Diagrama de Flujo 1: Determinación de la Amenaza Sísmica

3.2.3 Determinación de Categoría Sísmica:

Se aplicará a las pilas, el espectro de diseño que resulte mas desfavorable, aplicando el procedimiento de la norma AASHTO 2003 respectivo para la categoría sísmica del puente. (AASHTO TABLA 4.2.A)

Con este espectro, se determinan las fuerzas modificadas por la acción del sismo a la que son expuestas las pilas, columnas y fundaciones siguiendo los procedimientos especificados según la categoría sísmica del puente.

Para este manual el procedimiento sugerido a seguir para evaluar la resistencia y rigidez del sistema es el Método Estático Equivalente (Procedimiento 2), por suministrar una evaluación del sismo en dos direcciones sobre las pilas.

3.2.4 Cálculo de la Rigidez de la Pila

- Cálculo de la deflexión por Sismo Longitudinal
- Cálculo de la deflexión por Sismo Transversal

3.2.5. Calculo de la carga debida al sismo transversal y Cálculo del Período de Oscilación

- Calculo del desplazamiento estático longitudinal VS con $P = 1$
- Cálculo de los factores para Modo Simple α , β , γ
- Cálculo del Período de Oscilación: Es importante que se considere el espectro de respuesta dominante entre el procedimiento ASSHTO y COVENIN; considerando su corrección por ser estructura existente.

- Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica elástica
- Cálculo de la carga sísmica estática equivalente
- Cálculo de la Fuerza Sísmica transversal actuando en la Pila

3.2.6. Cálculo de la Carga debida al sismo longitudinal

- Cálculo del desplazamiento estático transversal V_s con $P = 1$
- Cálculo de los factores para modo simple α , β , γ
- Cálculo del Periodo de Oscilación: Es importante que se considere el espectro de respuesta dominante entre el procedimiento AASHTO y COVENIN; considerando su corrección por ser estructura existente.
- Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica elástica
- Cálculo de la carga sísmica estática equivalente
- Cálculo de la Fuerza Longitudinal actuando en la Pila

El procedimiento acá planteado, establecido en la Norma AASHTO, puede simplificarse para los puentes de tablero superior y simplemente apoyados, que son objeto de este manual.

Esta simplificación establece que los tableros, en ambas direcciones son diafragmas rígidos, por lo que se acepta que las vigas y tableros no serán capaces de aceptar deformaciones, por lo que los únicos elementos sometidos a flexión debido a las cargas sísmicas son las pilas. Esta simplificación permite que la rigidez a considerar sea únicamente la rigidez

de una pila, por lo que el sismo en ambas direcciones provoca una carga y un momento de valores iguales sobre la pila

3.2.7 Resumen de las cargas sísmicas actuando en la Pila

A partir de las combinaciones sísmicas:

- Caso N°1: $1x S.L + 0,3.xS.T$

- Caso N°2: $0,30x S.L + 1.xS.T$

Se determina el momento por sismo aplicado en la pila, y el incremento de fuerza axial en la pila, producido por el efecto del sismo.

- Verificación de la Rigidez del Sistema y Estimación de las Cargas Sísmicas

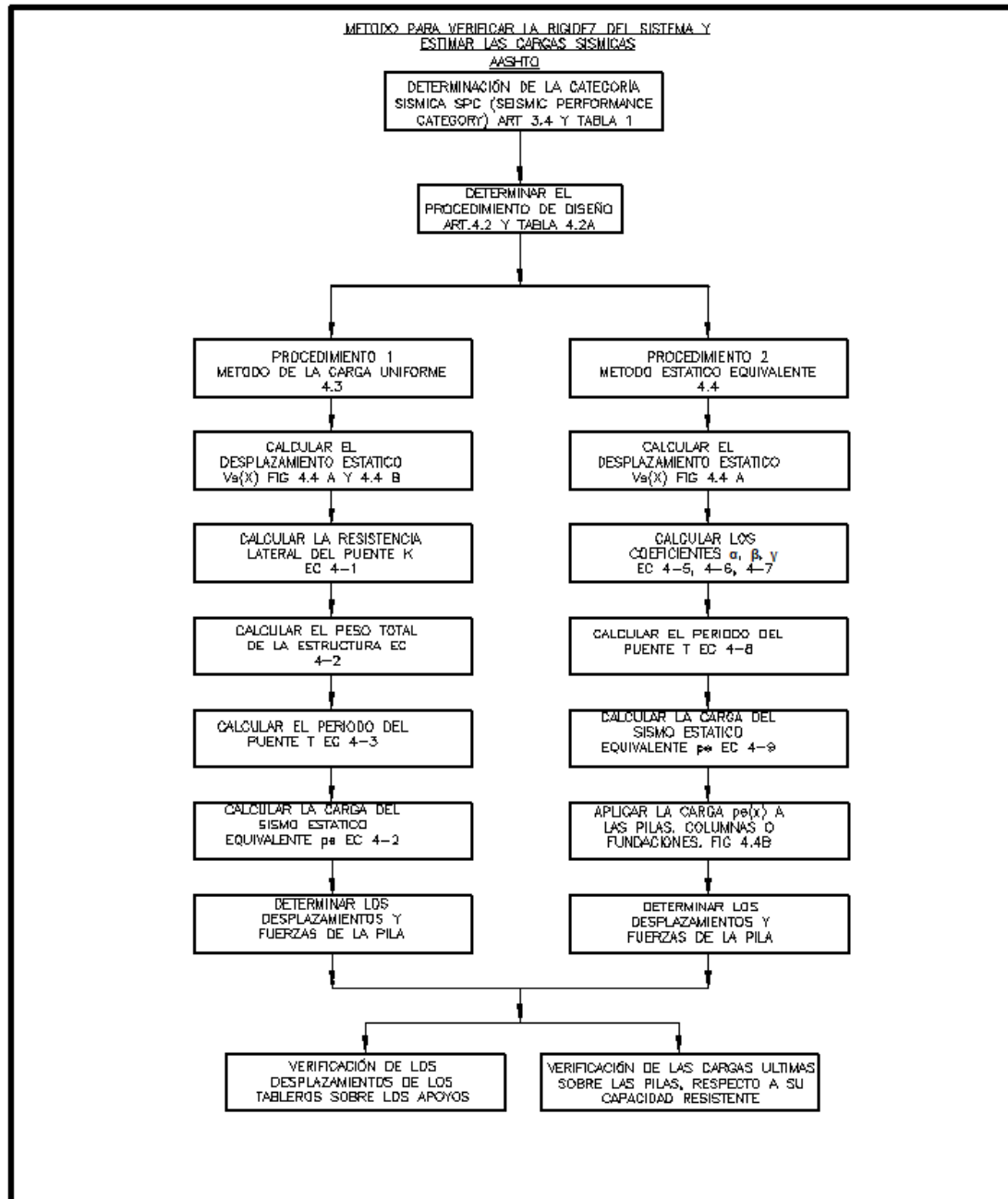


Gráfico 3. Diagrama de Flujo 2: Verificación de Resistencia y Rigidez

3.2.8 Cálculo de las Fuerzas por Carga de Servicio y Sismo:

Se determinan los momentos y fuerzas axiales sobre las pilas a partir de las cargas de peso propio de la estructura y carga viva, y se determinan las cargas últimas mayoradas aplicadas a las pilas, según sismo, carga muerta y carga viva.

3.2.9 Verificación del Efecto P-Δ:

Se hace necesario verificar el efecto P-delta en las pilas del puente, por ser éstas las que pueden sufrir efectos de esbeltez.

Para esto se determina el valor de Q el cual debe cumplir la siguiente condición:

$$Q = \frac{P_p \Delta_{ei}}{St.L.} < 5\%$$

Se compara con lo establecido en la FONDONORMA 1753-2006, sección 10.6, donde se explican como deben corregirse los momentos por estos efectos.

En dicha norma se consigue la ecuación de la siguiente manera:

$$Q = \frac{N_u \Delta_o}{V_u.L_c} < 5\%$$

Este valor de 5% se ve incrementado a 8%, cuando se incorporan los efectos sísmicos sobre la pila evaluada, que es el caso que acá se desarrolla.

El procedimiento a seguir según dicha sección se muestra en las tablas anexas al final de este documento.

Si esta condición se cumple no deben corregirse las fuerzas sobre el elemento en evaluación.

En caso de que las pilas estén afectadas por esbeltez, deben corregirse las cargas que llegan al elemento, mediante el procedimiento indicado en FONDONORMA 1753-2006, sección 10.6.

- Verificación de Efecto P- Δ :

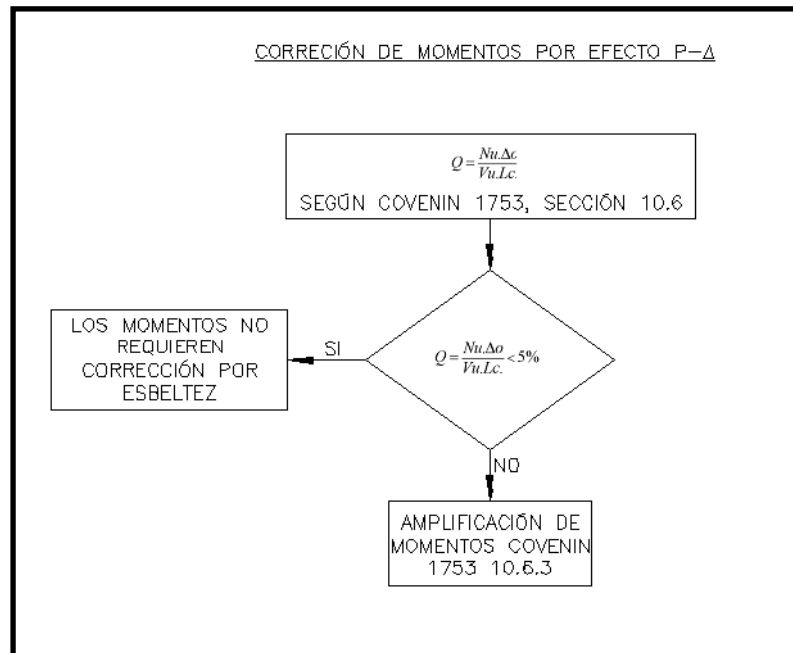


Gráfico 4. Diagrama de Flujo 3: Efecto P – Delta

3.2.10 Verificación de la Capacidad Resistente de la Pila:

Debe construirse el diagrama de interacción de la columna que se esté estudiando, considerando su geometría y materiales con lo que esta construida, para determinar su momento y fuerza axial resistente, y corregirse considerando los factores de minoración de la resistencia teórica, según lo

establecido en la norma FONDONORMA1753-2006 (TABLA 9.4. FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEORICA).

Este nuevo diagrama de interacción debe corregirse nuevamente por el coeficiente de condición del puente ϕ , ya que esta curva corregida será la capacidad real del elemento.

Las fuerzas ultimas aplicadas en la pila, obtenidas en la sección 3.2.8 se plotean en el diagrama de interacción corregido de la pila, y si este punto esta contenido dentro de la curva, la pila es resistente a las fuerzas aplicadas, y si queda fuera de la curva, requiere reforzamiento o rigidizadores de la estructura.

- Verificación de la sección resistente de la pila

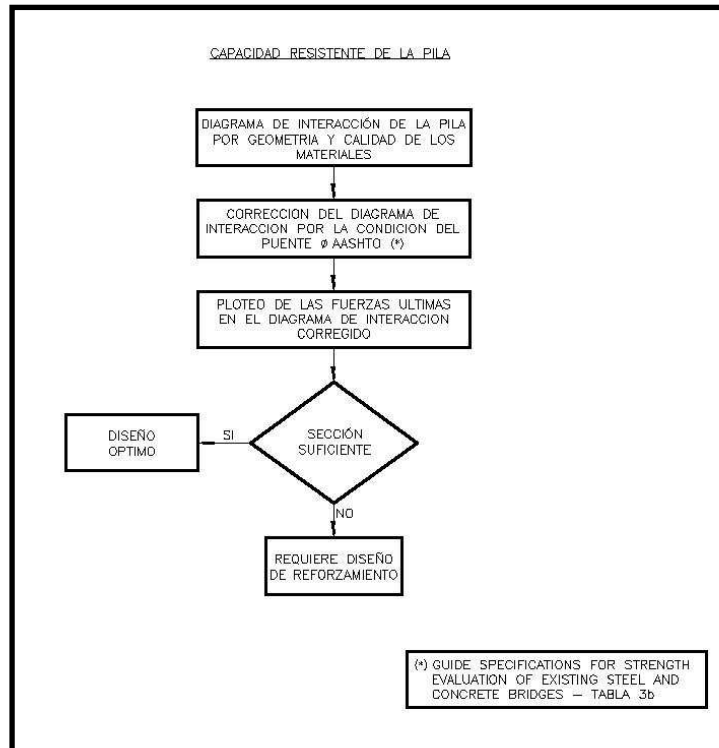


Gráfico 5. Diagrama de Flujo 4: Verificación Capacidad Resistente de la Pila

3.2.11 Verificación del desplazamiento en los soportes de apoyos

En este momento se hace posible verificar los desplazamientos de las pilas y el consecuente desplazamiento de los tableros sobre los apoyos, para determinar si la estructura tiene el soporte suficiente.

Para esto se usa el procedimiento establecido en la Norma AASHTO según la categoría sísmica del puente, en las secciones 7.3, 6.3 y 5.3. de la sección de diseño sísmico.

3.2.12 Verificación del Factor Rating, a factor de desempeño

Se debe hacer la verificación del Factor de Desempeño: (Factor de Rating $FR \geq 1$ (según Guide Specifications for Strength Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges) :

$$\phi Rn = \gamma_D \cdot D + \gamma_L \cdot L \cdot (RF) \cdot (1 + I)$$

ϕRn = Resistencia nominal de la sección en estado límite de agotamiento.

$\gamma_D \cdot D$ = Demanda, Carga permanente en Agotamiento

$\gamma_L \cdot L$ = Demanda Carga de uso en Agotamiento

Donde, el Factor de Rating debe ser mayor o igual que 1

$$RF = \frac{\phi Rn - \gamma_D \cdot D}{\gamma_L \cdot L \cdot (1 + I)} \geq 1$$

Este factor de desempeño se apoya en el coeficiente Φ (tabla 3b de la la Guide Specifications for Strength Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges) el cual determina el factor de resistencia del puente según la evaluación de la condición de la superestructura, el mantenimiento y la inspección, sobre la sollicitación nominal evaluada en el puente.

Para completar los coeficientes de demanda en carga viva y carga muerta, se puede usar la tabla (3a) de la Guide Specifications for Strength Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges.

- Revisión del Desempeño del puente:

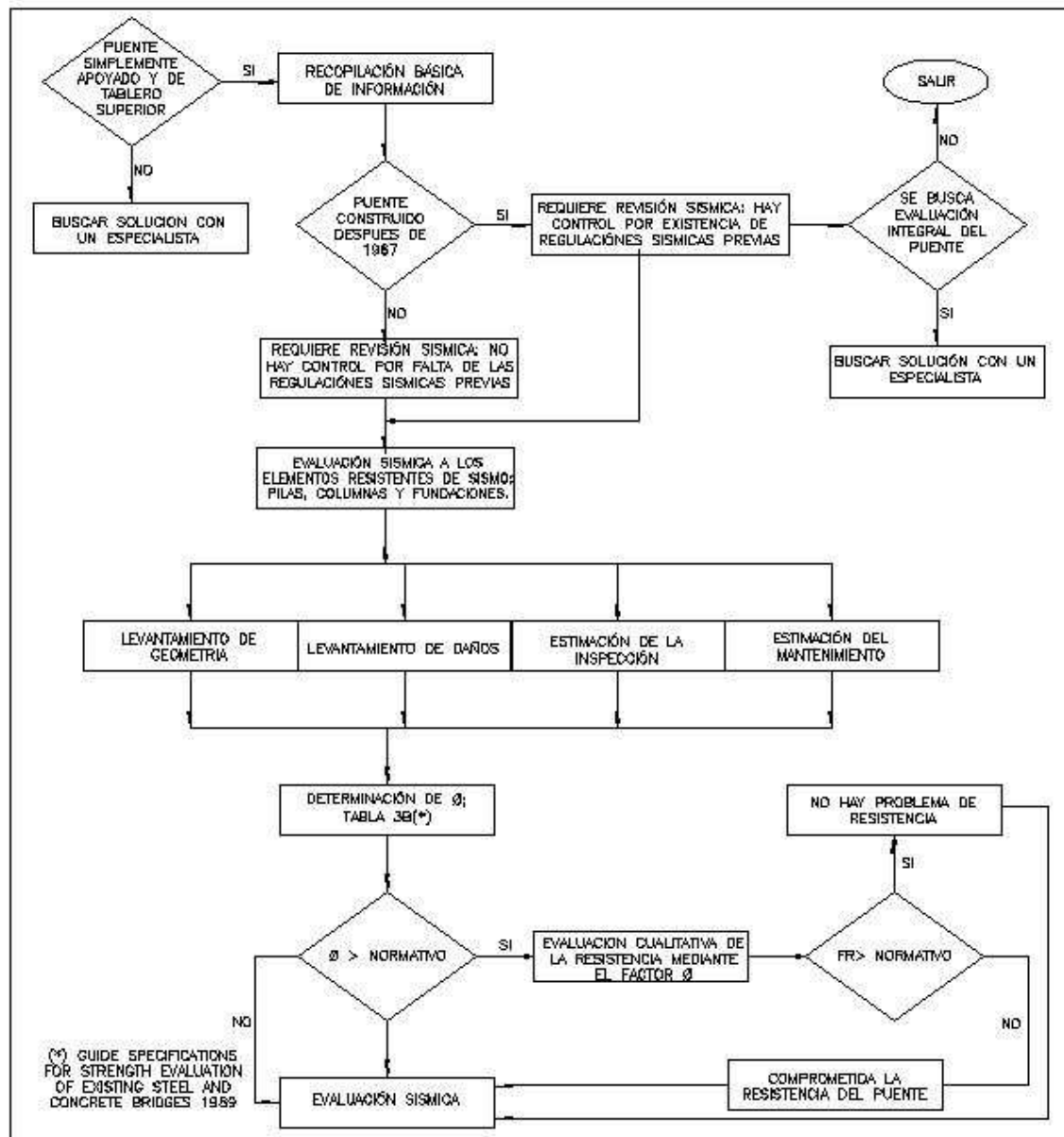


Gráfico 6. Diagrama de Flujo 5: Revisión de Desempeño del Puente

Para culminar la evaluación del puente, es necesario revisar el detallado de las pilas, bien sea con la revisión de los planos de despiece de la columna o

infiriendo, a partir de su año de construcción y con el uso de la Tabla 4 de este manual (Selección del Nivel de Diseño de la Estructura Existente) el detallado presente.

En la normativa sísmica vigente se considera que el detallado apropiado sismoresistente consiste en empalmes fuera de la base del elemento (columna), (ver anexo 1). Esta condición ha aparecido a partir del año 1989 y debe ser verificada para todos los puentes ya que, de no presentar este detallado, debe reforzarse las bases de las pilas para favorecer el confinamiento.

El procedimiento que debe seguirse, y las verificaciones que deben tomarse en cuenta para constatar que se está haciendo la completa evaluación de respuesta sísmica del puente, se ven resumidas en los siguientes flujogramas:

- Parámetros a Verificar en la Evaluación Sísmica

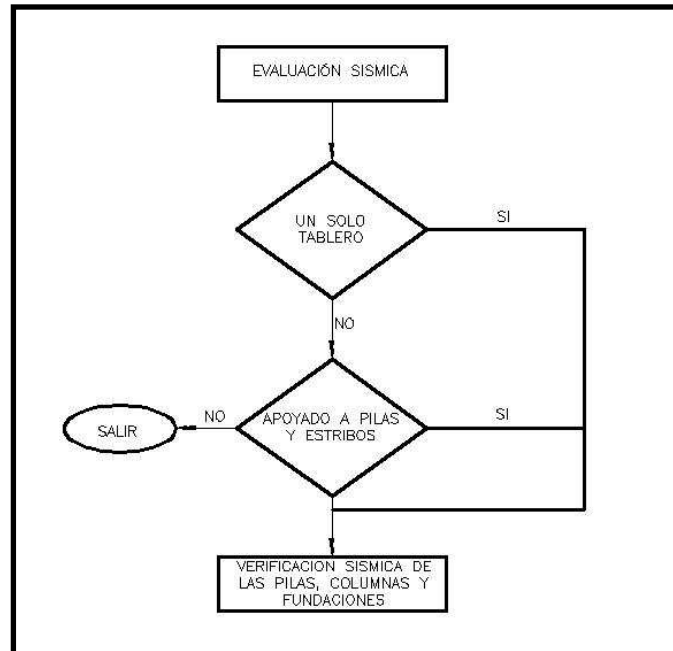


Gráfico 7. Diagrama de Flujo 6: Evaluación Sísmica

Verificación de desplazamientos máximos permitidos y Resistencia Estructural Sísmica

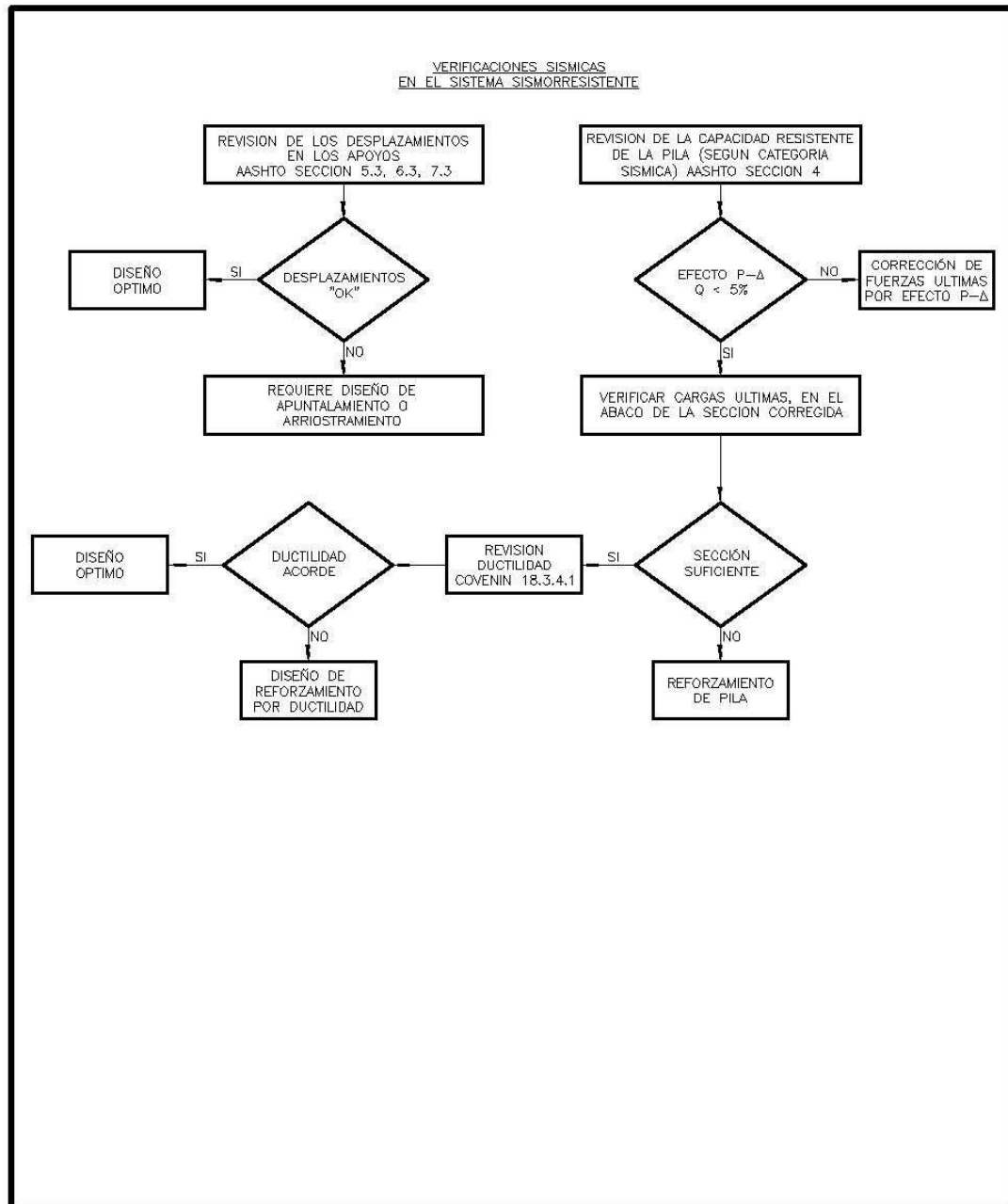


Gráfico 8. Diagrama de Flujo 7: Verificaciones Sísmicas en el Sistema Sismorresistente

3.2.13 Diseño de Miembros:

Las fuerzas ultimas ploteadas sobre el diagrama de interacción corregido de la columna permitirá verificar si la sección resistente existente es suficiente para soportar las cargas sísmicas, o si requiere de un reforzamiento, o incremento de sección.

Si la sección resistente no es suficiente, deberá detallarse un incremento de sección que permita generar en la pila o columna un momento resistente mayor capaz de soportar las cargas reales a las que se verá expuesta en el caso de un evento sísmico.

Aun sea la sección suficiente, pero el detallado presente no sea sismorresistente, deberá detallarse un reforzamiento externo para garantizar el confinamiento.

4 Diagnóstico y Proyecto de Rehabilitación

Luego de culminar la evaluación cualitativa y cuantitativa del puente en estudio se hace posible la evaluación del estado real de los elementos sismorresistentes de la estructura.

La evaluación realizada permite verificar los elementos que se encuentran por debajo de la capacidad resistente a las acciones sísmicas a las que pueden verse expuestas según la amenaza sísmica cuyo contexto se encuentren envueltas.

Posterior a esta evaluación es posible, a partir del diagnóstico y tipo de daños evidenciado y de los resultados resistentes de los elementos, proponer acciones de reparación que prometan extender la vida y seguridad de la estructura y sus usuarios.

Para esto se muestra una matriz que contempla el diagnóstico del puente y arroja las posibles intervenciones que se le pueden hacer al puente de una manera conceptual para rehabilitarlo y mantenerlo, listando una propuesta de acciones y reparaciones que pueden ser aplicadas.

APLICACION A ELEMENTOS SISMORESISTENTES

		DAÑOS	CAUSAS	POSIBLES SOLUCIONES
FACTORES ESTATICOS	AGENTES AMBIENTALES	Desagregación del concreto	- Presencia de agentes químicos como Ácidos, Sulfatos o Anhídrido Carbónico Atmosférico que penetran en la superficie del concreto y van destruyendo la pasta de concreto, por un efecto de oxidación del concreto.	1. Extraer el Material afectado hasta conseguir concreto sano, mediante el uso de un escarificador mecánico o manual. 2. Limpiar la superficie sana para verificar que no queden fragmentos desprendibles, sales, grasas, polvo, para garantizar la adherencia al elemento, del material nuevo a insertar. 3. Colocar sobre la superficie escarificada una capa del epóxico, el cual garantizará la adherencia del concreto viejo con el nuevo. 4. Sustituir el concreto removido por un mortero de alto contenido de cemento, y resistencia superior a la del elemento original.
		Agrietamiento del concreto	-Retracción del concreto al momento de su fraguado.	- Si las grietas son de menor dimensión, y no se encuentran activas pueden inyectarse resinas epóxicas o acrílicas dentro de la grieta. - Si las grietas se encuentran activas, pueden usarse sellos elastoméricos, para proteger la grieta y evitar el ingreso de agua y agentes externos hasta las barras de acero. - En caso de que la grieta sea de gran tamaño, y haya ocasionado pérdida de concreto, debe seguirse el siguiente procedimiento: 1. Extraer el Material afectado hasta conseguir concreto sano, mediante el uso de un escarificador mecánico o manual. 2. Limpiar la superficial sana para verificar que no queden fragmentos desprendibles, sales, grasas, polvo, para garantizar la adherencia al elemento, del material nuevo a insertar. 3. Colocar sobre la superficie escarificada una capa del epóxico, el cual garantizará la adherencia del concreto viejo con el nuevo. 4. Sustituir el concreto removido por un mortero de alto contenido de cemento, y resistencia superior a la del elemento original.
			- Corrosión del acero de refuerzo, el cual aumenta el volumen ocupado por el acero de refuerzo, provocando la grieta.	1. Extraer el concreto en el área afectada hasta conseguir el acero sano, es decir donde no se haya iniciado el proceso de oxidación, mediante el uso de un escarificador mecánico o manual. 2. Si la pérdida de sección del acero supera el 15% al 25% de pérdida de sección original, debe removerse la barra de acero, y sustituirla por otra de igual diámetro de la barra original, soldándola o solapándola con las existentes en el concreto. 3. Si la pérdida de sección del acero es inferior al 15%, se procede a limpiar el acero afectado con chorros de arena o cepillos metálicos, y aplicar sobre el acero limpio algún pasivador de corrosión. 4. Limpiar la superficial sana para verificar que no queden fragmentos desprendibles, sales, grasas, polvo, para garantizar la adherencia al elemento, del material nuevo a insertar. 5. Colocar sobre la superficie de concreto escarificada una capa del epóxido, el cual garantizará la adherencia del concreto viejo con el nuevo. 6. Sustituir el concreto removido por un mortero de alto contenido de cemento, y resistencia superior a la del elemento original.
		Corrosión del Acero de Refuerzo	-Oxidación de las Barras de refuerzo por entrada de agentes agresores a través de grietas en el concreto	1. Extraer el concreto en el área afectada hasta conseguir el acero sano, es decir donde no se haya iniciado el proceso de oxidación, mediante el uso de un escarificador mecánico o manual. 2. Si la pérdida de sección del acero supera el 15% al 25% de pérdida de sección original, debe removerse la barra de acero, y sustituirla por otra de igual diámetro de la barra original, soldándola o solapándola con las existentes en el concreto. 3. Si la pérdida de sección del acero es inferior al 15%, se procede a limpiar el acero afectado con chorros de arena o cepillos metálicos, y aplicar sobre el acero limpio algún pasivador de corrosión. 4. Limpiar la superficial sana para verificar que no queden fragmentos desprendibles, sales, grasas, polvo, para garantizar la adherencia al elemento, del material nuevo a insertar. 5. Colocar sobre la superficie de concreto escarificada una capa del epóxido, el cual garantizará la adherencia del concreto viejo con el nuevo. 6. Sustituir el concreto removido por un mortero de alto contenido de cemento, y resistencia superior a la del elemento original.
		Eflorescencia en el concreto	- Precipitación de Sales contenidas en el Agua de preparación de la mezcla, o de origen externo, infiltradas en el concreto, o hubo falta de evaluación química del agua de la mezcla, para regular el ph de la misma.	1. Extraer el Material afectado hasta conseguir concreto sano, mediante el uso de un escarificador mecánico o manual. 2. Limpiar la superficie sana para verificar que no queden fragmentos desprendibles, sales, grasas, polvo, para garantizar la adherencia al elemento, del material nuevo a insertar. 3. Colocar sobre la superficie escarificada una capa del epóxico, el cual garantizará la adherencia del concreto viejo con el nuevo. 4. Sustituir el concreto removido por un mortero de alto contenido de cemento, y resistencia superior a la del elemento original.
		Desgaste o Abrasión en el concreto	- Efectos de agua	1. Extraer el Material afectado hasta conseguir concreto sano, mediante el uso de un escarificador mecánico o manual. 2. Limpiar la superficie sana para verificar que no queden fragmentos desprendibles, sales, grasas, polvo, para garantizar la adherencia al elemento, del material nuevo a insertar. 3. Colocar sobre la superficie escarificada una capa del epóxico, el cual garantizará la adherencia del concreto viejo con el nuevo. 4. Sustituir el concreto removido por un mortero de alto contenido de cemento, y resistencia superior a la del elemento original.
			- Ráfagas DE viento con Arenas.	

FACTORES DINAMICOS		Desprendimiento de Concreto	- Corrosión del Acero de Refuerzo.	1. Extraer el concreto en el área afectada hasta conseguir el acero sano, es decir donde no se haya iniciado el proceso de oxidación, mediante el uso de un escarificador mecánico o manual. 2. Si la pérdida de sección del acero supera el 15% al 25% de pérdida de sección original, debe removerse la barra de acero, y sustituirla por otra de igual diámetro de la barra original, soldándola o solapándola con las existentes en el concreto. 3. Si la pérdida de sección del acero es inferior al 15%, se procede a limpiar el acero afectado con chorros de arena o cepillos metálicos, y aplicar sobre el acero limpio algún pasivador de corrosión. 4. Limpiar la superficial sana para verificar que no queden fragmentos desprendibles, sales, grasas, polvo, para garantizar la adherencia al elemento, del material nuevo a insertar. 5. Colocar sobre la superficie de concreto escarificada una capa del epóxido, el cual garantizará la adherencia del concreto viejo con el nuevo. 6. Sustituir el concreto removido por un mortero de alto contenido de cemento, y resistencia superior a la del elemento original.
			- Impacto de Objetos o Vehículos.	1. Extraer el Material afectado hasta conseguir concreto sano, mediante el uso de un escarificador mecánico o manual. 2. Limpiar la superficie sana para verificar que no queden fragmentos desprendibles, sales, grasas, polvo, para garantizar la adherencia al elemento, del material nuevo a insertar. 3. Colocar sobre la superficie escarificada una capa del epóxico, el cual garantizará la adherencia del concreto viejo con el nuevo. 4. Sustituir el concreto removido por un mortero de alto contenido de cemento, y resistencia superior a la del elemento original.
	CARGAS DE USO	Agrietamiento o desprendimientos de concreto	- Sobrecargas	1. Extraer el Material afectado hasta conseguir concreto sano, mediante el uso de un escarificador mecánico o manual. 2. Limpiar la superficie sana para verificar que no queden fragmentos desprendibles, sales, grasas, polvo, para garantizar la adherencia al elemento, del material nuevo a insertar. 3. Colocar sobre la superficie escarificada una capa del epóxico, el cual garantizará la adherencia del concreto viejo con el nuevo. 4. Sustituir el concreto removido por un mortero de alto contenido de cemento, y resistencia superior a la del elemento original. 5. Control de Carga luego de la reparación.
		Deflexiones laterales	- Sobrecargas	- Apuntalamientos en el plano de la deflexión. Para la evaluación de su colocación se hace necesaria la evaluación de un especialista. . Reforzamiento de las pilas, mediante el crecimiento de la sección resistente, para evitar futuros daños similares.
		Pérdidas de Rigidez en el plano resistente sísmico	- Sobrecargas	- Apuntalamientos: requieren de la evaluación de un especialista. - Reforzamiento de las pilas, mediante el crecimiento de la sección resistente, para evitar futuros daños similares.
	CARGAS SÍSMICAS	Vibración del puente	- Fuerzas Leves Sísmicas	- Colocación de Rigidizadores del puente que limiten las vibraciones por sismo.
		Desplazamiento de tableros	- Fuerzas Moderadas Sísmicas	- Evaluar la vulnerabilidad del sistema en condiciones post sismo, para evitar daños a usuarios. - Colocación de apuntalamientos que permitan devolver el desplazamiento del tablero a su sitio original y resistir las fuerzas sísmicas. - Colocación de tacos sísmicos que amarren los tableros y minimicen el desplazamiento de éstos.
		Desplazamiento de Estribos	- Fuerzas Moderadas Sísmicas	- Evaluar la vulnerabilidad del sistema en condiciones post sismo, para evitar daños a usuarios.
		Desprendimiento de Concreto	- Fuerzas Moderadas Sísmicas	- Si hay perdida de concreto deben seguirse los siguientes pasos: 1. Extraer el Material afectado hasta conseguir concreto sano, mediante el uso de un escarificador mecánico o manual. 2. Limpiar la superficie sana para verificar que no queden fragmentos desprendibles, sales, grasas, polvo, para garantizar la adherencia al elemento, del material nuevo a insertar. 3. Colocar sobre la superficie escarificada una capa del epóxico, el cual garantizará la adherencia del concreto viejo con el nuevo. 4. Sustituir el concreto removido por un mortero de alto contenido de cemento, y resistencia superior a la del elemento original. 5. Reforzamiento de las pilas, mediante el crecimiento de la sección resistente, para evitar futuros daños similares.
		Detallado Inadecuado	- Fuerzas Sísmicas mal estimadas	1. Reforzamiento en la base de las pilas, mediante camisas externas de acero, para favorecer el confinamiento.
		Formación de Rótulas Plásticas	- Fuerzas Moderadas Sísmicas.	1. Reforzamiento de las pilas, mediante el crecimiento de la sección resistente. 2. Arriostramiento de los pórticos de la estructura.
		Falla de la Pila	- Fuerzas destructivas sísmicas	- Evaluar la Posibilidad de demoler o restituir el puente. -Generar un proyecto que permita su demolición o rehabilitación. - Elaborar el proyecto de un puente nuevo.

Tabla 6. Matriz Selección de Reparación

La selección de acciones a seguir según los daños y resultados de la evaluación va a depender del cruce de daños y acciones rehabilitantes, de la disponibilidad de tiempo y espacio para realizar ciertos tipos de actividades, de la importancia de la estructura y de la posibilidad de estudios futuros que puedan llevarse a cabo.

Si existen daños producidos por factores ambientales y el estudio cuantitativo arroja que la estructura es aun resistente a las acciones sísmicas a las que pueda verse enfrentada, de igual forma deben corregirse los daños como una acción de mantenimiento, ya que si estos daños son ignorados, su evolución puede inducir a mediano y corto plazo la disminución de la capacidad resistente de las pilas.

CAPITULO V

ESTUDIO DE CASO

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PUENTE ARMADILLO I-EDO BARINAS

Aplicación del Manual. Cada punto de revisión de denomina como la sección del manual que se está aplicando.

1. Generales

1.5 Estimación de los posibles mecanismos de Falla:

Se trata de un sistema aporticado simple, cuyo punto propenso a falla son las pilas, en su parte superior e inferior, donde se producen los momentos máximos por sismo y cargas de servicio.

2. Levantamiento de Información del Puente a Estudiar:

2.1 Información General:

Se presenta la planilla resumen de la información general y básica localizada para el puente desglosado en este estudio:

Levantamiento	
Información General	
Información a Recopilar	Puente Armadillo I
Memoria del Calculo del Puente (cargas consideradas en el diseño)	No fue localizada
Planos originales del diseño del puente	No fueron localizados los planos originales, pero en las oficinas del antiguo MTC se encontró un documento del contrato del puente que reflejaba la geometría de éste, y su año de construcción, 1990
Planos como construidos	No fueron localizados
Estudios de suelo del área actualizados	No fueron localizados
Cargas soportadas actualmente por el puente	No fueron localizados
Ensayos de laboratorio realizados a los elementos estructurales del puente	No fueron localizados
Proyectos y acciones de rehabilitación ejecutados sobre el puente	No hubo reparaciones
Planos de reparaciones realizadas al puente	No hubo reparaciones

Se puede evidenciar que mucha de la información necesaria para la posterior evaluación del puente no pudo ser conseguida, por haber sido esta estructura ejecutada hace mucho tiempo y por no haberse tenido entes responsabilizados por el resguardo y cuidado de este tipo de información.

Sin embargo, otras búsquedas permitieron reconocer ciertas características geométricas y de los materiales como fue el caso del documento del inventario preliminar del puente según el numero del contrato de ejecución de éste localizado en las antiguas oficinas del MTC, de donde se pudo extraer la geometría de los elementos del puente, y la calidad de sus materiales, los cuales se listan a continuación:

2.2 Caracterización de los Materiales

Resistencia de Fabricación de los Materiales Constitutivos de los Elementos Estructurales del Puente Armadillo I	
Material	Resistencia
Concreto de Losas, columnas y rigidizador	250 kg/cm ²
Concreto de las vigas postensadas	450 kg/cm ²
Acero de losas, rigidizadores y columnas	4200kg/cm ²
Acero especial de vigas postensadas	18980 kg/cm ²

Tabla 7. Resumen Calidad de los Materiales

Adicional a este contrato también se pudo localizar un catálogo de vigas prefabricadas que permitió a partir de la geometría identificable de las vigas, determinar el contenido de acero dentro de ellas.

La geometría de los elementos del puente, se muestra en los siguientes detalles:

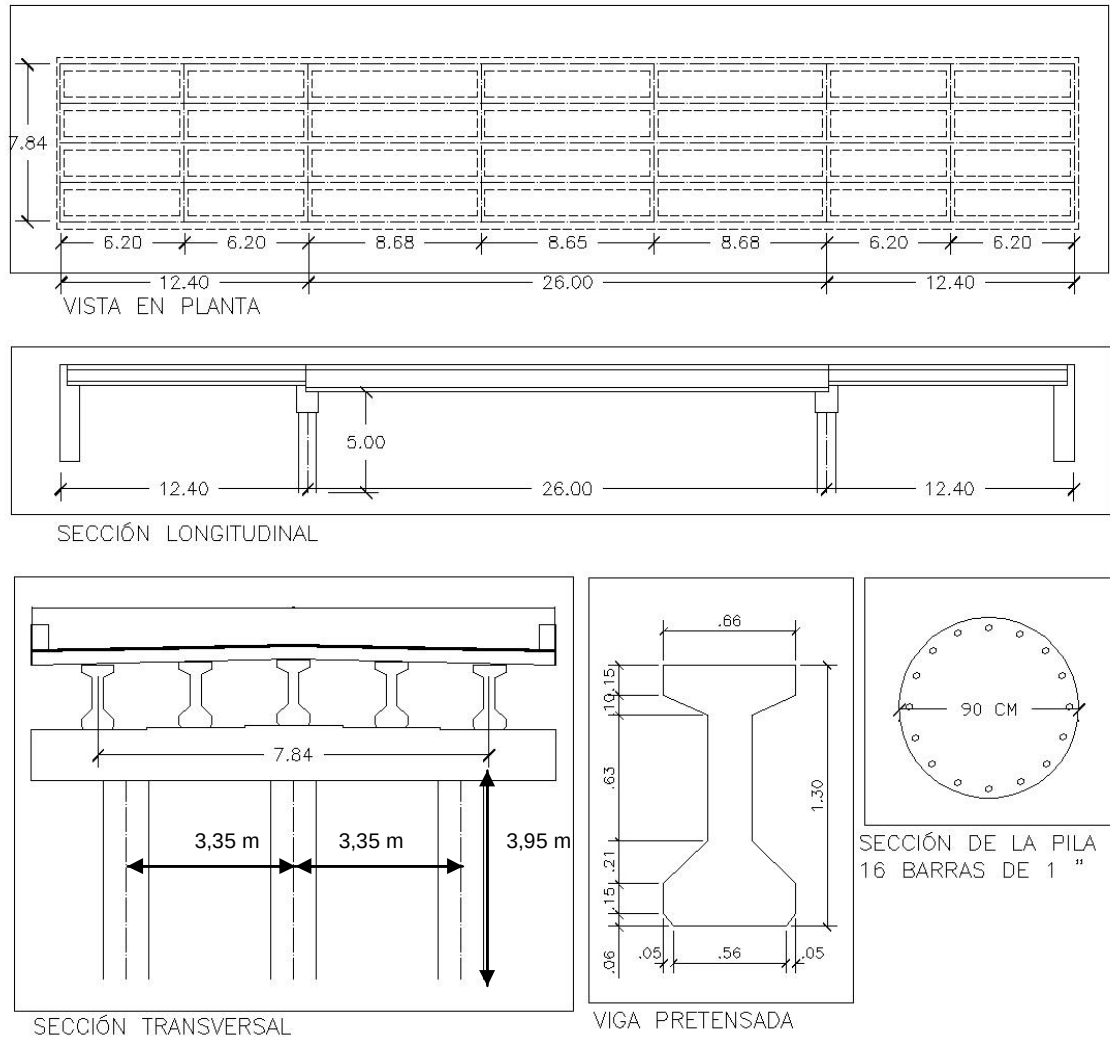


Gráfico 9. Geometría del Puente en Estudio

Al puente en estudio no se le realizaron los ensayos sugeridos en este manual, por encontrarse los elementos de concreto, y en este caso de evaluación, las pilas, sin daños físicos evidenciados.

2.3 Levantamiento de Daños

El PUENTE ARMADILLO I no presentó daños visibles que pudieran ser tipificados según los parámetros establecidos para el levantamiento, por lo que se puede asegurar que el puente se encontraba en buen estado.

3. Evaluación

La situación aquí presentada indica que si bien este puente no fue diseñado para las condiciones sísmicas vigentes aun se encuentra en un estado apropiado para continuar dando servicio frente a las condiciones de uso y transito actuales sin que sean necesarias acciones inmediatas de reparación.

Sin embargo debe aplicarse la evaluación cualitativa establecida en este manual.

3.1 Evaluación Cualitativa:

Empíricamente, según la información visual recopilada se puede manifestar que el puente se encuentra en buen estado y que no requiere de acciones de rehabilitación inmediatas.

3.2 Evaluación Cuantitativa:

En la evaluación cuantitativa se siguió el procedimiento macro indicado en este manual.

A partir de esto se presenta la verificación sismorresistente de las pilas, que son en este caso los elementos estructurales dispuestos a resistir las cargas sísmicas a las que está sometido el puente:

En el ANEXO 2 se encuentra la verificación estructural de la pila más desfavorable en el caso de estudio PUENTE EL ARMADILLO I, EDO BARINAS.

En este análisis se verificó que las pilas tenían sección resistente suficiente para las cargas sísmicas a las que puede ser enfrentada. Por el año de Construcción, el detallado sismorresistente es el apropiado, no requiriéndose acciones para mejorar esta condición.

4. Diagnóstico y Proyectos de Rehabilitación aplicados al caso

El puente estudiado, en cuanto a su evaluación cualitativa y cuantitativa ha demostrado estar en buen estado, no demostrando necesidad de reparaciones a los materiales, incremento de secciones resistentes ni que se plantee un control de carga sobre éste.

Sin embargo, en la evaluación visual se evidenció que no fueron considerados en el momento de ejecución la colocación de tacos sísmicos que permitan limitar los desplazamientos de los tableros sobre los apoyos.

Por lo tanto se estima que, en caso de un sismo, es posible que la estructura presente vibraciones desagradables y de pánico a los usuarios.

Aplicando la Matriz de Diagnostico de Daños y reparaciones se evidencia que, ante vibraciones sísmicas en el puente debe considerarse el diseño de tacos sísmicos que sean capaces de minimizar los desplazamiento de los tableros, arriostrando un tanto la estructura y permitiendo el incremento se la seguridad en ella.

Se muestra a continuación, el levantamiento de la matriz de daños para este caso de estudio, y el detalle de colocación de éstos tacos sísmicos para incrementar la seguridad de la estructura.

APLICACION DE LA MATRIZ A ELEMENTOS SISMORESISTENTES, DEL CASO DE ESTUDIO

		DAÑOS	CAUSAS	POSIBLES SOLUCIONES
FACTORES ESTATUCOS	AGENTES AMBIENTALES	Desagregación del concreto	- Presencia de agentes químicos como Ácidos, Sulfatos o Anhídrido Carbónico Atmosférico que penetran en la superficie del concreto y van destruyendo la pasta de concreto, por un efecto de oxidación del concreto.	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
		Agrietamiento del concreto	-Retracción del concreto al momento de su fraguado.	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
			- Corrosión del acero de refuerzo, el cual aumenta el volumen ocupado por el acero de refuerzo, provocando la grieta.	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
		Corrosión del Acero de Refuerzo	-Oxidación de las Barras de refuerzo por entrada de agentes agresores a través de grietas en el concreto	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
		Eflorescencia en el concreto	- Precipitación de Sales contenidas en el Agua de preparación de la mezcla, o de origen externo, infiltradas en el concreto, o hubo falta de evaluación química del agua de la mezcla, para regular el ph de la misma.	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
		Desgaste o Abrasión en el concreto	- Efectos de agua	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
			- Ráfagas de viento con Arenas.	
		Desprendimiento de Concreto	- Corrosión del Acero de Refuerzo.	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
			- Impacto de Objetos o Vehículos.	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
FACTORES DINAMICOS	CARGAS DE USO	Agrietamiento o desprendimientos de concreto	- Sobrecargas	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
		Deflexiones laterales	- Sobrecargas	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
		Pérdidas de Rigidez en el plano resistente sísmico	- Sobrecargas	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
	CARGAS SÍSMICAS	Vibración del puente	- Fuerzas Sísmicas Leves	Es posible que se presente este daño en presencia de un sismo, por no presentar tacos sísmicos. Se sugiere el diseño e incorporación de tacos sísmicos que amarren los tableros del puente.
		Desplazamiento de tableros	- Fuerzas Sísmicas Moderadas	No fue detectado este daño en las pilas del puente.
		Desplazamiento de Estribos	- Fuerzas Sísmicas Moderadas	No fue detectado este daño en las pilas del puente
		Desprendimiento de Concreto	- Fuerzas Sísmicas Moderadas	No fue detectado este daño en las pilas del puente
		Detallado Inadecuado	- Fuerzas Sísmicas mal estimadas	No fue detectado este daño en las pilas del puente
		Formación de Rótulas Plásticas	- Fuerzas Sísmicas. Moderadas	No fue detectado este daño en las pilas del puente
		Falla de la Pila	- Fuerzas sísmicas destructivas	No fue detectado este daño en las pilas del puente

Tabla 8. Matriz Selección de Reparación, Caso de Estudio

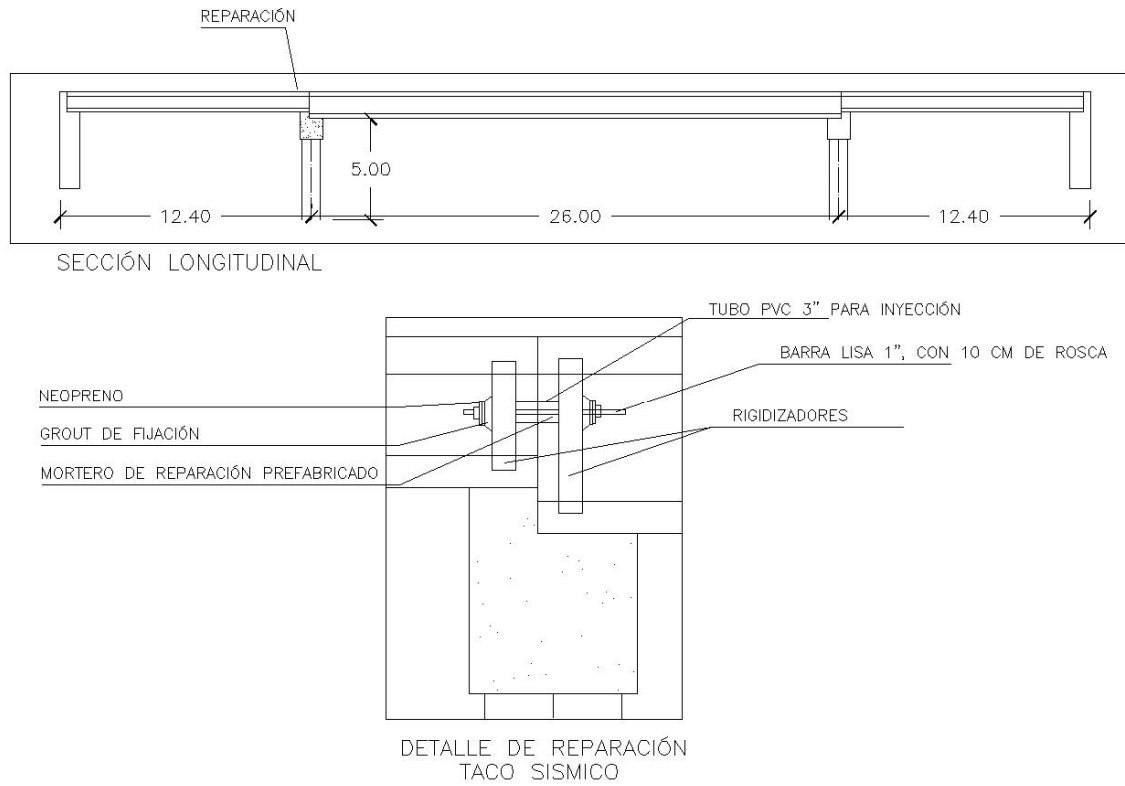


Gráfico 10. Reparación Adoptada para el Puente en Estudio

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se hace necesaria la implementación de verificaciones físicas y estructurales a los puentes existentes actualmente construidos en Venezuela, donde se determine la capacidad de los elementos sismorresistentes y los desplazamientos que estos puedan alcanzar en caso de un sismo, para poder tomar las acciones que sean pertinentes y adelantarse a los posibles eventos.

No han ocurrido hasta el momento sismos capaces de provocar colapsos en este tipo de estructuras en el país, pero eventos internacionales han demostrado que, a falta de las regulaciones sísmicas adecuadas, al momento de ocurrencia de un evento los puentes han fallado representando una incalculable pérdida económica y social.

Este manual representa una herramienta para la evaluación de puentes de concreto simplemente apoyados y de tablero superior construidos en zonas sísmicas en Venezuela, y se recomienda que sea tomado en consideración por los entes encargados del mantenimiento de la vialidad Venezolana, con el propósito de que se evalúen las estructuras tipificadas aquí contenidas y se tomen las acciones necesarias para rehabilitar los puentes y volverlos estructuras seguras. La inversión requerida para esta rehabilitación nunca estará cerca de la inversión necesaria en caso de un evento sísmico destructivo, donde la reposición total de los puentes contemplará una inversión mucho mayor, y las pérdidas sociales no podrán revertirse.

Esta es sólo una herramienta aplicable a un tipo de estructuras en específico. Se hace necesario que se desarrollen más instrumentos como éste que progresivamente puedan aplicarse a todos los tipos de puente, de otros materiales y de otros sistemas estructurales, y que sean utilizados en la rehabilitación sísmica estructural de todos los puentes del país.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

COVENIN 1756-2001 "Edificaciones Sismorresistentes"

FONDONORMA NORMA VENEZOLANA 1753-2006 PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS EN CONCRETO ESTRUCTURAL.

AASHTO, STÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003

AASHTO Guide Specifications for Strength Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges (1989)

AASHTO Manual for Condition Evaluation of Bridges (1994)

AASHTO Guide Specifications for Strength Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges (1994)

DURAR Subprograma XV Corrosión / Impacto Ambiental sobre Materiales (2000). Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado. 3ª edición. CYTED Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo

Porrero S., J., Ramos R., C., Grases G., J., Velazco, G. J. (2004). Manual del concreto estructural. (1ra. edición). Caracas. SIDETUR.

Fernández Cánovas, M. (1994). Patología terapéutica del hormigón armado.

Ramírez, R., Martínez, D. y Párima, A. (1985) Patología y Correctivos a daños en estructuras de concreto armado. Trabajo Especial de Grado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

López Puerta, J. L. y Rojas Moreno, A. J. (1993) Patología de los puentes del Municipio Vargas D.F. Trabajo Especial de Grado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

ASTM C 823-75 Standard Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions. (1975)

ASTM C 1218-99. Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete. (1999)

Arias F. (1997) El Proyecto de Investigación. Guía para su elaboración. (2da edición). Caracas. Editorial Episteme.

Bisquerra, R. (1996) Métodos de Investigación Educativa. Guía Práctica. (2da edición). Barcelona, España. Ediciones CEAC.

http://es.wikibooks.org/wiki/Patolog%C3%ADa_de_la_edificaci%C3%B3n/Est_ructuras_met%C3%A1licas/Acero/Problem%C3%A1tica

<http://www.construaprende.com/tesis02/>

<http://www.elprisma.com/apuntes/curso.asp?id=1138>

http://miestructura.com/files/An_lisis_Estructural.pdf

Lozano Germán (s/f) Apuntes de Clase de Mantenimiento de Puentes

Lozano Germán (s/f) Apuntes de Clase de Proyectos de Concreto

ANEXOS

ANEXO 1

TABLAS Y FIGURAS USADAS EN LAS VERIFICACION DE RESISTENCIA SISMICA DEL PUENTE

TABLE 1 Correction Factor for Analysis*

Distribution of Loads	Correction Factor		
	Steel	Pre-stressed	Concrete
1. AASHTO Distribution	1.00	1.00	1.00
2. Tabulated analysis with simplifying assumptions**	1.10	1.05	0.95
3. Sophisticated analysis finite elements, orthotropic plate, grillage analogy	1.07	1.03	0.90
4. Field measurements	1.03	1.01	0.90

Actual girder distribution shall be *multiplied* by the appropriate correction factors to obtain the girder distribution for rating.

* Correction factors are applied if average or expected values are used for D.F. from analysis or measurements. The correction factors shall be used to increase the load factor taken from Table 2. These correction factors reflect the bias in present AASHTO distribution factors for each material type based on NCHRP 12-26.

** One example would be the use of the distribution factor charts in the Ontario Highway Bridge Code.

TABLE 2 Load Factors

Loading	Load Factor
Dead Load	$\gamma_D = 1.2$
Allow an additional allowance of 20% on overlay thickness if nominal thicknesses are used. No allowance is needed when measurements are made for thickness.	
Live Load Category	
1. Low volume roadways (ADTT less than 1000), reasonable enforcement and apparent control of overloads	$\gamma_L = 1.30$
2. Heavy volume roadways (ADTT greater than 1000), reasonable enforcement and apparent control of overloads	$\gamma_L = 1.45$
3. Low volume roadways (ADTT less than 1000), significant sources of overloads without effective enforcement	$\gamma_L = 1.65$
4. Heavy volume roadways (ADTT greater than 1000), significant sources of overloads without effective enforcement	$\gamma_L = 1.80$

If unavailable from traffic data, Estimates for ADTT may be made from ADT as follows: urban areas, ADTT = 15% of ADT; rural areas, ADTT = 25% of ADT. In the absence of accurate data on overloads, a site may be assumed as reasonably enforced if fewer than 5% of the trucks exceed the local legal gross weight limits.

TABLE 3 (a) GUIDE SPECIFICATIONS FOR STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIDGES (1989)

TABLE 3(b) Resistance Factors

Super-structure Condition	Redundancy		Inspection		Maintenance		Steel, P/S Concrete	Reinforced Concrete
	Yes	No	Careful	Estimated	Vigorous	Intermittent		
Good or Fair	x		x		x		0.95	0.95
	x		x			x	0.90	0.85
	x			x	x		0.95	0.95
	x			x		x	0.90	0.85
		x	x		x		0.85	0.80
		x	x			x	0.75	0.70
		x		x	x		0.85	0.80
		x		x		x	0.75	0.70
Deteriorated	x		x		x		0.95	0.90
	x		x			x	0.85	0.80
	x			x	x		0.90	0.85
	x			x		x	0.80	0.75
		x	x		x		0.80	0.80
		x	x			x	0.70	0.70
		x		x	x		0.75	0.75
		x		x		x	0.65	0.65
Heavily Deteriorated	x		x		x		0.85	0.80
	x		x			x	0.75	0.70
	x			x	x		0.80	0.75
	x			x		x	0.70	0.65
		x	x		x		0.70	0.70
		x	x			x	0.60	0.60
		x		x	x		0.65	0.65
		x		x		x	0.55	0.55

Note: For ratings using data obtained from plans only, the capacity reduction factor should be calculated based on judgment of the engineer supplemented by any additional information obtained.

TABLA 3 (b) TABLA 3 (a) GUIDE SPECIFICATIONS FOR STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STEEL AND CONCRETE BRIDGES (1989)

TABLA 4.2

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA

ESTADO	
AMAZONAS	Zona 1: Municipio Atures
	Zona 0: Municipios: Autana, Manapiare, Alabapo, Alto Orinoco, Guainía, Río Negro.
ANZOATEGUI	Zona 6: Municipios: Guanta, Juan Antonio Solillo, Turístico Diego Bautista Urbancja.
	Zona 5: Municipios: Píritu, Libertad, Fernando de Peñalver, San Juan de Capistrano, Simón Bolívar y Área del Municipio Pedro María Freites al Norte de la Carretera La Encrucijada-La Ceiba-El Tejero.
	Zona 4: Municipios: San José de Guanipa, Simón Rodríguez, Aragua, Santa Ana, Anaco, Juan Manuel Caligal, Francisco del Carmen Carvajal, Manuel Ezequiel Bruzual, Área del Municipio Pedro María Freites, al Sur de la Carretera La Encrucijada-La Ceiba-El Tejero.
	Zona 3: Municipios: Sir Arthur Mc Gregor, Francisco de Miranda, Independencia.
	Zona 2: Municipio José Gregorio Monagas.
APURE	Zona 4: Área del Municipio Páez, al Oeste del meridiano 71°W.
	Zona 3: Municipio Páez, excluida el área al Oeste del meridiano 71°W.
	Zona 2: Municipios: Rómulo Gallegos, Muñoz, Achaguas, Biruaca, San Fernando, y Área del Municipio Pedro Camejo ubicada al Norte del paralelo 7° N
	Zona 1: Área del Municipio Pedro Camejo ubicada al Sur del paralelo 7° N.
ARAGUA	Zona 5: Municipios: Tovar, Santiago Mariño, Mario Briceño Iragorry, Girardot, Francisco Linares Alcántara.
	Zona 4: Municipios: Santos Michelena, Bolívar, Sucre, Rivas, Zamora, San Sebastián, San Casimiro, Libertador, José Ángel Lamas, José Rafael Revenga.
	Zona 3: Municipios: Camatagua, Urdaneta.

TABLA 4.2 (Cont.)

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA

ESTADO	
BARINAS	Zona 4: Municipios: Alberto Arvelo Torrealba, Municipio Cruz Paredes, Bolívar, y Áreas al Noroeste de los Municipios Ezequiel Zamora, Antonio José de Sucre, Peraza, Barinas y Obispos, limitadas por una línea paralela a la carretera Santa Bárbara-Boconito, unos 10 km. al sureste de ésta.
	Zona 3: Resto del Estado, excluidas las áreas en Zona 4 y el Municipio Arismendi.
	Zona 2: Municipio Arismendi.
BOLÍVAR	Zona 3: Municipios: Caroni, Padre Pedro Chien, y Área del Municipio Piar al Norte del paralelo 8° N.
	Zona 2: Municipio Heres, Áreas de los Municipios Cedeño, Sucre, Raúl Leoni, Sifontes, Roscio y El Callao, ubicadas al Norte del paralelo 7° N, y Área del Municipio Piar al Norte de paralelo 7° N y al Sur del paralelo 8° N.
	Zona 1: Municipio Gran Sabana, y Áreas de los Municipios Cedeño, Sucre, Raúl Leoni, Sifontes, José Tadeo Monagas, Piar y El Callao ubicadas al Sur del paralelo 7° N.
	Zona 0: Resto del Estado
CARABOBO	Zona 5: Municipios: Guacara, San Diego, Naguanagua, Montalbán, Miranda, Los Guayos, Juan José Mora, Puerto Cabello, Bejuma, San Joaquín, Diego Ibarra, Lago de Valencia, y Áreas de los Municipios Valencia y Libertador al Norte del paralelo 10° N.
	Zona 4: Municipio Carlos Arvelo, y Áreas de los Municipios, Valencia y Libertador al Sur del paralelo 10° N.
COJEDES	Zona 4: Municipios: Anzoategui, San Carlos, Lima Blanco, Falcón.
	Zona 3: Municipios: Girardot, Ricaurte, Rómulo Gallegos, Tinaco, Pao de San Juan Bautista.
DELTA AMACURO	Zona 5: Municipios: Pedernales, Tucupita, y Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas en el Delta al Norte del Río Orinoco.
	Zona 4: Municipio Casacoima, y Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas Sur del Río Orinoco.
	Zona 3: Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas Sur del paralelo 8° N.
DTO. FEDERAL	Zona 5: Todo el Distrito.

TABLA 4.2 NORMA COVENIN – 1756-2001

**TABLA 4.2 (Cont.)
ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA**

ESTADO	
PORTUGUESA	Zona 4: Municipios: San Jenaro de Boconillo, Sucre, Guanare, Monseñor José Vicente de Unda, Ospino, Esteller, Araure, Páez, Agua Blanca, San Rafael de Onoto.
	Zona 3: Municipios: Guanarito, Papelón, Santa Rosalía, Turén.
SUCRE	Zona 7: Municipios y Áreas situados al Norte del paralelo que pasa por la costa Norte del Golfo de Santa Fe (aproximadamente a 10° 20' N).
	Zona 6: Resto del Estado.
TACHIRA	Zona 5: Municipios: Simón Rodríguez, Antonio Rómulo Costa, Seboruco, José María Vargas, Michelena, Andrés Bello, Guasimos, Independencia, Lobatera, Pedro María Ureña, Libertad, Bolívar, Rafael Urdaneta, Junín, Torbes, San Cristóbal, Cadenas, Sucre, Francisco de Miranda, Córdoba, Fernández Feo, Libertador, Ayacucho, Jauregui, Urbante y Samuel Dario Maldonado.
	Zona 4: Municipios: García de Hevia, Panamericano.
TRUJILLO	Zona 5: Municipios: Valera, Urdaneta, Boconó, Carache, Trujillo, Pampan, Candelaria, Pampanito, San Rafael de Carvajal, Juan Vicente Campo Elias.
	Zona 4: Municipios: La Ceiba, Monte Carmelo, Bolívar, Sucre, Miranda, Andrés Bello, José Felipe Marquez Cañizales, Motatán, Rafael Rangel, Escucque.
YARACUY	Zona 4: Municipios: Bolívar, Manuel Monge.
	Zona 5: Municipios: Veroes, San Felipe, Bruzual, Peña, Nirgua, Independencia, Cocorote, Sucre, Aristides Bastidas, La Trinidad, Urachiche, José Antonio Páez.
VARGAS	Zona 5: Todo el Estado.
ZULIA	Zona 4: Municipios: Jesús María Semprún, Catalumbo, Colón, Francisco Javier Pulgar, Sucre.
	Zona 3: Municipios: Mara, Jesús Enrique Lossada, Maracaibo, San Francisco, La Cañada de Urdaneta, Rosario de Perijá, Machiques de Perijá, Baralt, Valmore Rodríguez, Lagunillas, Cabimas, Santa Rita, Miranda, Simón Bolívar.
	Zona 2: Municipios: Páez, Almirante Padilla
ISLAS DEL CARIBE	Zona 5: Todas las islas de la región del Caribe

**TABLA 4.2 (Cont.)
ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA**

ESTADO	
FALCON	Zona 4: Municipios: Monseñor Iturriza, Silva.
	Zona 3: Resto del Estado.
	Zona 2: Municipios: Falcón, Carirubana, Los Taques.
GUARICO	Zona 3: Municipios: Ortiz, Juan Germán Roscio, Julián Mellado, Chaguaramas, José Tadeo Monages, San José de Guaribe, José Félix Ribas, Pedro Zaraza, y Área del Municipio Leonardo Infante al Norte del paralelo 9° N.
	Zona 2: Municipios: Camaguan, San Gerónimo de Guayabal, Francisco de Miranda, El Socorro, Santa María de Ipire, Las Mercedes, y Área del Municipio Leonardo Infante al Sur del paralelo 9° N.
LARA	Zona 5: Municipios: Morán, Andrés Eloy Blanco, Jiménez, Iribarren, Palavecino, Simón Planas, Crespo.
	Zona 4: Municipios: Torres y Urdaneta.
MERIDA	Zona 5: Municipios: Tovar, Antonio Pinto Salinas, Guaraque, Sucre, Andrés Bello, Caracciolo Parra Cuameco, Justo Briceño, Miranda, Rangel, Libertador, Campo Elias, Arzobispo Chacón, Aricagua, Zea, Rivas Davila, Julio César Salas, Pueblo Llano, Cardenal Quintero, Santos Marquina y Padre Noguera.
	Zona 4: Municipios: Alberto Adriani, Obispo Ramos de Lora, Tulio Febres Cordero y Julio César Salas.
MIRANDA	Zona 5: Municipios: Andrés Bello, Buroz, Brion, Zamora, Plaza, Sucre, Chacao, Guacaipuro, El Hatillo, Baruta, Los Salles, Carrizal, y Áreas de los Municipios Páez y Pedro Gual al Norte de la Autopista de Oriente.
	Zona 4: Municipios: Urdaneta, Paz Castillo, Lander, Acevedo, Cristóbal Rojas, Simón Bolívar, Independencia y Áreas de los Municipios Páez y Pedro Gual al Sur de la Autopista de Oriente.
MONAGAS	Zona 6: Municipios: Acosta, Piar, Caripe, Bolívar, Punceres
	Zona 5: Municipios: Cedeño, Ezequiel Zamora, Santa Bárbara, y Área del Municipio Maturín al Norte del paralelo 9° N.
	Zona 4: Municipios: Aguasay, Libertador, Uracoa, Sotillo, y Área del Municipio Maturín al Sur del paralelo 9° N.
NUEVA ESPARTA	Zona 5: Todo el Estado

TABLA 4.2 NORMA COVENIN – 1756-2001 (CONTINUACIÓN)

TABLA 4.1
VALORES DE A_0

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A_0
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

TABLA 4.1 NORMA COVENIN – 1756-2001

TABLA 5.1 FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN ϕ

Material	V_{sp} (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 ^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/suelos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 ^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H_1	S2 ^(c)	0.65	S2	0.70

a) Si $A_0 \leq 0.15$ úsese S4.

b) El espesor de los estratos blandos o suelos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que $0.1 H_1$.

c) Si $H_1 \geq 0.25 H$ y $A_0 \leq 0.20$ úsese S3.

• ϕ reduce la amenaza sísmica

TABLA 5.1 NORMA COVENIN – 1756-2001

TABLA 6.1
FACTOR DE IMPORTANCIA

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

TABLA 6.1 NORMA COVENIN - 1756-2001

TABLA 6.2
NIVELES DE DISEÑO ND

GRUPO	ZONA SISMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.

(**) Válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

TABLA 6.2 NORMA COVENIN - 1756-2001

TABLA 6.4
FACTORES DE REDUCCIÓN R

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCION 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCION 6.3.1)				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 ⁽²⁾	5.0	4.0	6.0 ⁽³⁾	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

- (1) Para sistemas con columnas articuladas en su base el valor de R será multiplicado por 0.75
- (2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no más de 30 metros de altura
- (3) En aquellos casos donde la conexión viga colector-columna sea del tipo PR, según la Norma COVENIN 1618-98, úsese 5.0.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO-CONCRETO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCION 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.0	6.0 ⁽¹⁾	2.0
ND2	4.0	4.0	-	-	1.5
ND1	2.25	2.50	2.25	-	1.0

- (1) Para muros estructurales reforzados con planchas de acero y miembros de borde de sección mixta acero-concreto, úsese 5.0

TABLA 6.4 NORMA COVENIN - 1756-2001

TABLA 7.2
VALORES DE T^+ ⁽¹⁾

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0.4

⁽¹⁾ $T_0 \leq T^+$

TABLA 7.1 NORMA COVENIN – 1756-2001

TABLA 7.1
VALORES DE T^* , β y p

T_0	FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	p	$R=1$	$R=2$	$R=5$	$R=4$
0,10	S1	0.4	2.4	1.0	0,10	0,1	0,2	0,3
0,175	S2	0.7	2.6	1.0	0,175	0,175	0,2	0,3
0,25	S3	1.0	2.8	1.0	0,25	0,25	0,25	0,3
0,325	S4	1.3	3.0	0.8	0,325	0,325	0,325	0,325

TABLA 7.2 NORMA COVENIN – 1756-2001

TABLE 3.4 Seismic Performance Category (SPC)

Acceleration Coefficient	Importance Classification (IC)	
A	I	II
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C

TABLA 3.4 STÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003

TABLE 1 Correction Factor for Analysis*

Distribution of Loads	Correction Factor		
	Steel	Pre- stressed	Concrete
1. AASHTO Distribution	1.00	1.00	1.00
2. Tabulated analysis with simplifying assumptions**	1.10	1.05	0.95
3. Sophisticated analysis finite elements, ortho- tropic plate, grillage analogy	1.07	1.03	0.90
4. Field measure- ments	1.03	1.01	0.90

Actual girder distribution shall be *multiplied* by the appropriate correction factors to obtain the girder distribution for rating.

* Correction factors are applied if average or expected values are used for D.F. from analysis or measurements. The correction factor shall be used to increase the load factor taken from Table 2. These correction factors reflect the bias in present AASHTO distribution factors for each material type based on NCHRP 12-26.

** One example would be the use of the distribution factor charts in the Ontario Highway Bridge Code.

TABLA 1 STÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003

TABLE 3.5.1 Site Coefficient (S)

	Soil Profile Type			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

TABLA 3.5.1 STÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003

DIVISION IA—SEISMIC DESIGN

TABLE 3.7 Response Modifications Factor (R)

Substructure ¹	R	Connections ³	R
Wall-type pier ²	2	Superstructure to abutment	0.8
Reinforced concrete pile bents		Expansion joints within a	
a. Vertical piles only	3	span of the superstructure	0.8
b. One or more batter piles	2	Columns, piers or pile bents	
Single columns	3	to cap beam or superstructure ⁴	1.0
Steel or composite steel		Columns or piers to foundations ⁴	1.0
and concrete pile bents			
a. Vertical piles only	5		
b. One or more batter piles	3		
Multiple column bent	5		

¹The R-Factor is to be used for both orthogonal axes of the substructure.

²A wall-type pier may be designed as a column in the weak direction of the pier provided all the provisions for columns in Article 6.6 or 7.6, as appropriate, are followed. The R-Factor for a single column may then be used.

³Connections are those mechanical devices which transfer shear and axial forces from one structural component to another. They generally do not include moment connections and thus comprise bearings and shear keys. The R factors in this Table are applied to the elastic forces in the restrained directions only.

⁴For bridges classified as SPC C or D, it is recommended that the connections be designed for the maximum forces capable of being developed by plastic hinging of the column or column bent as specified in Article 7.2.5. These forces will often be significantly less than those obtained using an R-Factor of 1.

**TABLA 3.7 FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA /STÁNDAR
SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 2003**

TABLE 4.2A Minimum Analysis Requirements

Seismic Performance Category	Regular Bridges with 2 Through 6 Spans	Not Regular Bridges with 2 or More Spans
A	Not required	Not required
B, C, D	Use Procedure 1 or 2	Use Procedure 3

**TABLA 4.2-A STÁNDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES,
2003**

10.6 EFECTOS DE ESBELTEZ

El diseño de los miembros comprimidos, columnas o muros, así como el de las vigas u otros miembros diseñados para servirles de soporte lateral, incorporará los efectos de esbeltez según lo dispuesto en este Artículo. Para el diseño de las columnas y los miembros de entrepisos, la estructura debe clasificarse según la Tabla 10.6.

Cuando las cargas laterales son debidas a la acción sísmica, regirá la Norma Venezolana 1756, por lo que para los efectos del presente Artículo, el Índice de estabilidad del entrepiso, Q , se evaluará y tomará como el coeficiente de estabilidad, θ según el Artículo 8.5 de la mencionada Norma. En los demás casos el Índice de estabilidad del entrepiso Q , se calculará según la fórmula (10-6), la cual no será aplicable cuando $V_u = 0$.

$$Q = \frac{\sum N_u \Delta_o}{V_u L_c} \quad (10-6)$$

donde

$\sum N_u$ = Carga vertical total en el entrepiso considerado. Se calcula con los factores de mayoración de la combinación de solicitaciones que incluye cargas laterales y para la cual $\sum N_u$ es máxima.

V_u = Corte total del entrepiso considerado debido a las cargas laterales no sísmicas.

L_c = Longitud del miembro comprimido medida centro a centro de los nodos.

$\Delta_o = (\Delta_{ei} - \Delta_{ei-1})$; donde Δ_{ei} representa el desplazamiento lateral del nivel i obtenido de un análisis de primer orden para el corte V_u .

TABLA 10.6 CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

ÍNDICE DE ESTABILIDAD DEL ENTREPISO Q	FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA $K^{(2)}$	CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA
$\leq 0,05$	≤ 1	No desplazable (arriostrada)
$> 0,05$ ⁽¹⁾	> 1	Desplazable (no arriostrada)
1.- En diseño sismorresistente, $Q \leq 0,08$ para poder despreciar los efectos de esbeltez.		
2.- El factor de longitud efectiva, k , se calculará según el Anexo H-10.6.3.1.		

También podrá considerarse que la columna está arriostrada o que pertenece a una estructura no desplazable cuando $\delta_s M_s$ calculado según la Subsección 10.6.3.2, no excede en 5% los mismos momentos obtenidos de un análisis de primer orden.

10.6.1 Evaluación de los efectos de esbeltez

La evaluación de los efectos de esbeltez se hará conforme a los requisitos y métodos de la Tabla 10.6.1

La longitud no soportada L_u de un miembro comprimido se tomará como la distancia libre entre las losas de piso, vigas u otros miembros capaces de proporcionarle apoyo lateral en la dirección considerada. Donde haya capiteles o cartelas, la longitud no soportada se medirá hasta el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

Para miembros rectangulares comprimidos, el radio de giro r puede tomarse igual a 0,30 veces la dimensión total del miembros en la dirección en el cual se analiza la estabilidad, e igual a 0,25 veces el diámetro para miembros circulares comprimidos. Para otros tipos de secciones, el radio de giro puede calcularse considerando la sección total de concreto.

FONDONORMA 1753-2006. EFECTOS DE ESBELTEZ. EFECTO P-Δ

TABLA 10.6.1 EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

RELACIÓN DE ESBELTEZ, kL/r		MÉTODOS DE DISEÑO
Estructura desplazable	Estructuras no desplazable	
> 100	> 100	Método P-Δ Sección 10.6.2
$22 \leq kL/r \leq 100$	$40 \leq [34 + 12(M_1/M_2)] \leq 100$	Magnificación de Momentos. Sección 10.6.3
< 22	$[34 + 12(M_1/M_2)] \leq 40$	Se pueden despreciar los efectos de esbeltez

En la Tabla 10.6.1, M_1/M_2 es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de aquella porción del miembro no arriostrado en el plano de flexión bajo consideración. La relación M_1/M_2 es positiva cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro y negativa cuando produce curvatura sencilla.

10.6.2 Método P-Δ

El diseño de los miembros comprimidos (columnas o muros), así como de las vigas que le dan soporte lateral u otro miembro de apoyo, se basará en las fuerzas y momentos mayorados determinados por análisis de segundo orden. Este análisis considerará: a) la no linealidad y fisuración del material; b) los efectos de flecha en los miembros y de las derivas de la estructura; c) la duración de la carga; d) la retracción de fraguado y la fluencia y e) la interacción de la estructura con sus fundaciones. Cuando las dimensiones de la sección transversal usadas en el análisis, sean mayores que 10 por ciento con respecto a las dimensiones de los miembros mostrados en los planos, se debe repetir el análisis, usando estos últimos.

10.6.3 Método de amplificación de momentos

Cuando $kL/r \leq 100$, los miembros comprimidos (columnas o muros), así como las vigas que le sirven de soporte lateral u otros miembros de apoyo, también se pueden evaluar de acuerdo con los procedimientos aproximados de análisis que se presentan a continuación. En miembros comprimidos solicitados a flexión en ambos ejes principales, el momento alrededor de cada eje se amplificará separadamente basado en las condiciones de restricción correspondientes al eje considerado.

10.6.3.1 Pórticos no desplazables

Los miembros comprimidos de pórticos no desplazables o arriostrados contra el desplazamiento en su plano serán diseñados para carga axial N_u y el momento amplificado M_e , calculados según la fórmula (10-7), alrededor de cada eje separadamente, como sigue:

$$M_e = \delta_{ns} M_2 \geq N_u (1.5 + 0.03h) \quad (10-7)$$

donde:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{0.75 N_c}} \geq 1.0 \quad (10-8)$$

$$N_c = \frac{\pi^2 E I}{(k L_u)^2} \quad (10-9)$$

$$EI = \frac{0.2 E_c I + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (10-10)$$

ó de manera simplificada:

$$EI = \frac{0,4 E_c I}{1 + \beta_d} \quad (10-11)$$

β_d , tiene uno de los tres significados siguientes:

- Para pórticos no desplazables o arriostrados en su plano, con excepción a lo requerido en c., β_d es la relación del máximo corte mayorado permanente en un piso entre el máximo corte mayorado en ese piso.
- Para pórticos desplazables o no arriostrados en su plano, β_d es la relación de la carga axial máxima permanente mayorada entre la carga axial máxima mayorada asociada con la misma combinación de carga.
- Para la verificación de la estabilidad de los pórticos desplazables o no arriostrados en su plano de acuerdo con la Subsección 10.6.3.2, β_d es la relación de la carga axial máxima permanente mayorada entre la carga axial máxima mayorada.

En los miembros comprimidos no solicitados por cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión, C_m será:

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1 / M_2) \geq 0,4 \quad (10-12)$$

La relación M_1/M_2 se ha definido en la Sección 10.6.1.

Para miembros comprimidos solicitados por una carga distribuida o una serie de cargas puntuales entre los apoyos, $C_m = 1$.

10.6.3.2 Pórticos desplazables

Los miembros comprimidos de pórticos desplazables o no arriostrados en su plano contra el desplazamiento serán diseñados para la carga axial mayorada y los siguientes momentos amplificados M_1 y M_2 definidos en las fórmulas (10-13) y (10-14):

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (10-13)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (10-14)$$

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s \quad (10-15)$$

Cuando las cargas laterales sean debidas al sismo, Q se tomará como el índice de estabilidad, θ , definido en el Artículo 8.5 de la Norma Venezolana 1756.

Cuando las cargas laterales no sean debidas al sismo, se podrá usar la fórmula (10-15) siempre que $\delta_s \leq 1,5$ ó usar la siguiente fórmula:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum N_u}{0,75 \sum N_c}} \geq M_s \quad (10-16)$$

donde:

$\sum N_u$ es la suma de las cargas verticales en el entrepiso.

$\sum N_c$ es la suma de todas las cargas críticas de las columnas que resisten el desplazamiento; N_c se calcula usando la fórmula (10-9).

Los miembros individuales comprimidos cuya relación de esbeltez sea mayor que la establecida por la fórmula (10-17), se diseñarán para la carga axial mayorada N_u y el momento M_c definido por la fórmula (10-7):

$$L_u / r > \frac{35}{\sqrt{\frac{N_u}{f'_c A}}} \quad (10-17)$$

En las estructuras desplazables también debe analizarse su resistencia y estabilidad bajo cargas gravitacionales usando uno de los siguientes procedimientos, en los cuales el valor β_d será la relación entre la fuerza axial permanente mayorada y la carga axial mayorada máxima.

- a) Cuando $\delta_s M_u$ se ha obtenido de una análisis de segundo orden, la razón entre la deriva obtenida con relación a la obtenida en el análisis de primer orden para la combinación 1,2 CP + 1,6 CV, ó 1,4 CP + 1,7 CV cuando se use el Anexo B, más la carga lateral aplicada a la estructura no excederá de 2,5.
- b) Cuando $\delta_s M_u$ se ha obtenido con la fórmula (10-15), el valor de Q no excederá de 0,60 si ΣN_u se ha calculado con la combinación 1,2 CP + 1,6 CV, ó 1,4 CP + 1,7 CV cuando se use el Anexo B.
- c) Cuando $\delta_s M_u$ se ha obtenido con la fórmula (10-16), δ_s será positivo y no excederá de 2,5. En este caso, ΣN_u y ΣN_c se han calculado con las correspondientes cargas CP y CV mayoradas.

10.7 MIEMBROS MIXTOS SOLICITADOS A COMPRESIÓN

Cuando el área del perfil de acero estructural embutido en el concreto reforzado sea menor del 4% de la sección total, la sección mixta acero-concreto cumplirá con la presente Norma y en particular se diseñará por este Artículo. Cuando este porcentaje sea igual o mayor del 4%, el diseño de la sección mixta se regirá por el Capítulo 26 de la Norma Venezolana 1618

10.7.1 Requisitos generales

Los miembros mixtos acero-concreto solicitados a compresión incluirán a todos los miembros reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tubos de aceros, y con o sin barras longitudinales.

La resistencia de un miembro mixto acero-concreto será calculada para las mismas condiciones límites aplicables a los miembros comunes de concreto reforzado.

Cualquier carga axial asignada al concreto de un miembro mixto debe transmitirse mediante miembros o ménsulas que se apoyen directamente en el concreto del miembro mixto.

Toda carga axial no asignada al concreto de un miembro compuesto debe ser desarrollada por conexión directa al perfil de acero estructural, o tubo de acero.

Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro de la sección mixta acero-concreto no será mayor que el valor dado por

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I/5) + E_s I_t}{(E_c A/5) + E_s A_t}} \quad (10-18)$$

En vez de un cálculo más preciso, EI en la fórmula (10-9) será tomado como la fórmula (10-10) o (10-19)

$$EI = \frac{E_c I/5}{1 + \beta_d} + E_s I_t \quad (10-19)$$

10.7.2 Núcleo de concreto confinado en acero estructural

Para un miembro mixto acero-concreto con un núcleo de concreto confinado en acero estructural, el espesor del acero no será menor que $b \sqrt{\frac{f_y}{3 E_s}}$, para cada cara de anchura b, ni $h \sqrt{\frac{f_y}{8 E_s}}$, para secciones circulares de diámetro h.

TABLA C-12.1

ORIENTACIÓN PARA LA SELECCIÓN DE LOS NIVELES DE DISEÑO PRESENTES

DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA RESISTENTE A SISMOS	NIVELES DE DISEÑO PRESENTES EN OBRAS CONSTRUIDAS EN ZONAS SÍSMICAS, EN EL LAPSO SEÑALADO			
	HASTA 1955	1955-1967	1967-1982	> 1982
Estructuras aporticadas de concreto armado de más de 3 a 4 pisos	ND1	ND1	ND2	ND3
Estructuras de mampostería confinada con miembros de concreto armado	ND1	ND1	(1)	(1)

(1) Depende del detallado

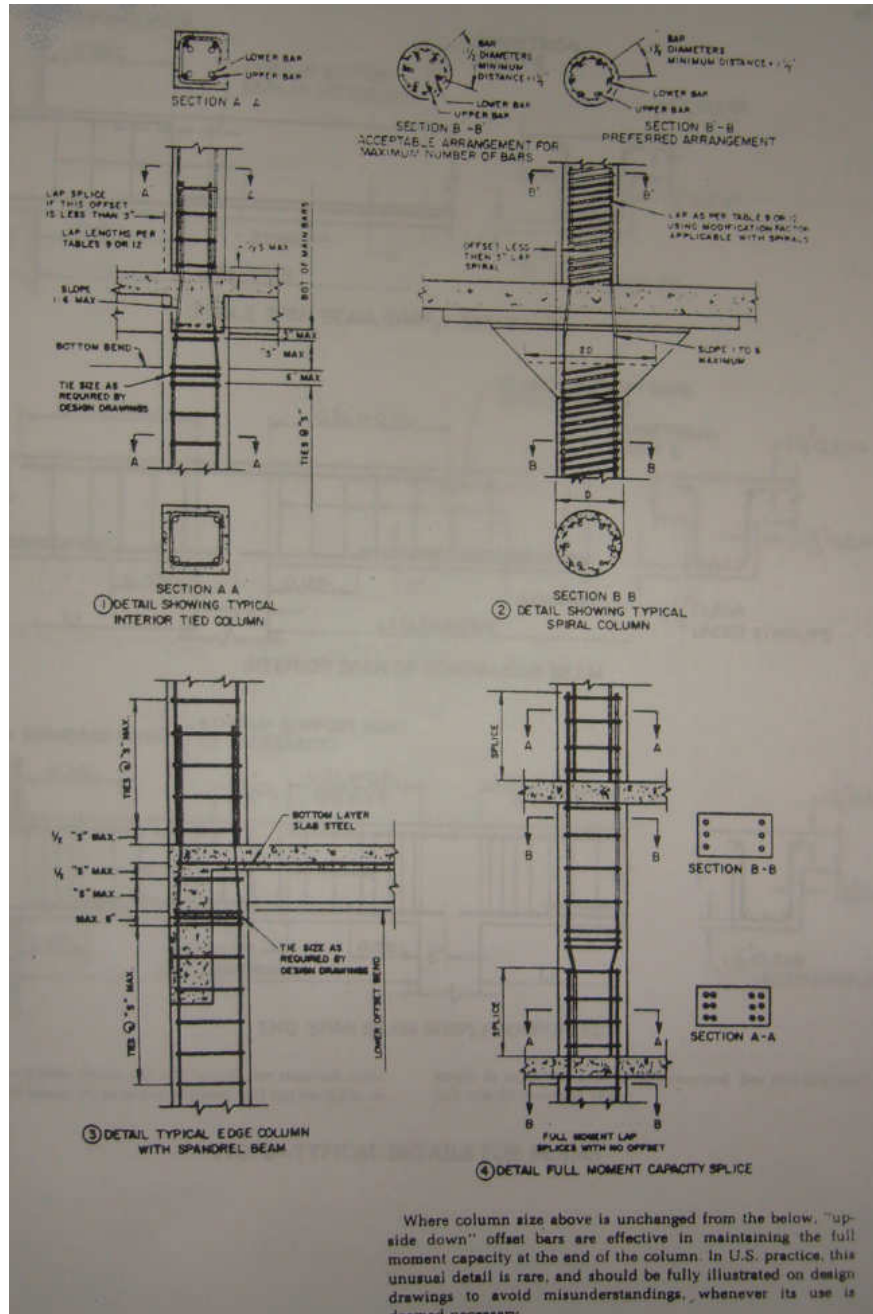
COVENIN 1756-2001 REFERENCIA PARA SELECCIÓN DE NIVELES DE DISEÑO PRESENTES EN LA ESTRUCTURA EXISTENTE

TABLA C-12.2

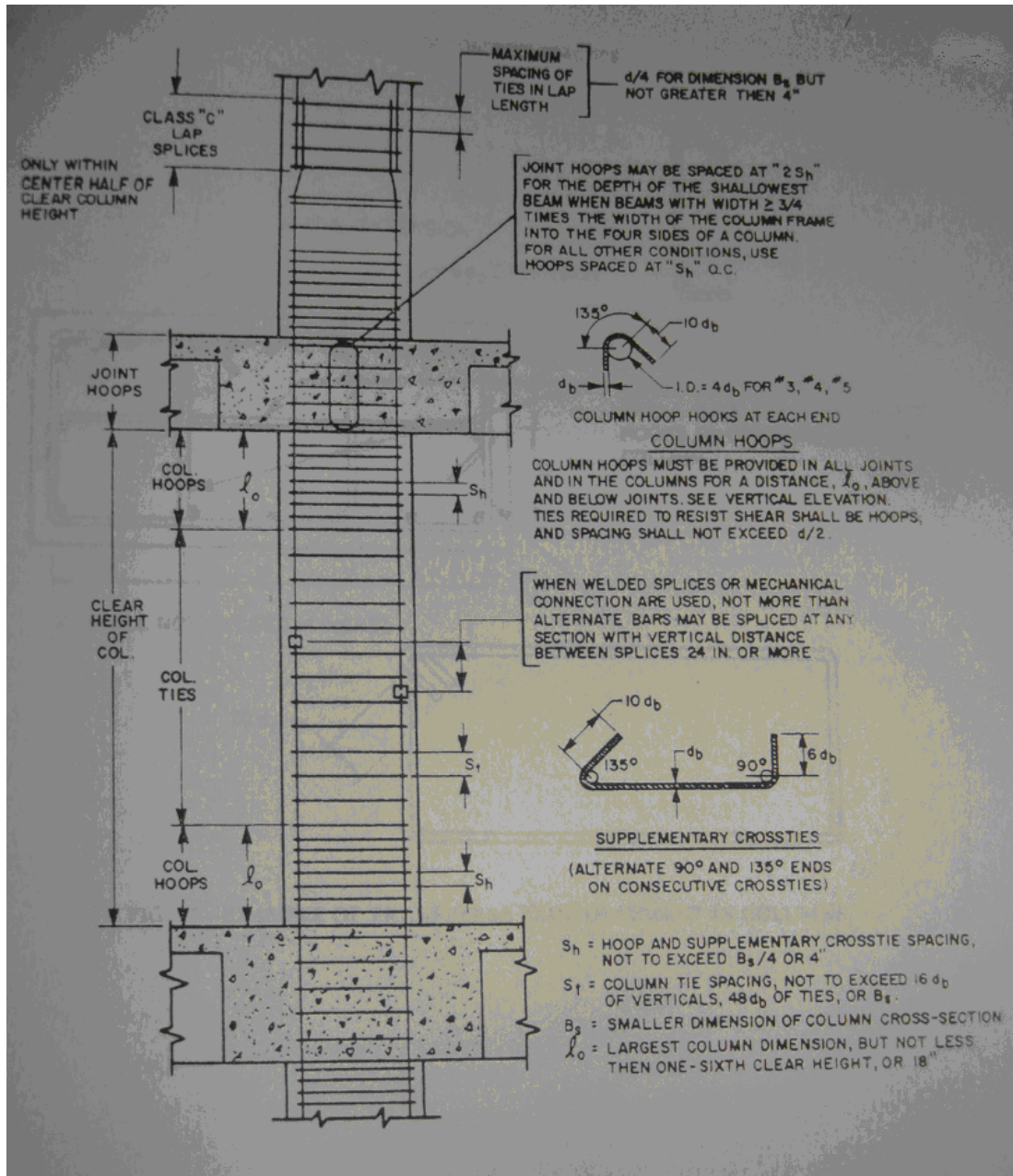
INCREMENTOS EN EL VALOR DE A_0 SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO PRESENTE EN OBRAS EXISTENTES.

NIVEL DE DISEÑO REQUERIDO EN ESTA NORMA	NIVEL DE DISEÑO PRESENTE			R=1
	ND3	ND2	ND1	
ND3	0	20%	40%	60%
ND2	0	0	20%	40%
ND1	0	0	0	20%

COVENIN 1756-2001 INCREMENTO DE LA AMENAZA SÍSMICA SEGÚN EL NIVEL DE DISEÑO PRESENTE EN LA ESTRUCTURA EXISTENTE



DETALLADO EN COLUMNAS, EMPALME EN LA BASE: PREVIO A LAS REGULACIONES SÍSMICAS ACTUALES



**DETALLADO SÍSMICO EN COLUMNAS, EMPALME FUERA DE LA BASE:
REGULACIONES SÍSMICAS ACTUALES**

➔ 1.2.20 — EARTHQUAKE STRESSES

In regions where earthquakes may be anticipated, provision shall be made to accommodate lateral forces from earthquakes as follows:

$$EQ = CD$$

where

EQ = Lateral force applied horizontally in any direction at center of gravity of the weight of the structure.

D = Dead load of structure.

C = 0.02 for structures founded on spread footings on material rated as 4 tons or more per square foot.



= 0.04 for structures founded on spread footings on material rated as less than 4 tons per square foot.

= 0.06 for structures founded on piles.

Live load may be neglected.

1.2.21 — CENTRIFUGAL FORCES

Structures on curves shall be designed for a horizontal radial force equal to the following percentage of the live load, without impact, in all traffic lanes:

$$C = 0.00117 S^2 D = \frac{6.68 S^2}{R}$$

where

C = the centrifugal force in percent of the live load, without impact.

S = the design speed, in miles per hour.

D = the degree of curve.

R = the radius of the curve, in feet.

The effects of superelevation shall be taken into account.

REGULACIÓN SÍSMICA CONSIDERADA EN LA ASSHTO 1969



1.2.20—EARTHQUAKE STRESSES

In regions where earthquakes may be anticipated, structures shall be designed to resist earthquake motions by considering the relationship of the site to active faults, the seismic response of the soils at the site, and the dynamic response characteristics of the total structure in accordance with the following criteria.

(A) Equivalent Static Force Method

For structures with supporting members of approximately equal stiffness, an equivalent horizontal force (EQ) may be applied to the structure. The distribution of the force shall consider the stiffness of the superstructure and supporting members, abutment restraint, and the deflected position of the structure.

(1) $EQ = C \cdot F \cdot W$

EQ = The equivalent static horizontal force applied at the center of gravity of the structure.

F = Framing Factor

F = 1.0 for structures where single columns or piers resist the horizontal forces.

F = 0.8 for structures where continuous frames resist horizontal forces applied along the frame.

W = The total dead weight of the structure in pounds (kg).

(2) $C = A \cdot R \cdot S / Z$

C = Combined Response Coefficient

The calculated coefficient "C" shall not be less than 0.10 for structures with "A" greater than or equal to 0.3 g and 0.06 for structures with "A" less than 0.3g.

Values of coefficients for various depths of alluvium to rock-like material given in Figures 1.2.20A, B, C, and D may be used.

A = Maximum expected acceleration at bedrock at the site.

Seismic risk map of the United States (shown in Figure 1.2.20E, F, G) with following assignment of maximum expected rock acceleration



REGULACIÓN SÍSMICA CONSIDERADA EN LA ASSHTO 1977

TABLA 9.4 FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEÓRICA, ϕ

RESISTENCIA TEÓRICA	FACTOR DE MINORACIÓN ϕ
Flexión o flexión simultánea con fuerzas axiales	
a. Secciones controladas por compresión, tal como se definen en la Sección 10.2.6	
i. Miembros zunchados mediante refuerzo helicoidal continuo conforme a la Sección 10.4.3.	0,70
ii. Miembros con ligaduras cerradas como refuerzo transversal.	0,65
b. Secciones controladas por tracción del acero, tal como se definen en la Sección 10.2.6	0,90
c. Secciones en la zona de transición entre el control por compresión y el control por tracción, tal como se definen en la Sección 10.2.6	Ver Nota ⁽¹⁾
d. Flexión en ménsulas, consolas y soportes similares	0,75
Corte	
Para cualquier miembro estructural, incluyendo los muros que no pertenezcan al sistema resistente a sismos.	0,75
Para muros estructurales que formen parte del sistema resistente a sismos.	0,60
En los nodos y las vigas de acoplamiento reforzadas con grupos interceptados de barras en diagonal.	0,85
En los diafragmas, ϕ no necesita ser menor que el menor factor de minoración por corte aplicado a la resistencia de los componentes verticales del sistema resistente a sismo.	0,85 Véase Comentario
Torsión	0,75
Aplastamiento del concreto	
Excepto en anclajes postensados y en el Método de las Bielas del Anexo A.	0,65
Diseño según el Anexo A	
Bielas, estribos, zonas nodales y áreas de apoyo en esos modelos.	0,75
Muros estructurales con Nivel de Diseño ND1.	
Muros estructurales con Nivel de Diseño ND3.	0,60
Diseño de Miembros Estructurales de Concreto Simple o no Reforzado, según el Capítulo 19	
Flexión, compresión, corte y aplastamiento.	0,55
Diseño de longitudes de transferencia, según el Capítulo 12	1,00
⁽¹⁾ El factor de minoración de la resistencia ϕ puede incrementarse o interpolarse linealmente como se indica en la Figura H-9.4. Para secciones en las cuales la deformación unitaria por tracción ϵ_s en el acero mas traccionado bajo la resistencia teórica, se encuentra en la zona, de transición entre secciones controladas por compresión ($\phi=0,70$ ó 0,65) y controladas por tracción ($\phi=0,90$), se permitirá incrementar ϕ hasta el valor de 0,90. La variación del factor de minoración ϕ puede escribirse como función de las deformaciones en la zona de tracción, ϵ_s , o como función de la relación de profundidad del eje neutro, c/d , valores que se obtienen del cálculo de la resistencia teórica.	

Para los anclajes al concreto según el Anexo D se emplearan los factores de minoración de las Tablas 9.4.(a) y (b). La Condición A se aplica a las potenciales superficies de falla en el concreto reforzado, y la Condición B cuando las potenciales superficies de falla del concreto no están reforzadas o están controladas por la resistencia al arrancamiento o el apalancamiento del anclaje al concreto.

TABLA 9.4 FONDONORMA 1753-2006. FACTORES DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA TEORICA.

ANEXO 2

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA PILA

MÁS DESFAVORABLE EN EL CASO DE ESTUDIO

PUENTE EL ARMADILLO I, EDO BARINAS

... Continuación: Evaluación Cuantitativa:

3.2.1 Determinación de Cargas de Servicio:

- Cargas Muertas:

$$\text{- Defensa} = 0,5 \text{ m} \times 0,34 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m}^3 = 0,425 \text{ T/m}$$

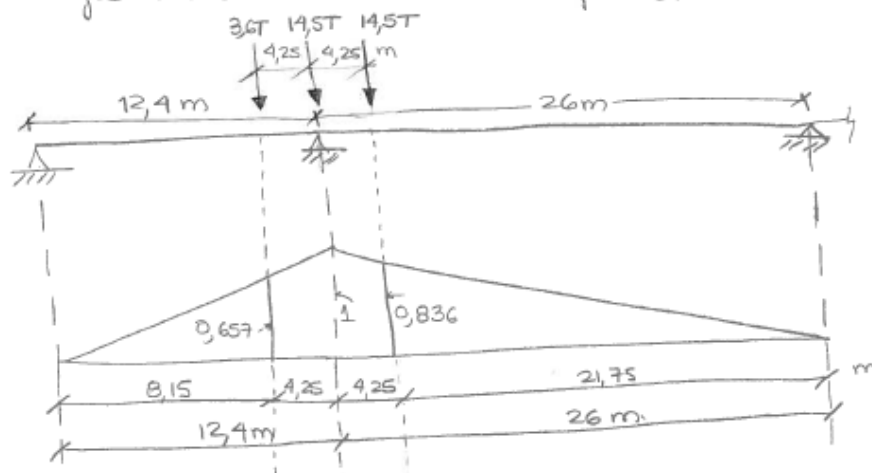
$$\text{- Asfalto} = 10,5 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 1,26 \text{ T/m}$$

$$\text{- Losa} = 10,5 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m}^3 = 6,56 \text{ T/m}$$

$$\text{- Vigas} = 0,51 \text{ m}^2 \times 5 \text{ vigas} \times 2,5 \text{ T/m}^3 = 6,37 \text{ T/m}$$

$$\underline{W = 14,62 \text{ T/m}}$$

- Carga Viva: HS20+20% + Impacto:



$$C.V = 0,657 \times 3,67 + (1 + 0,836) \times 14,5 \text{ T} = 28,98 \text{ T/trocha}$$

Se tienen dos trochas

$$C.V = 28,98 \text{ T/trocha} \times 2 \text{ trochas} = 57,97 \text{ T}$$

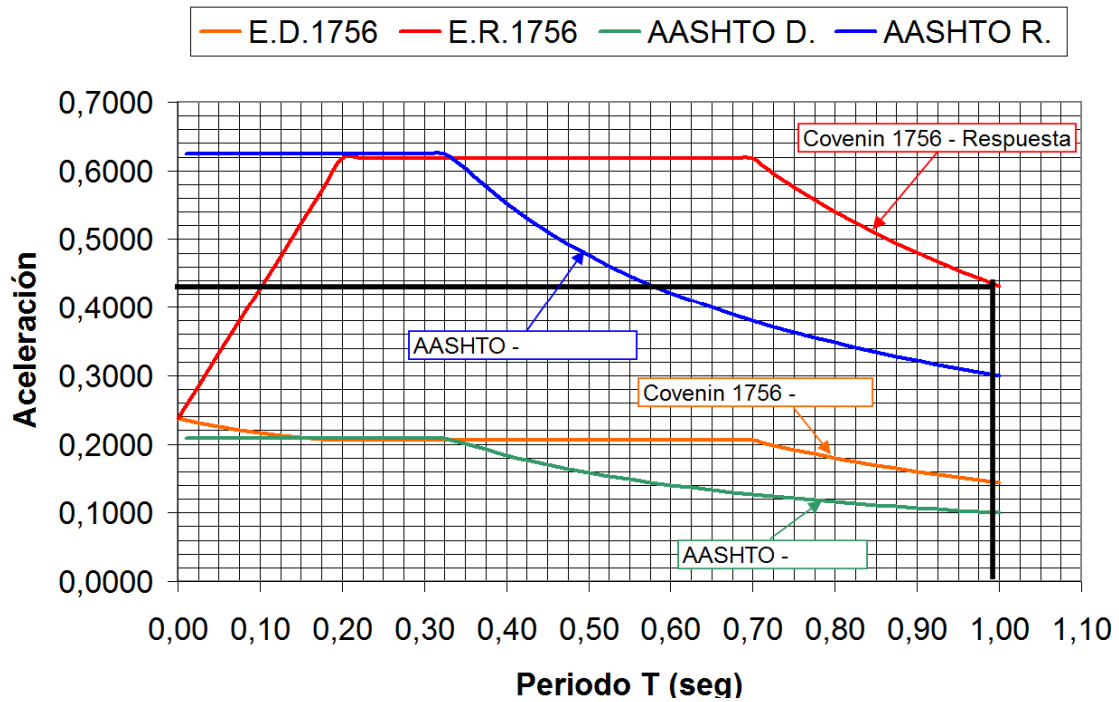
$$C.V (\text{HS20+20\% + Impacto}) = 57,97 \text{ T} \times 1,20 \times 1,30 = 90,44 \text{ T}$$

Son 90,44 Teneledas por carga viva en el pórtico.

3.2.2 Determinación de la amenaza sísmica:

Se construyen los espectros de diseño y respuesta, según los procedimientos indicados por ASHTO y COVENIN, corregido para un Nivel de diseño presente ND3 y esperado ND3, por lo que no hay corrección.

ESPECTROS



ESPECTROS DE DISEÑO Y RESPUESTA PARA NORMAS AASHTO Y COVENIN 1756-2001.

COVENIN
Espectro de Diseño

Forma Espectral	T ⁺ s	β	p	α	R	φ	T ⁺ s	A _o	C	T _o s	T s
S2	0,7	2,6	1	1	3	0,95	0,2	0,25	1,03642284	0,2	0,92

T (s)	Ad
0.00	0.2375
0.03	0.2314
0.05	0.2254
0.08	0.2205
0.10	0.2164
0.13	0.2131
0.15	0.2103
0.18	0.2079
0.20	0.2058
0.23	0.2058
0.25	0.2058
0.28	0.2058
0.30	0.2058
0.33	0.2058
0.35	0.2058
0.38	0.2058
0.40	0.2058
0.43	0.2058
0.45	0.2058
0.48	0.2058
0.50	0.2058
0.53	0.2058
0.55	0.2058
0.58	0.2058
0.60	0.2058
0.63	0.2058
0.65	0.2058
0.68	0.2058
0.70	0.2058
0.73	0.1987
0.75	0.1921
0.78	0.1859
0.80	0.1801
0.83	0.1746
0.85	0.1695
0.88	0.1647
0.90	0.1601
0.93	0.1558
0.95	0.1517
0.98	0.1478
1.00	0.1441

CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO COVENIN 1756-2001

COVENIN
Espectro de Respuesta

Forma Espectral	T ⁺ s	β	p	α	R	φ	T ⁺ s	A _o	C	T _o s	T s
S2	0,7	2,6	1	1	1	0,95	0,2	0,25	0,78751106	0,2	0,92

T (s)	Ad
0.00	0.2375
0.03	0.2850
0.05	0.3325
0.08	0.3800
0.10	0.4275
0.13	0.4750
0.15	0.5225
0.18	0.5700
0.20	0.6175
0.23	0.6175
0.25	0.6175
0.28	0.6175
0.30	0.6175
0.33	0.6175
0.35	0.6175
0.38	0.6175
0.40	0.6175
0.43	0.6175
0.45	0.6175
0.48	0.6175
0.50	0.6175
0.53	0.6175
0.55	0.6175
0.58	0.6175
0.60	0.6175
0.63	0.6175
0.65	0.6175
0.68	0.6175
0.70	0.6175
0.73	0.5962
0.75	0.5763
0.78	0.5577
0.80	0.5403
0.83	0.5239
0.85	0.5085
0.88	0.4940
0.90	0.4803
0.93	0.4673
0.95	0.4550
0.98	0.4433
1.00	0.4323

CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA COVENIN 1756-2001

AASHTO
Espectro de Diseño

L	Ancho	d	h	N°col	IC	A	SPC	S	R	P	$\frac{g}{m/s^2}$
m	m	cm	m								
26	10,5	90	3,95	3	1	0,25	C	1	3	1	9,81
f'c	Fy	$\bar{\epsilon}_k$	$\bar{\epsilon}_{sf}$	E	I	$\bar{\epsilon}$	K	K _{Total}			
kg/cm ²	kg/cm ²	kg/m ³	kg/m ³	kg/cm ²	cm ⁴	cm/kg	kg/cm	kg/cm			
250	4200	2500	2400	238973	3220623	2,6692E-05	37464	112393			
w	w	Vs	$\bar{\epsilon}$	$\bar{\epsilon}$	$\bar{\epsilon}$	T					
kg/m	kg/cmL/m _{an}	cm	cm ²	cm-kg	cm ² -kg	s					
9523	9,070	0,0231	60,15	545,49	12,62	0,0919					

T (s)	Cs
0.01	0.2083
0.03	0.2083
0.05	0.2083
0.08	0.2083
0.10	0.2083
0.13	0.2083
0.15	0.2083
0.18	0.2083
0.20	0.2083
0.23	0.2083
0.25	0.2083
0.28	0.2083
0.30	0.2083
0.33	0.2083
0.35	0.2014
0.38	0.1923
0.40	0.1842
0.43	0.1769
0.45	0.1703
0.48	0.1643
0.50	0.1587
0.53	0.1537
0.55	0.1490
0.58	0.1446
0.60	0.1406
0.63	0.1368
0.65	0.1333
0.68	0.1300
0.70	0.1268
0.73	0.1239
0.75	0.1211
0.78	0.1185
0.80	0.1160
0.83	0.1137
0.85	0.1114
0.88	0.1093
0.90	0.1073
0.93	0.1053
0.95	0.1035
0.98	0.1017
1.00	0.1000

CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO AASHTO

AASHTO
Espectro de Respuesta

L	Ancho	d	h	N°col	IC	A	SPC	S	R	P	$\frac{g}{m/s^2}$
m	m	cm	m								
26	10,5	90	3,95	3	1	0,25	C	1	1	1	9,81
f'c	Fy	$\uparrow_c$	$\uparrow_{asf}$	E	I	$\uparrow$	K	K _{Total}			
kg/cm ²	kg/cm ²	kg/m ³	kg/m ³	kg/cm ²	cm ⁴	cm/kg	kg/cm	kg/cm			
250	4200	2500	2400	238973	3220623	2,6692E-05	37464	112393			
w	w	Vs	$\uparrow$	$\uparrow$	$\uparrow$	T					
kg/m	kg/cmL/m _{an} cho	cm	cm ²	cm-kg	cm ² -kg	s					
9523	9,070	0,0231	60,15	545,49	12,62	0,0919					

T (s)	Cs
0.01	0.6250
0.03	0.6250
0.05	0.6250
0.08	0.6250
0.10	0.6250
0.13	0.6250
0.15	0.6250
0.18	0.6250
0.20	0.6250
0.23	0.6250
0.25	0.6250
0.28	0.6250
0.30	0.6250
0.33	0.6250
0.35	0.6041
0.38	0.5769
0.40	0.5526
0.43	0.5307
0.45	0.5109
0.48	0.4928
0.50	0.4762
0.53	0.4610
0.55	0.4469
0.58	0.4339
0.60	0.4217
0.63	0.4104
0.65	0.3998
0.68	0.3899
0.70	0.3805
0.73	0.3717
0.75	0.3634
0.78	0.3556
0.80	0.3481
0.83	0.3411
0.85	0.3343
0.88	0.3279
0.90	0.3218
0.93	0.3160
0.95	0.3104
0.98	0.3051
1.00	0.3000

CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA AASHTO

3.2.3 Determinación de la Categoría Sísmica:

El tipo de puente en estudio se considera una estructura de categoría Sísmica "C", por lo que se usa el procedimiento 2 sugerido en la norma ASTRO, pero modificado para nuestro caso en estudio, como lo plantea el manual.

3.2.4 Cálculo de la rigidez de la pila

- Sismo transversal

$$S = \frac{P \cdot h^3}{12 \cdot E \cdot I} = \frac{1 \times (395)^3}{12 \cdot E \cdot I}$$

$$E = 15.114 \sqrt{f'c} = 15.114 \sqrt{250} = 238.973 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = \frac{\pi \cdot d^4}{64} = \frac{\pi (90)^4}{64} = 3.220.623 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{1 \times (395)^3}{12 \times 238.973 \times 3.220.623} = 6,67 \times 10^{-6} \text{ cm/Kg}$$

$$K = 1/S = 149.857,57 \text{ Kg/cm} \quad (\text{Igual para sismo longitudinal})$$

3.2.5 Cálculo de la carga debido al sismo y

Cálculo del período de Oscilación:

- Sismo transversal: Cálculo del desplazamiento estático transversal V_s , con $P=1$.

$$V_s = \frac{P_0 \cdot L}{K} = \frac{1 \times 26 \times 100}{149.857,57} = 0,017 \text{ cm}$$

- Cálculo de los factores para modo Simple α, β, γ (ASTRO 4.4)

$$\alpha = \int V_s(x) dx \rightarrow \alpha = V_s \cdot L = 0,017 \times 26 \times 100 = 44,2 \text{ cm}^2$$

$$\beta = \int w(x) \cdot V_s(x) dx \rightarrow \beta = \alpha \cdot w = 44,2 \times \left[\frac{14,62 \times 1000}{10,50 \times 100} \right] = 615,43 \text{ cm} \cdot \text{Kg}$$

$$\gamma = \int w(x) \cdot V_s(x)^2 dx \rightarrow \gamma = \beta \cdot V_s = 615,43 \times 0,017 = 10,46 \text{ cm}^2 \cdot \text{Kg}$$

- Cálculo del Período de Oscilación:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{P_o \cdot g \cdot \alpha}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{10,46}{1 \cdot 9,81 \cdot 44,2}}$$

$$T = 0,98$$

- Cálculo del Coeficiente de Respuesta sísmica estática:

Este coeficiente o aceleración, se busca en el Espectro mas desfavorable de los construidos por AASHTO y COVENIN, que han sido corregidos por el nivel de diseño presente en la estructura y el nivel de diseño esperado en su revisión.

(COVENIN, TABLAS C-12, L y C-12, 2)

Para $T = 0,98$; $C_s = A_d = 0,4433 < 2,5 A_o$ o K

- Cálculo de la Carga Sísmica estática equivalente:

$$P_e = \frac{\beta \cdot C_s \cdot w(x) \cdot \sqrt{s(x)}}{\gamma} = \frac{\beta \cdot C_s \cdot w \cdot \sqrt{s}}{\beta \cdot \sqrt{s}} = C_s \cdot w$$

En este momento debe considerarse "w" como la carga de servicio total de la estructura (carga muerta + carga viva) que reposa sobre la pila.

$$w = CM + CV$$

$$CM = 14,620 \frac{T}{m} \cdot \left(\frac{26 + 12,4}{2} \right) m \times \frac{1}{3 \text{ pilas}} = 43,568 T$$

$$CV = 90,44 T \times \frac{1}{3 \text{ pilas}} = 30,147 T$$

$$w = CM + CV = 123,715 T$$

$$P_e = 0,4433 \times 123,714 = 54,84 \text{ T}$$

$$M = \frac{C_s \cdot w \cdot h'}{R} = \frac{P_e \cdot h'}{R} = \frac{54,84 \times 5}{3} = 91,40 \text{ T.m}$$

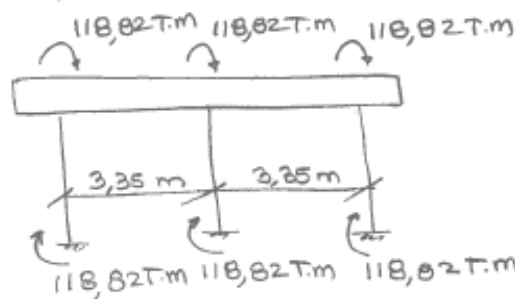
h' (alto de todo el pórtico)

3.2.6 Cálculo de la Carga debida al sismo long.
y cálculo del período de oscilación.

Se sigue el mismo procedimiento y mismos resultados que en 3.2.5 por la hipótesis considerada para este tipo de puentes.

3.2.7 Resumen de las cargas sísmicas actuando en la pila.

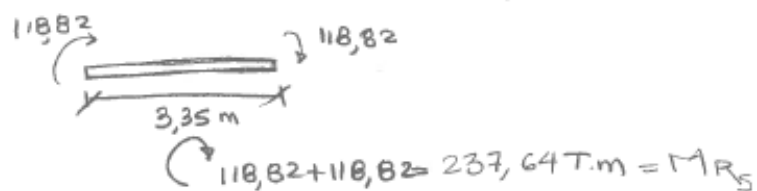
-Pórtico:



Momento
Aplicado
en las pilas
por sismo

$$= \left. \begin{array}{l} M_{\text{long}} + 0,3 M_{\text{transv}} \\ M_{\text{trans}} + 0,3 M_{\text{long}} \end{array} \right\} M_{A_5} = 118,82 \text{ T.m}$$

Despice, en el 'dintel' de las pilas:



Fuerza axial aplicada a las Pilas, por sismo:

$$M_{RS} = 234,64 \text{ T.m}$$

$$P_{AS} = \frac{M_{RS}}{3,35\text{m}} = \frac{234,64 \text{ T.m}}{3,35\text{m}} = 70,93 \text{ T}$$

3.2.8 Cálculo de fuerzas por Carga de Servicio y Sismo

$$C.M(\text{pila}) = 14,62 \times \left(\frac{26 \times 12,4}{2} \right) \times \frac{1}{3 \text{ pilas}} = 93,56 \text{ T}$$

$$C.M(\text{distribuida}) = 93,56 \text{ T} \times \frac{1}{\left(\frac{26 + 12,4}{2} \right)} = 5,28 \text{ T/m (a la pila)}$$

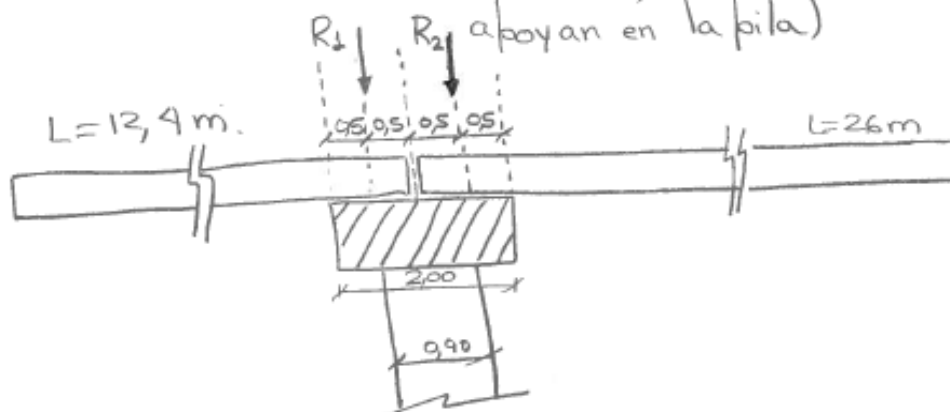
$$C.V(\text{distribuida}) = 90,44 \text{ T} \times \frac{1}{\left(\frac{26 + 12,4}{2} \right)} = 4,71 \text{ T/m (a la pila)}$$

$$C.T = 1,4 \cdot C.M + 1,7 \cdot C.V$$

$$C.T = 1,4 \cdot (5,28 \text{ T}) + 1,7 \cdot (4,71 \text{ T})$$

$$C.T = 15,4 \text{ T/m (distribuida, en los tableros que}$$

R_1, R_2 apoyan en la pila)



$$R_1 = 15,4T \times \frac{12,4m}{2} = 95,48T$$

$$R_2 = 15,4T \times \frac{26m}{2} = 200,2T$$

$$P_{A(cm+cv)} = 295,68T \text{ (en la pila).}$$

$$M_{A(cm+cv)} = 200,2T \times 0,5m - 95,48T \times 0,5m \\ = 52,36T.m.$$

- Momentos y Cargas últimas, por Peso propio, carga viva y Sismo:

$$P_u = P_{A(cm+cv)} + P_{As} = 295,68T + 70,93T \\ P_u = 366,61T //$$

$$M_u = M_{A(cm+cv)} + M_{As} = 52,36T.m + 118,82T.m \\ M_u = 171,18T.m //$$

3.2.9 Verificación del efecto P-Δ

$$Q = \frac{P_p \times \Delta_{ei}}{F_T \times L} \quad ; \quad P_p = \text{peso en la pila.} \\ P_p = 366,61T$$

F_T = Corte en la pila por sismo

$$F_T = P_e = 54,84T.$$

$$\Delta_{ei} = \frac{F_T}{K} = \frac{54.840Kg}{149.857,57 \frac{Kg}{cm}} = 0,36cm$$

$$Q = \frac{366,61T \times 0,36cm}{54,84T \times 395cm} = 6 \times 10^{-3} = 0,006 = 0,6\%$$

0,6% < 8% OK.
No se requiere corrección por efecto P-Δ.

- Verificación de la pila por Pandeo:

$$\frac{L}{r} \leq 22$$

$$\frac{395\text{cm}}{d/4} \leq 22 ; \quad \frac{3,95\text{m}}{0,225\text{m}} = 17,56 < 22 \text{ OK.}$$

3.2.10 Verificación de la Capacidad Resistente de la Pila

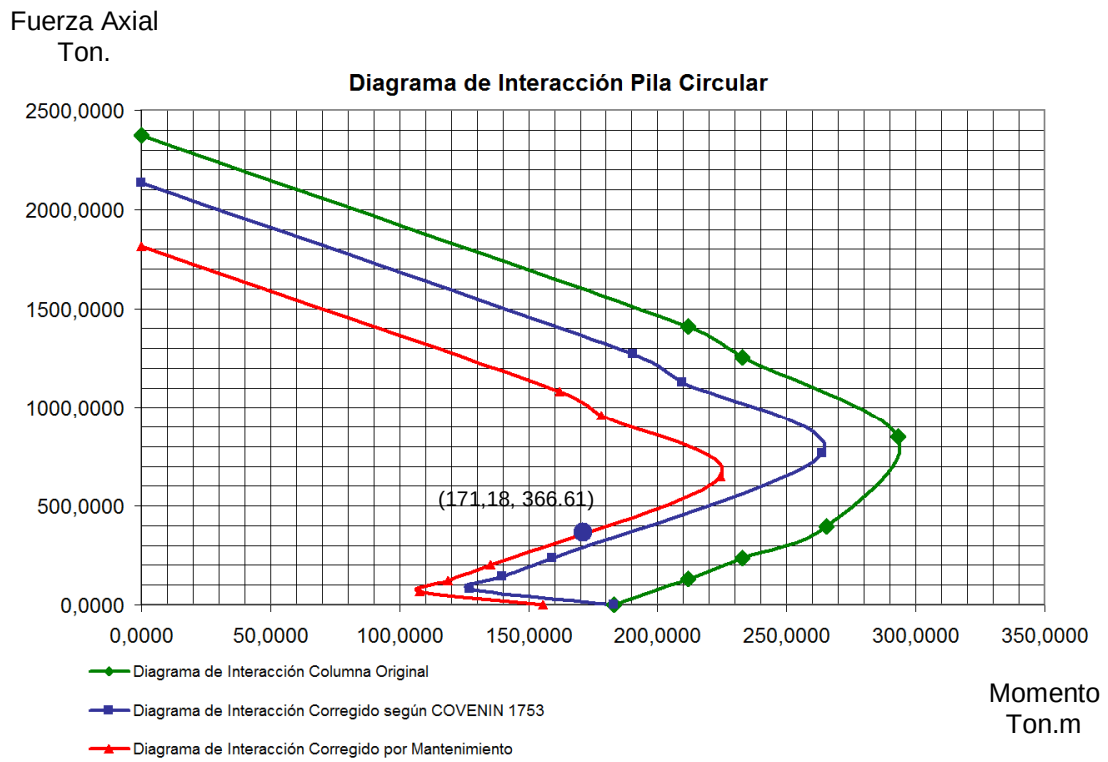
Se construye el diagrama de interacción para la pila de Sección circular, diámetro 0,90m, y $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$.

Esta curva resultante debe ser corregida por el " ϕ " de condición del puente, que para éste por no tener daños presentes, pero tener una inspección estimada, y un mantenimiento intermitente resulta igual a $\phi = 0,85$.

Se presenta en la página siguiente el Diagrama de Interacción de la pila corregido, y en él se plotean el momento último y la fuerza axial última aplicada a la pila por sismo, peso propio y carga viva.

$$P_u = 366,61 \text{ T} ; \quad M_u = 171,18 \text{ T.m}$$

Se observa el punto dentro del diagrama, lo que demuestra que la sección resistente es suficiente y que no se requieren reforzamientos.



● Ploteo de P_u y M_u : La columna no requiere incremento de sección ni reforzamiento.

3.2.11 Verificación de desplazamientos de Apoyos:

Sección 7, AASHTO; Categoría Sísmica C, Sección Central

$$\begin{aligned} \text{Pila: } N &= 305 + 2,5 \cdot L + 10 \cdot H \\ &= 305 + 2,5 \times 26 + 10 \times 5 = 420 \text{ m.m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Estribo: } N &= 305 + 2,5 \cdot L \\ &= 305 + 2,5 \times 26 = 370 \text{ m.m.} \end{aligned}$$

Sección Lateral

$$\text{Pila: } N = 386 \text{ mm}$$

$$\text{Estribo: } N = 336 \text{ mm.}$$

3.2.12 Verificación del factor Rating.

$$\phi R_n = \phi D \cdot D + \phi L \cdot L (R.F.) (1 + I)$$

$$R.F. = \frac{\phi R_n - \phi D \cdot D}{\phi L \cdot L \times (1 + I)}$$

$$P_u \rightarrow R.F. = \frac{0,85 \times 19765 - 1,2 \times 9356}{1,65 \times 1,3 \times 90,44}$$

$$R.F. = 8,08 > 1 \text{ OK!}$$

$$M_u \rightarrow R.F. = \frac{0,85 \times 244,7 - 1,2 (17,85)}{1,65 \times 1,3 \times 16,01}$$

$$R.F. = 5,43 > 1 \text{ OK!}$$

de tabla 3.2
Guide Specifications
for Strength evaluation
of existing steel and
Concrete Bridges

$$\phi_D = 1,2$$

$$\phi_L = 1,65$$

$$I = 30\%$$

ANEXO 3

GALERÍA FOTOGRÁFICA Y COMENTARIOS

Terremoto de San Fernando California. 1971

Estas columnas soportaban un puente, el daño que se presentó se debió a torsión (rotación horizontal) en las columnas. La torsión se traduce en fuerzas cortantes que actúan sobre el zunchos (refuerzo lateral en espiral). Las vueltas de los zunchos estaban 30.5 cm de separadas, es una distancia muy grande por lo que la fuerza cortante superó la resistencia del zunchos y no fue capaz de confinar el concreto de la columna.

Evidentemente el diseño establecido para la construcción de estas pilas no contempló las acciones sísmicas ya que no estaban debidamente estimadas para la época.

Fue este uno de los sismos de mayor relevancia en el auge de actualizar las normativas de diseño, incorporando los resultados de ensayos dispuestos a estimar los coeficientes sísmicos a aplicarse en el diseño y revisión de este tipo de estructuras.



Northridge, 17 de Enero de 1994. Magnitud 6.7 grados en la escala de Richter





Las columnas anteriores muestran un fallo típico en las pilas de concreto armado en todo el mundo. Las barras de acero verticales pueden soportar el peso de la estructura muy bien cuando el peso se ejerce hacia abajo, como de costumbre. Durante sacudida sísmica el acero transversal (zunchos) no fue capaz de soportar los efectos cortantes, ocasionándose el colapso de las columnas



En la gráfica anterior se muestra el colapso total de un puente a dos niveles cuyas columnas fueron incapaces de soportar el peso del puente, cuando se vio sometido al efecto del sismo.

Por la gráfica se puede deducir que el puente tenía varios años de construido y probablemente no había sido diseñado con las regulaciones sísmicas adecuadas.

Hyogojen-Nanbu (Kobe, Hanshin-Awaji) Terremoto, Japón 1995



La fotografía muestra una evidente falla de la pila que sostenía el tablero del puente.



Se evidencia un desplazamiento del tablero. Las pilas de soporte de mantuvieron en su sitio.

En este terremoto, casi todos los servicios públicos: carreteras, ferrocarriles, el puerto, y líneas de vida de otros al centro de la ciudad sufrieron graves daños, retrasando en gran medida los esfuerzos de rescate.

La mayoría de las estructuras de importancia vial en Kobe se construyeron alrededor de 20 a 30 años antes de éste evento sísmico, lo que muestra que las estructuras colapsadas fueron diseñadas sin considerar regulaciones sísmicas adecuadas.



Las columnas de apoyo no fueron capaces de frenar en corte durante el movimiento sísmico.

Santiago de Chile, 27 de Febrero del 2010, Magnitud 8,8 grados en la escala de Richter

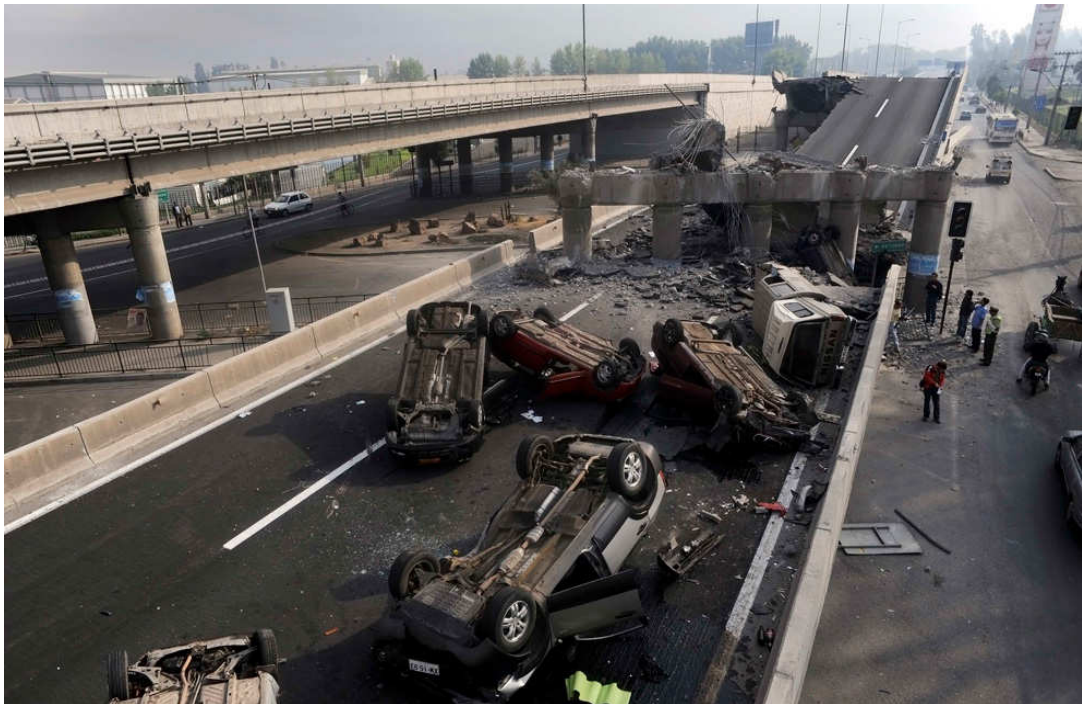


Autopista elevada derrumbada por desplazamiento y caída del tablero.

Se puede evidenciar que el fallo en la respuesta del puente frente al sismo estuvo en el soporte de los apoyos de las pilas respecto al tablero, ya que las pilas quedaron en pie, es decir que su resistencia al sismo fue suficiente, mas el espacio para apoyo del tablero no fue suficiente para mantener **sostenido** **el** **tablero.**



Acá se muestra en apoyo expuesto, de donde se desplazo y cayó el tablero.



Se puede inferir que el daño se produjo por errores de ejecución y no de proyecto, por observarse la rampa paralela en pie y sin daños, siendo construidas de manera simultanea y encontrándose en la misma zona sísmica.

Honduras, Magnitud **7.1 grados en la escala de Richter**. Duración **30 segundos**.







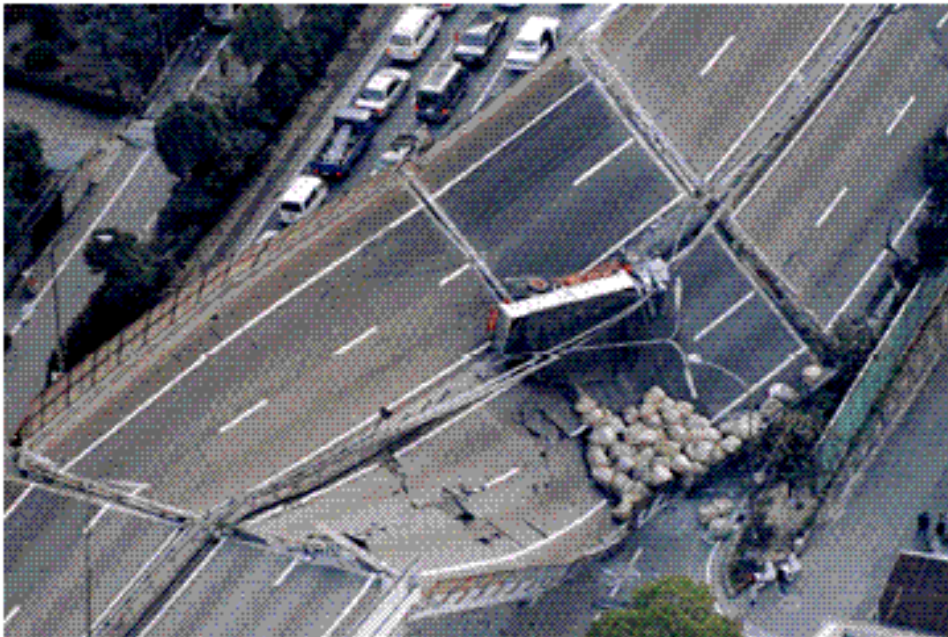
El daño en este puente fue debido al desplazamiento de este tramo de tablero, que se saltó de la estructura al momento del sismo. El resto del puente se mantuvo intacto de daños, por lo que el factor causante del daño se manifiesta como errores en la ejecución.

Honshu, Japón. Magnitud 7.2 grados en la escala de Richter



El daño en este puente fue debido al desplazamiento de este tramo de tablero, que se soltó de la estructura al momento del sismo.

Se muestra que las pilas o columnas quedaron en su posición, por lo que demuestra que fueron capaces de soportar el sismo, mas la longitud de apoyo de los tableros no fue suficiente para soportar el desplazamiento ocasionado por las fuerzas sísmicas.



Esta autopista se vio volcada luego del evento sísmico que tuvo lugar.

Los estudios de suelos previos y posteriores han indicado que la cimentación de esta autopista se localizaba en una roca más blanda que la zonificación estimada en el diseño, por lo que el corte recibido por esta estructura fue mayor que el estimado, provocando el colapso.

Niigata, Japón, mediados de 2004



La pila no fue capaz de soportar el corte recibido en el sismo.

Chi- Chi (JI-JI) Taiwán 1999.



Se evidencia caída del tablero por insuficiente longitud de soporte lateral en el apoyo.

Cariaco, 1997: Magnitud 6.8 en la escala e Richter



Se han evidenciado en Venezuela en los últimos 40 a 50 años numerosos sismos que, en menor o mayor medida han ocasionado daños a las estructuras existentes, provocando graves pérdidas materiales y humanas.

Uno de los casos recientes más importantes ha sido el sismo ocurrido en Cariaco, donde hubo una gran cantidad de víctimas y daños que aun están siendo reparados.

Si bien en este sismo los daños mayores no fueron apreciados en estructuras tipo puente, bien cabe la reflexión respecto a qué acción preventiva estamos tomando en nuestras manos para la pronta rehabilitación de las estructuras que se encuentran públicamente diseñadas por debajo de la capacidad sísmica real, por haberse construido la gran mayoría de puentes de gran importancia, antes de los eventos importantes modificadores de regulaciones normativas nacionales e internacionales.



Han sido muchas las pérdidas por colapso de edificaciones por evento sísmicos en este país.

Es necesario que se tome conciencia inmediata de la necesidad de la evaluación y rehabilitación de los puentes y edificaciones que se encuentran fuera de las consideraciones normativas vigentes, ya que la inversión en estas actividades es claramente necesaria para evitar inversiones mucho mayores en caso de ocurrir el colapso de éstas en eventos sísmicos futuros, sin considerar que no habrá inversión posible capaz de recuperar el daño humano y social.

Caracas, 1967: Magnitud 6.4 en la escala e Richter





REFLEXIÓN: ¿Hemos tomado las acciones necesarias suficientes desde 1967 para rehabilitar los puentes existentes? ¿Habremos olvidado estos 35 segundos?