

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MEDIANTE  
LA REALIZACIÓN DE UNA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA**

**PRESENTADO POR:**

**MARVIN ALEXANDER CARDOZA QUIJADA**

**JOSÉ EDUARDO VILLALOBOS ZETINO**

**PARA OPTAR AL TITULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DEL 2005**

## **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

**RECTORA** :  
**Dra. María Isabel Rodríguez**

**SECRETARIA GENERAL** :  
**Licda. Alicia Margarita Rivas de Recinos**

## **FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**DECANO** :  
**Ing. Mario Roberto Nieto Lovo**

**SECRETARIO** :  
**Ing. Oscar Eduardo Marroquín Hernández**

## **ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DIRECTOR** :  
**Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:  
**INGENIERO CIVIL**

Título :

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MEDIANTE  
LA REALIZACIÓN DE UNA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA**

Presentado por :

**MARVIN ALEXANDER CARDOZA QUIJADA  
JOSÉ EDUARDO VILLALOBOS ZETINO**

Trabajo de Graduación aprobado por :

Docente Director interno :

**ING. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO**

Docente Director externo :

**ING. GUILLERMO CANDELA GARCÍA**

Docente Director externo :

**ING. LUIS FELIPE GALLEGOS MEJÍA**

San Salvador, Agosto del 2005

Trabajo de Graduación Aprobado por :

Docentes Directores :

**ING. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO**

**ING. GUILLERMO CANDELA GARCÍA**

**ING. LUIS FELIPE GALLEGOS MEJÍA**

## **AGRADECIMIENTOS**

Queremos, en primer lugar, agradecer a nuestros asesores, los Ings. Adry Flores, Guillermo Candela y Felipe Gallegos por haber compartido con nosotros su tiempo y conocimiento desde el inicio hasta la conclusión de este trabajo de graduación.

Damos gracias también a todas aquellas instituciones que nos brindaron su colaboración para que la correcta ejecución de esta tesis fuese una realidad: Fundación Padre Arrupe de El Salvador; Universidad de El Salvador (UES); Unidades de Investigación y Desarrollo Vial (UIDV), de Planificación Vial (UPV) y de Mantenimiento (UMV) del Ministerio de Obras Públicas (MOP); Fondo de Conservación Vial (FOVIAL) y Constructora Linares.

Así mismo, agradecemos a todas las personas que de una u otra forma nos apoyaron durante el desarrollo de este proyecto: Ing. Luis Rodolfo Nosiglia (UES), Ing. Edwin Alvarenga (UIDV), Ing. Dionisio Ramírez (UPV), Ing. Francisco Molina (UMV) e Ing. Calos Morán (FOVIAL).

Marvin Alexander Cardoza,  
José Eduardo Villalobos.

## DEDICATORIA

AL SEÑOR TODO PODEROSO Y A SU HIJO JESÚS CRISTO, por darme la sabiduría y la fortaleza necesaria para concluir mis estudios.

A MIS PADRES, NELSON CARDOZA AYALA Y MARIA CONCEPCIÓN QUIJADA, por el esfuerzo y sacrificio que hicieron para que pudiera lograr la meta de convertirme en un profesional. Gracias padres por su amor y apoyo incondicional.

A MI HIJA PAOLA ALEXANDRA, la personita más bella del mundo, la cual me dio más fuerzas para lograr culminar mi carrera. Este triunfo te lo dedico a ti hija.

A MI TIA ROSA DINA AYALA, por ser mi segunda madre, la que estuvo conmigo de principio a fin en mis estudios, dándome su apoyo y dedicándose a mí como a un hijo. Gracias tía.

A TODA MI FAMILIA Y AMIGOS, por la confianza, apoyo y ánimo que me dieron siempre, lo cual me motivó aún más a concluir mis estudios.

Marvin Alexander Cardoza.

## **DEDICATORIA**

A la AMADA PRESENCIA DE DIOS "YO SOY", a los Maestros Ascendidos, a la Hueste Angelical y al Reino Elemental.

A mis padres, Miguel Ángel y Marta Noemí, por darme todo su amor y apoyo de forma incondicional.

A toda mi familia, por estar siempre a mi lado.

A todos mis amigos y amigas, por el ánimo que me dan y por estar siempre conmigo en las buenas y en las malas.

José Eduardo Villalobos.

## INDICE

<b>INTRODUCCION.</b>	xxvi
<b>CAPITULO I. GENERALIDADES.</b>	
1.1 ANTECEDENTES.	2
1.2 BREVES NOTAS SOBRE ALGUNOS PUENTES DE EL SALVADOR.	4
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	18
1.4 OBJETIVOS.	19
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.	19
1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.	19
1.5 ALCANCES.	21
1.6 LIMITACIONES.	22
1.7 JUSTIFICACIÓN.	24
<b>CAPITULO II. ASPECTOS GENERALES.</b>	
2.1 CONCEPTOS GENERALES.	27
2.1.1 DEFINICIÓN DE PUENTE.	27
2.1.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES.	27
2.1.3 ELEMENTOS CONSTITUTIVOS.	37
A SUPERESTRUCTURA.	37
B SUBESTRUCTURA.	64
C ELEMENTOS ADICIONALES.	75
2.1.4 SINGULARIDADES DE LOS PUENTES CARRETEROS.	78
2.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.	79

2.2.1 MÉTODOS DE DISEÑO.	79
A MÉTODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS ACERO.	82
B MÉTODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO.	94
2.2.2 ACCIONES EN LOS PUENTES.	103
2.2.3 SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE.	118
2.3 RUINAS EN PUENTES.	129
<b>CAPITULO III. PRUEBAS DE CARGA EN PUENTES.</b>	
3.1 GENERALIDADES.	136
3.1.1 DEFINICIÓN DE PRUEBA DE CARGA.	139
3.1.2 OBJETIVOS DE LOS ENSAYOS DE CARGA.	141
3.1.3 TIPOS DE PRUEBAS.	142
3.1.4 PUENTES QUE PUEDEN BENEFICIARSE DE LOS ENSAYOS DE CARGA.	152
3.1.5 CUANDO NO APLICAN LOS ENSAYOS DE CARGA.	155
3.1.6 SEGURIDAD DEL PUENTE DURANTE LOS ENSAYOS DE CARGA.	156
3.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PUENTES.	158
3.3 INSTRUMENTACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA.	164
3.3.1 MEDICIONES TÍPICAS.	165
3.3.2 EQUIPO TÍPICO.	166
3.4 PROCEDIMIENTOS GENERALES EN PRUEBAS DE CARGA.	187

3.4.1	INSPECCIÓN PRELIMINAR Y EVALUACIÓN TEÓRICA.	188
3.4.2	PLANIFICACIÓN Y PREPARACIÓN DEL ENSAYO DE CARGA.	190
3.4.3	EJECUCIÓN DEL ENSAYO DE CARGA.	202
3.4.4	EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO DE CARGA.	203
3.4.5	REPORTE.	204
3.4.6	DATOS GENERALES EN PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICAS.	209
3.4.7	DATOS GENERALES EN PRUEBAS DE CARGA DINÁMICAS.	230
3.5	EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LOS PUENTES.	234
3.5.1	PRUEBAS DE CARGA NO DESTRUCTIVAS.	235
3.5.2	EVALUACIÓN DE LA CARGA.	236

#### **CAPITULO IV. EJEMPLO PRÁCTICO DE LA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA.**

4.1	INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN PRELIMINAR.	251
4.1.1	CONSIDERACIONES GENERALES.	251
4.1.2	INFORMACIÓN PRELIMINAR.	252
	A DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL.	252
	B NORMATIVA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.	255
	C CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.	256
4.1.3	INSPECCIÓN PRELIMINAR DE CAMPO.	257

4.1.4 EVALUACIÓN PRELIMINAR.	266
A BREVE DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE A UTILIZAR.	267
B MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.	269
C INTRODUCCIÓN DE DATOS AL PROGRAMA AVWIN 98.	275
4.2 PLANIFICACIÓN, PREPARACIÓN Y EJECUCIÓN DEL ENSAYO DE CARGA.	287
4.2.1 OBJETIVOS DEL ENSAYO.	287
4.2.2 TIPO DE ENSAYO SELECCIONADO.	288
4.2.3 EFECTOS DE CARGA MEDIDOS.	289
4.2.4 EQUIPO SELECCIONADO PARA EL ENSAYO DE CARGA ESTÁTICA.	291
4.2.5 PERSONAL.	292
4.2.6 PLAZO DE EJECUCIÓN.	293
4.2.7 APLICACIÓN DE LA CARGA.	294
A ACTIVIDADES PREVIAS.	294
B PLAN DE SEGURIDAD DE LA PRUEBA, SEGURIDAD Y CONTROL DEL TRÁFICO.	299
C PREPARACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.	303
D TREN DE CARGAS.	306
E PESAJE.	309
F MATERIALIZACIÓN DE LA CARGA.	312
G CRITERIOS DE ESTABILIZACIÓN.	315

H VALORES REMANENTES.	315
4.2.8 PRESUPUESTO.	316
4.3 EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO DE CARGA.	317
4.3.1 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.	318
4.3.2 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.	319
A DEFORMACIONES OBTENIDAS EN CAMPO.	320
B RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DEL PROGRAMA AVWIN 98.	322
C RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DEL PROGRAMA SAP2000.	326
D RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DE LAS GALGAS EXTENSOMÉTRICAS.	329
E ESFUERZOS CALCULADOS A PARTIR DE LOS MOMENTOS GENERADOS POR AVWIN98 Y SAP2000.	330
F RESUMEN DE RESULTADOS.	332
4.3.3 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN VRS. RESULTADOS OBTENIDOS.	334
4.3.4 DIFERENCIAS ENTRE VALORES MEDIDOS EN LA PRUEBA DE CARGA REAL VRS. LOS CALCULADOS EN LOS MODELOS.	336
4.3.5 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD TEÓRICA DEL PUENTE.	340

**CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

5.1	CONCLUSIONES.	345
5.2	RECOMENDACIONES.	354
	<b>BIBLIOGRAFIA.</b>	361
	<b>ANEXOS.</b>	364

## INDICE DE FIGURAS\*

<b>Figura</b>	<b>Descripción.</b>	<b>Pág.</b>
1.1	Nuevo puente Cuscatlán, construido con vigas cajón.	7
1.2	Antiguo puente sobre el río Jiboa.	8
1.3	Nuevo puente Don Luis Moscoso.	9
1.4	Puente Agua Caliente sobre el río Acelhuate.	9
1.5	Puente de Oro, construido en 1952 y dinamitado en 1981.	10
1.6	Nuevo Puente de Oro sobre el río Lempa.	11
1.7	Puente Apanta, construido a base de vigas de concreto.	12
1.8	Bóveda Titihuapa, previo a su reparación en el año 2003.	13
1.9	Paso a desnivel de la intersección de la 49° Av. Sur y la 6°, 10° Calle Poniente.	14
1.10	Paso a desnivel "Hermano Lejano, Bienvenido".	16
1.11	Paso a desnivel entre la 49 Av. Sur y la 1° Calle Poniente.	17
2.1	Forma como un puente puede salvar un obstáculo.	27
2.2	Esquema de puente tipo arco.	38
2.3	Líneas funicular y antifunicular.	39
2.4	Esquema de arco empotrado.	41
2.5	Esquema de arco biarticulado.	41
2.6	Puente triarticulado de Salginatobel.	41
2.7	Puente del Cold Spring Canyon, Santa Bárbara (USA).	42
2.8	Puente de Fremont, Portland (USA), 1973.	43

2.9	Puente de Tangermunde sobre el Elba, (Alemania).	43
2.10	Puente de Tablero de Vigas.	44
2.11	Puente con tablero de losa maciza.	45
2.12	Puente con tablero de losa aligerada.	46
2.13	Puente de vigas T.	46
2.14	Esquema de puente Cantilever.	47
2.15	Ilustración de puente de tablero de viga cajón	48
2.16	Pórtico de concreto pretensado de pilares oblicuos. San Diego, USA.	50
2.17	Puente catenaria.	55
2.18	Puente San Francisco-Oakland, San Francisco, USA.	56
2.19	Esquema de puente colgante típico.	57
2.20	Puente de Barrios de Luna, España.	59
2.21	Puente atirantado con doble plano de atirantamiento.	61
2.22	Puente atirantado con plano único de atirantamiento.	62
2.23	Distribución de cables en paralelo o en arpa.	63
2.24	Distribución de cables radial o en abanico.	63
2.25	Distribución de cables en forma divergente.	63
2.26	Pilas de puentes.	65
2.27	Tipos de torres empleadas para puentes colgantes grandes.	66
2.28	Secciones de torres usadas en puentes atirantados.	66
2.29	Cimentaciones Profundas.	68
2.30	Tablaestacas y Ataguías.	69
2.31	Hincado de un cilindro por el método del “pozo indio”.	70

2.32	Algunos tipos de estribos.	73
2.33	Esfuerzos de flexión y vigas sometidas a ellos en el eje x-x.	86
2.34	Distintos mecanismos de colapso en una viga continua.	88
2.35	Camiones estándar cargados.	110
2.36	Cargas de carril H y HS para claros simplemente apoyados.	111
2.37	Colapso del puente Tacoma Narrows.	132
3.1	Ilustración de la ejecución de una prueba de carga estática.	143
3.2	Utilización de plataformas aéreas en puentes.	167
3.3	Esquema del circuito del puente de Wheatstone.	171
3.4	Uso de sistema láser en pruebas de carga.	181
3.5	Ejemplo del uso del sistema láser durante el ensayo.	182
3.6	Equipo computarizado para la obtención y análisis de datos.	183
3.7	Erección hidráulica de plataforma aérea.	185
3.8	Plataforma aérea en operación.	185
3.9	Escalera de acceso a la plataforma aérea ubicada dentro de la torre.	186
3.10	Andamio adicional que puede ser colocado sobre la plataforma para permitir un mejor acceso a la parte inferior del puente.	186
3.11	Sistema de comunicación, el cual se activa por voz desde la plataforma aérea hasta el control central.	187
3.12	Estados de carga recomendados para tramos simplemente apoyados, pórticos y arcos.	216
3.13	Escalón de carga.	221

3.14	Escalón de descarga.	222
3.15	Proceso de carga/descarga.	223
3.16	Valores remanentes.	226
4.1	Estribo poniente del puente a ensayar.	258
4.2	Protección de los aletones.	258
4.3	Relleno de concreto en las espaldas de los aletones.	259
4.4	Canaleta triangular, obra de drenaje inferior.	260
4.5	Ensanchamiento de la parte inferior de las vigas de concreto postensado.	261
4.6	Unión de los dos tramos de vigas longitudinales con concreto colado in situ.	261
4.7	Estriado transversal de la losa del puente.	263
4.8	Tipo y estado de las juntas de expansión del puente	263
4.9	Acera, barandal, junta de expansión y la losa de aproximación del puente.	264
4.10	Rótulos del costado sur-oriente del puente.	265
4.11	Losa de aproximación al puente.	265
4.12	Pantalla inicial del programa AWWIN 98.	269
4.13a	Planta del enmallado utilizado en la modelización del puente, esquema de barras.	270
4.13b	Planta del enmallado utilizado en la modelización del puente, esquema de nudos	271

4.14	Coordenadas del enmallado utilizado en la modelización.	271
4.15	Sección transversal real de las vigas y sección equivalente, usada en el programa para modelar la estructura.	272
4.16	Secciones real y equivalente de la losa en la dirección transversal.	273
4.17	Botón “coordenadas de los nudos” en el área de temas de la pestaña “nudos” del panel de datos del programa Avwin98.	275
4.18	Nube de puntos que se genera al introducir las coordenadas de los nudos.	276
4.19	Botón “conectividad y descripción” en el área de temas de la pestaña “vigas” del panel de datos del programa Avwin98.	276
4.20	Malla generada por la unión de los nudos con barras.	277
4.21	Botón “restricciones” en el área de temas de la pestaña “nudos” del panel de datos del programa Avwin98.	278
4.22	Malla generada por la unión de los nudos con las barras y las articulaciones que representan los apoyos del puente.	278
4.23	Botón “conectividad y descripción” de la viñeta “vigas”.	279
4.24	Asignación del tipo de sección para las vigas transversales.	280
4.25	Botón “materiales” de la viñeta “vigas”.	281
4.26	Asignación de dos tipos de secciones.	282
4.27	Área de estado de carga.	283

4.28	Una viga longitudinal siendo los apoyos las vigas transversales de la discretización.	284
4.29	Cargas introducidas sobre las vigas transversales.	285
4.30	Resultados parciales obtenidos de las “traslaciones” de nudos debidas a las cargas del estado de Carga Viva.	286
4.31	Plano de Instrumentación en el que se muestra la ubicación de los deformímetros y de las galgas extensométricas.	290
4.32	Carta de medición de fisuras.	290
4.33	Cuerpos de andamios levantados bajo el puente.	297
4.34	Pernos de argolla colocados en la parte inferior de las vigas.	298
4.35	Trazado de las posiciones de las ruedas de los camiones sobre la losa de pavimento.	298
4.36	Señalización de Seguridad Vial colocada en ambos extremos de la vía secundaria.	300
4.37	Esquema de la Señalización de Seguridad Vial utilizada en la vía ubicada bajo el puente	301
4.38	Vista general de la Señalización de Seguridad Vial.	302
4.39	Puente de Wheatstone completo formado por las galgas extensométricas	304
4.40	Uso de sistema computarizado para la adquisición y procesamiento de información.	304

4.41	Cilindros de concreto que fueron utilizados como plomadas durante la toma de lecturas en los deformímetros.	305
4.42	Toma y registro de lecturas de deformación.	306
4.43	Esquema de un camión tipo utilizado en la prueba de carga estática.	308
4.44	Dimensiones de báscula de carga de ruedas WL-103 marca Haenni.	310
4.45	Esquema del pesaje del eje de un vehículo con dos básculas.	311
4.46	Estados de carga definidos para la prueba de carga estática. El estado de carga materializado es el número 1.	312
4.47	Primer escalón del primer ciclo de carga para el estado de carga ejecutado.	313
4.48	Materialización de la carga definida para el primer estado de carga utilizando dos camiones de peso conocido.	314
4.49	Posición del centroide de la sección equivalente usada en los cálculos.	330

---

\* Nota Aclaratoria: Las figuras presentadas en el presente trabajo de graduación han sido obtenidas de las fuentes bibliográficas enumeradas en la sección "Bibliografía", de búsquedas en Internet y otras son de autoría propia.

## INDICE DE TABLAS

<b>Tabla</b>	<b>Descripción.</b>	<b>Pág.</b>
2.1	Puentes Carreteros en Vías Interurbanas.	29
2.2	Puentes Carreteros en Vías Urbanas.	31
2.3	Total de Puentes Carreteros en el país.	32
2.4	Tipos de Puentes en Vías Interurbanas.	34
2.5	Tipos de Puentes en Vías Urbanas.	36
2.6	Valores límites para $\lambda$ y $\lambda_p$ .	90
2.7	Factores de reducción de resistencia $\Phi$ según ACI 318-99.	98
2.8	Factores de reducción de resistencia $\Phi$ según ACI 343R-95.	99
2.9	Factores de presencia múltiple "m".	108
2.10	Carga Dinámica Permisible (IM).	113
2.11	Combinaciones de carga y sus respectivos factores de carga.	115
2.12	Factores de carga para cargas permanentes, $Y_p$ .	118
3.1	Factores que influyen en la capacidad de carga de puentes.	159
3.2	Configuraciones de galgas de deformación en el puente de Wheatstone (de 1 a 4).	174
3.3	Configuraciones de galgas de deformación en el puente de Wheatstone (de 5 a 12).	175
3.4	Configuraciones de galgas de deformación en el puente de Wheatstone (de 13 a 15).	176
3.5	Esfuerzos permisibles en tensión para aceros de refuerzo.	242
3.6	Esfuerzos de fluencia del concreto cuyo $f'_c$ sea desconocido.	243

3.7	Esfuerzos máximos permisibles debido a momento.	243
3.8	Esfuerzos de fluencia para el acero de refuerzo.	247
4.1	Propiedades del material utilizado en el modelo de cálculo para el “Concreto 280”.	274
4.2	Propiedades del material utilizado en el modelo de cálculo para el “Concreto 350”.	274
4.3	Datos característicos del camión MACK C101-067 utilizado como parte del tren de carga real de la prueba.	307
4.4	Datos característicos del camión MACK C74-858 utilizado como parte del tren de carga real de la prueba.	308
4.5	Especificaciones técnicas de báscula de carga de ruedas WL-103 marca Haenni.	309
4.6	Presupuesto del Proyecto de la Prueba de Carga Estática.	317
4.7	Lecturas de deformímetros y deformaciones obtenidas a partir del ensayo en campo.	321
4.8	Lecturas de deformímetros y deformaciones remanentes para el primer estado de carga (primer escalón).	321
4.9	Lecturas de deformímetros y deformaciones para el primer estado de carga (segundo escalón).	321
4.10	Lecturas de deformímetros y deformaciones remanentes para el primer estado de carga (segundo escalón).	322

4.11	Deflexiones máximas obtenidas, a partir del modelo matemático, para el primer estado de carga.	323
4.12	Cortantes y Momentos Flectores obtenidos, a partir del modelo matemático, para el primer estado de carga.	324
4.13	Fuerzas axiales y cortantes obtenidas, a partir del modelo matemático, para el primer estado de carga.	325
4.14	Deformaciones máximas del modelo matemático analizado con el software SAP2000.	327
4.15	Momentos flexionantes máximos obtenidos con el programa SAP2000.	328
4.16	Fuerzas cortantes máximas registradas por el software SAP2000.	329
4.17	Valores de los esfuerzos de tensión generados en las vigas del puente, de acuerdo a los valores registrados por las galgas.	330
4.18	Deformaciones máximas de la prueba (reales) y del modelo de cálculo de AVWIN98.	333
4.19	Comparación de deformaciones, momentos y cortantes máximos registrados por los dos programas usados en la modelización.	333
4.20	Comparación de deformaciones y momentos máximos registrados por los programas usados en la modelización vrs los resultados obtenidos con el cálculo estático.	333

4.21 Valores de los esfuerzos de tensión generados en las vigas del puente registrados por las galgas, AWIN98 Y SAP2000.

333

## RESUMEN DE SIGLAS

- AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte).
- ACI: American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto).
- AISC: American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de la Construcción con Acero).
- AMSS: Área Metropolitana de San Salvador.
- ASD: Allowable Stress Design (Diseño por Esfuerzos Admisibles).
- LRFD: Load and Resistance Factor Design (Diseño por Factor de Carga y Resistencia).
- MOP: Ministerio de Obras Públicas.
- NCHRP: National Cooperative Highway Research Program (Programa Nacional Cooperativo de Investigación de Carreteras).
- PLAMATRANS: Plan Maestro de Transporte.
- SAP: Sistema de Administración de Puentes.
- UPV: Unidad de Planificación Vial – MOP.

## INTRODUCCIÓN

El nivel de desarrollo vial que ha tenido el país, específicamente en materia de puentes, ha sido muy elevado en los últimos años; la construcción de obras de paso para movilizar mercancías y personas ha sido necesaria con el fin de solucionar los problemas de congestión y facilitar las actividades económicas. Por otro lado, la expansión comercial con los tratados de libre comercio y la globalización en general, elevarán los volúmenes de tránsito y las cargas que soportarán los puentes. Debido a esto, el país debería contar con reglamentos y procedimientos que garanticen la funcionalidad y la capacidad de los puentes existentes y de los que se construirán en el futuro.

Como ejecutores de la Ingeniería Civil en el país, no podemos estar ajenos a la investigación y desarrollo de técnicas que ayuden a mejorar la calidad de las infraestructuras por construir. En consecuencia, el presente trabajo de graduación, titulado “Evaluación Estructural de un Puente mediante la Realización de una Prueba de Carga Estática”, es un aporte a los estudios e investigaciones que tienen como fin garantizar el buen funcionamiento de este tipo de estructuras. El ensayo de carga en puentes pretende verificar que, una vez que los materiales hayan alcanzado la calidad prevista, el comportamiento del puente frente a las cargas de servicio sea conforme a las previsiones de cálculo y que no se presenten anomalías.

El documento ha sido dividido en cinco capítulos. En el primero de ellos, se hace el planteamiento del problema y se establecen los objetivos, alcances, limitaciones y justificaciones relacionados al tema que se desarrolla. El segundo capítulo, titulado "Aspectos Generales", contempla los conceptos básicos y las consideraciones de diseño a tomar en cuenta en el área de puentes y se aborda, además, una reseña histórica dedicada a las catástrofes en estas estructuras.

El capítulo tres se titula "Pruebas de Carga en Puentes" y comprende las bases teóricas de los ensayos de carga. En este apartado se exponen generalidades de este tipo de ensayos, factores que influyen en la capacidad de carga de los puentes, instrumentación requerida y procedimientos a seguir en estas pruebas. La última sección de este capítulo hace referencia a la evaluación teórica de la condición de los puentes.

En el capítulo cuatro se ha recurrido a un ejemplo en el que se resumen las consideraciones que fueron tomadas en cuenta para la definición del modelo matemático representativo de la estructura y los pasos seguidos para la ejecución, en campo, de la prueba de carga estática. Los resultados así obtenidos (de campo y teóricos) son confrontados en la etapa de evaluación de resultados.

Finalmente, el quinto capítulo está dedicado a las conclusiones y recomendaciones de esta investigación.

# **CAPITULO I GENERALIDADES**

## **1.1 ANTECEDENTES.**

La construcción de puentes aparece como una de las actividades más antiguas del hombre, ya que tuvo su origen en la prehistoria misma. Puede decirse que esta actividad nació cuando al hombre se le ocurrió derribar un árbol de forma que, al caer, salvara un accidente natural que obstaculizaba su libre movilización entre dos puntos de su interés.

Con el paso del tiempo los puentes fueron evolucionando y aparecieron las pasarelas colgantes, luego los puentes en voladizo, llegando posteriormente a constituir estructuras más complejas, confiables y duraderas como las que datan de la época del Imperio Romano. En tal sentido, es notable el hecho que los puentes han ido evolucionando de acuerdo a los requerimientos y a las necesidades que de ellos han sentido las diferentes civilizaciones.

A pesar de los avances que en materia de puentes se había tenido, el cúmulo de conocimientos adquiridos fue, por mucho tiempo, en forma puramente empírica; no fue sino con el Renacimiento, cuando nace la ciencia moderna, que poco a poco se fue eliminando el empirismo en la construcción de puentes.

A medida que la concepción de los puentes se volvió más sofisticada, fue necesario garantizar de alguna manera que éstos cumplieran satisfactoriamente con las funciones para las cuales fueron proyectados y que a la vez fueran seguros para los usuarios. Una de las formas de verificar el comportamiento de los puentes (ya sea antes y/o después de su puesta en servicio) fue mediante la ejecución de pruebas de carga. Efectivamente, en el siglo XIX, cuando los

métodos de cálculo eran todavía rudimentarios, las pruebas se consideraban como una comprobación de la seguridad.

Actualmente, la realización de pruebas de carga en puentes nuevos es un requisito obligatorio en muchos países. Para el caso, en Francia, todo puente debe ser sometido a pruebas, las cuales se definen en el Capítulo V, del fascículo N° 61 del Pliego de Cláusulas Técnicas Generales, (C.C.T.G., por sus siglas en francés) de 1971. Mientras que en el año de 1974 la Dirección General de Carreteras de España, publicó unas “Recomendaciones para el proyecto y ejecución de pruebas de carga en puentes de carreteras”<sup>1</sup>.

El Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, del Ministerio de Transportes, Instituto Nacional de Vías y la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica del año 1995 presenta en su sección C.2.11, titulada “Prueba de Carga”, que al concluirse los trabajos de construcción y previo a la recepción de la obra, el contratista bajo el control de la supervisión de la construcción debe realizar la prueba de carga del puente u obra vial siguiendo un instructivo específico preparado para tal fin<sup>2</sup>. La realización de la prueba de carga es requisito necesario para la aceptación definitiva de la obra.

En los Estados Unidos, la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO, por sus siglas en inglés) regula el proceso de la evaluación de los puentes mediante el Manual para la Evaluación de la

---

<sup>1</sup> “Concepción de Puentes: Tratado General.” Grattasat, Guy. Editores Técnicos Asociados S. A. Maignón, Barcelona, España. 1981.

<sup>2</sup> “Anotaciones sobre pruebas de carga en puentes”, Gómez Penagos, Antonio. Consultoría Colombiana S.A.

Condición de los Puentes (año 2000). En esta guía se presentan dos métodos de evaluación de carga, el esfuerzo admisible (Admisible Stress) y el factor de carga (Load Factor).

En estos países, y tratándose de puentes nuevos, si el resultado de las pruebas es favorable, se recepciona la obra y se autoriza su habilitación pública. Las pruebas también pueden ser ejecutadas en puentes en uso con el fin de verificar que la estructura sigue manteniendo la capacidad portante necesaria para resistir adecuadamente las cargas de servicio.

## **1.2 BREVES NOTAS SOBRE ALGUNOS PUENTES DE EL SALVADOR.**

Las breves notas sobre puentes, recopiladas en este documento y que a continuación se presentan, son el resultado de una investigación bibliográfica (revistas, periódicos y tesis) y consultas al MOP. Las notas históricas de puentes en El Salvador, no son muy específicas desde el punto de vista ingenieril, debido a la poca información que se tiene de estas estructuras en el país.

El Ministerio de Obras Publicas (MOP), como responsable de la mayoría de los puentes, debería de contar con información más detallada de éstos tal como, planos, especificaciones, parámetros de diseño o normativa de diseño utilizada para cada puente, etc. La carencia de dicha información se debe a la pérdida de ésta durante el traspaso de las instalaciones, cambios de gestiones, deterioro y/o descuido por parte de las autoridades responsables, etc.

El MOP, a través de la Unidad de Planificación Vial (UPV), ha desarrollado un Sistema de Gestión Vial, del cual forma parte el Sistema de Administración de Puentes (SAP), este último tiene información general acerca de los puentes que están bajo la responsabilidad de dicha institución, tal como, su nombre, ubicación, tipo de estructura, dimensiones, daños comunes, entre otros. A pesar de que estos datos son de interés, no son suficientes para realizar estudios ingenieriles más profundos.

El Ministerio, cuenta con información detallada de los puentes construidos a partir del año 2000; desde entonces, las empresas constructoras le entregan los planos corregidos, especificaciones técnicas y toda la información referente al proyecto en CD's.

A principios del siglo XX, El Salvador ya contaba con algunos puentes importantes construidos a base de concreto y/o acero, como por ejemplo el Puente Colima sobre el río Lempa, uno de tipo colgante sobre el Río Las Cañas y tres ubicados sobre la carretera a Moncagua, cuya construcción fue motivada por el surgimiento del transporte automotriz<sup>3</sup>. Posteriormente, en la década de los 40's este tipo de obras recibe otro empuje relevante por parte del Gobierno, a través de la Subsecretaría de Fomento y Obras Públicas. Para ese entonces y a pesar de que los métodos de cálculo eran limitados por la tecnología de la época, puede decirse que en el país debieron tomarse medidas que garantizaran la calidad y seguridad de los puentes.

---

<sup>3</sup> "Guía para el diseño de puentes de concreto reforzado en caminos rurales y vecinales" Kattán Rodríguez, Jean Corie. Tesis UES. El Salvador. Abril 1998.

De hecho, se tiene registro de la realización de al menos una prueba de carga en nuestro país, de la cual fue objeto el Puente Cuscatlán antes de su inauguración (sábado 6 de junio de 1942). El puente Cuscatlán fue construido por la empresa estadounidense United States Steel Export Company con fondos propios del Estado en la presidencia del General Maximiliano Hernández Martínez y su construcción se concluyó el día lunes 25 de Mayo de 1942. El claro central de este puente colgante era de 250 m y estaba sostenido por dos series de 16 cables de acero de 2" de diámetro. Este puente se encontraba ubicado en el kilómetro 90 de la carretera Panamericana (carretera CA-1). Ante delegados de la Subsecretaría de Fomento y Obras Públicas se llevó a cabo una prueba de carga con cargas móviles tipo H-15<sup>4</sup>, y se firmó el acta de recepción correspondiente entre dicha institución gubernamental y el constructor; no existe, sin embargo, la certeza que esta prueba se haya llevado a cabo dentro de los requerimientos de alguna normativa local.

Muchos de los puentes que se han construido en El Salvador se han visto afectados por factores que han influido en el daño e incluso colapso de éstos. Entre los factores más relevantes se pueden mencionar los siguientes: diseños, procesos constructivos y/o estudios geotécnicos deficientes, el conflicto armado que vivió el país en la década de los años 80's, etc. Algunos de los puentes que sufrieron las consecuencias de estos factores son los siguientes:

---

<sup>4</sup> "Breve Historia del Puente Cuscatlán". C.E.L. Revista ASIA N° 78. El Salvador. Septiembre 1984.

- El Puente Cuscatlán. Fue dinamitado a las 4:00 a.m. del Domingo 1 de Enero de 1984, desplomándose en su totalidad el claro central<sup>5</sup>. En la figura 1.1 se muestra el nuevo puente Cuscatlán, construido con vigas cajón.



*Fig. 1.1. Nuevo puente Cuscatlán, construido con vigas cajón.*

- El puente sobre el río Jiboa. Ubicado en el kilómetro 43 de la ruta nacional 04 Este en la antigua carretera que conduce a Zacatecoluca en el departamento de La Paz. Fue inaugurado en 1942. Originalmente era de 12 claros de 12.5 m cada uno, 11 pilas de concreto reforzado, 7 vigas metálicas tipo I y una losa de 20 cm de espesor, ésta llevaba un simple tejido con varilla de diámetro de 5/8" de hierro liso. Con el tiempo fallaron por asentamiento, socavación y desviación las pilas 10 y 8. Debido a esto se colocó un puente Bayley de dos claros apoyado en las pilas 7, 9 y en el estribo, el cual se encontraba en perfecto estado<sup>6</sup>. En la figura 1.2 se muestra el antiguo puente Jiboa.

---

<sup>5</sup> Idem 3.

<sup>6</sup> Idem 3.



**Fig. 1.2. Antiguo puente sobre el río Jiboa.**

La nueva estructura está constituida por dos puentes consecutivos (ambos de vigas prefabricadas); uno de un solo claro de 30 m y el otro de tres claros de 25 m cada uno. El ancho de calzada es de 7.5 m y el ancho total es de 8.35 m. Esta obra se construyó variando el alineamiento que tenía el antiguo puente y su construcción finalizó en el año 2002, con fondos provenientes del gobierno de Japón.

- El puente “Don Luis Moscoso” en la ruta San Miguel – La Unión. Está ubicado en el kilómetro 143 de la carretera Panamericana (CA-1), sobre el río Grande de San Miguel. Originalmente, era de tipo metálico de cerchas tipo PRATT, fue construido en la década de los años 50 y derribado por detonación en el año de 1987<sup>7</sup>. El actual puente (ver figura 1.3), está constituido por vigas cajón, posee una longitud total de 139.9 m y consta de dos claros, uno de 36.9 m y otro de 65 m. Su construcción se efectuó en 1994 y fue donado por el Gobierno Japón.

---

<sup>7</sup> Idem 3.



**Fig.1.3. Nuevo puente Don Luis Moscoso.**



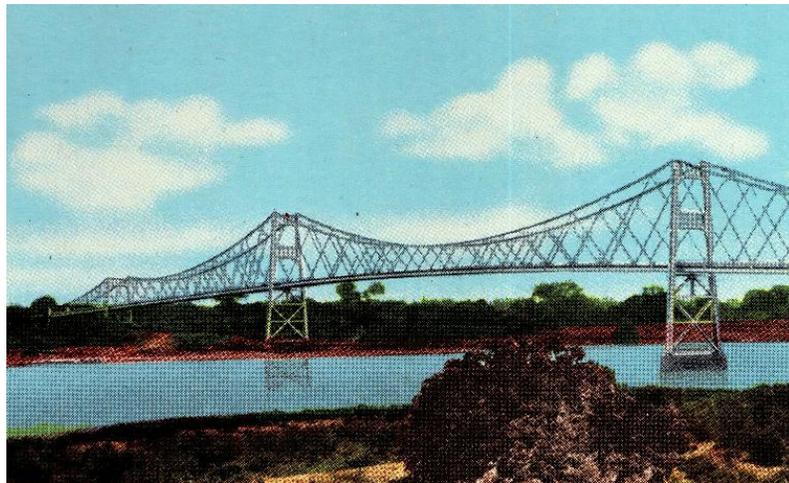
**Fig. 1.4. Puente Agua Caliente sobre el río Acelhuate, elemento principal vigas cajón.**

- El puente Agua Caliente sobre el río Acelhuate. Se encuentra ubicado en la antigua calle a Soyapango, fue construido alrededor de los años 20's con ladrillo tipo calavera y losa de concreto<sup>8</sup>. Este puente colapsó en el año de 1992 y la construcción del nuevo (figura 1.4) se efectuó en 1994 y fue donado por el Gobierno de Japón.

---

<sup>8</sup> Idem 3.

- El puente de Oro sobre el río Lempa. Está ubicado en el kilómetro 86 sobre la carretera de Litoral (CA-2), fue construido en el año de 1952 por la empresa “John A. Roebling’s Sons Co.”, de New Jersey, Estados Unidos<sup>9</sup>. Aun cuando este puente pertenecía a los puentes colgantes, era un puente colgante modificado por su diversidad de elementos conectados como un rompecabezas, sin soldaduras; las uniones se realizaron con remaches y pernos<sup>10</sup>. La longitud total del puente era de 700 m, siendo éste el más largo construido en el país (figura 1.5). El Puente de Oro fue dinamitado a las 3:30 a.m. del día jueves 15 de Octubre de 1981, lo que provocó su colapso.



**Fig. 1.5. Puente de Oro, construido en 1952 y dinamitado en 1981.**

La construcción del nuevo puente (de tipo Viga Cajón) se concluyó en mayo del 2000, financiado por la República de Japón. El actual Puente de Oro, el cual se muestra en la figura 1.6, tiene una longitud de 396.5 m, un ancho total de 17.77 m, un ancho de calzada de 13.73 m, está conformado por 166

---

<sup>9</sup> “El puente que se ahogó en el Lempa”. El Diario de Hoy. Suplemento Hablemos. Pág. 12. 28 de Mayo del 2000. El Salvador.

<sup>10</sup> Idem 3.

segmentos prefabricados<sup>11</sup> y no fue construido sobre los cimientos del puente antiguo, por lo que tiene una desviación en su alineamiento con respecto al original. A diferencia de la estructura derribada hace más de dos décadas, el puente nuevo no se ha moldeado en el sitio, sino que ha sido ensamblado con ayuda de una grúa de 170 toneladas de peso. Las pilas de este puente descansan sobre zapatas encepadas de pilotes que están enterrados a 45 m de profundidad, los cuales están anclados en diagonal para asegurar más la estructura<sup>12</sup>.



**Fig.1.6. Nuevo Puente de Oro sobre el río Lempa, construido con vigas cajón.**

- El puente Apanta. Está ubicado en el kilómetro 61 de la ruta 04 Este, que conduce de Zacatecoluca a Tecoluca. Este puente, de sistema de vigas de concreto, con longitud de 7.8 m, fue dinamitado el 11 de Noviembre de 1989 y posteriormente reconstruido con características similares a las que

---

<sup>11</sup> "Puente de Oro". Diario Más!. Pág. 11. 22 de Marzo del 2000. El Salvador.

<sup>12</sup> Idem 11.

inicialmente poseía<sup>13</sup> (vigas de concreto, las cuales fueron colocadas sobre los cimientos originales). Actualmente, tiene una longitud de 14.7 m, un ancho de calzada de 6.10 m y un ancho total de 7.51 m. En la figura 1.7 se presenta una fotografía de este puente.



**Fig. 1.7. Puente Apanta, construido a base de vigas de concreto.**

- La Bóveda Titihuapa ubicada en San Vicente – Cabañas. Fue construida alrededor de los años 50's y originalmente, estaba constituida por 6 arcos de 9.15 m cada uno<sup>14</sup>; de los cuales, dos cedieron por la erosión que el río causó en una de sus pilas (en el año de 1981). Se reparó colocando un vano constituido por dos vigas metálicas de 21.5 m de longitud que sustituyó los dos arcos dañados, como se muestra en la figura 1.8. El vano funcionó en una sola vía y los otros 4 arcos restantes en doble vía. Este vano fue dinamitado en 1989, siendo reparado de forma definitiva en el año 2003, colocándose un puente isostático de vigas postensadas.

---

<sup>13</sup> Idem 3.

<sup>14</sup> Idem 3.



*Fig. 1.8. Bóveda Titihuapa, previo a su reparación definitiva en el año 2003.*

Fue en la década de los años 90's cuando la mayoría de estos puentes dañados fueron reconstruidos o sustituidos por puentes nuevos; paralelamente, se construyeron varios pasos a desnivel en el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS), entre los cuales, se pueden mencionar los siguientes:

- Paso a desnivel ubicado en la intersección de la 49<sup>a</sup> Av. Sur y 6<sup>a</sup> 10<sup>a</sup> Calle Poniente (figura 1.9). El diseño y construcción de esta obra fue desarrollado por el MOP, a través de la Unidad Coordinadora de Proyectos, contemplado dentro del Plan Maestro de Transporte del Área Metropolitana de San Salvador. La estructura consta de cinco claros que son separados por una junta de dilatación transversal de durapax con una abertura de una pulgada justo sobre cada pilastra. La longitud de cada claro varía de 15 a 22 m y tiene un ancho de rodamiento de 7.30 m. Su sistema estructural es isostático (simplemente apoyado); las vigas descansan sobre placas de

neopreno cuyo espesor es de 1 a 2 pulgadas y sus dimensiones de 20 x 40 cm. La superestructura está conformada por una losa de concreto reforzado de 25 cm de espesor (la cual se apoya sobre una prelosa formada por losetas prefabricadas), siete vigas longitudinales de acero estructural A36 espaciadas a 1.152 m (de dos tipos: W24x104 y W30x116) y canales C12x30 ubicados transversalmente entre las vigas longitudinales como diafragmas y con espaciamiento variable a lo largo del claro. En cuanto a la subestructura, el paso a desnivel está sostenido por dos estribos y cuatro pilastras de altura variable, éstas tienen un ancho de 4.50 m en el sentido transversal y 0.80 m en el sentido longitudinal; en su parte superior poseen un cabezal de 8.10 m en el sentido transversal y 1.70m en el sentido longitudinal. Las pilastras son sostenidas por zapatas de 4.50 m de ancho y 8.10 m de largo (en el sentido transversal del paso a desnivel) y un espesor de 0.75 m<sup>15</sup>.



**Fig. 1.9. Paso superior y pila Oriente del paso a desnivel de la intersección de la 49° Av. Sur y la 6°, 10° Calle Poniente.**

<sup>15</sup> "Evaluación sísmica de pasos a desnivel en el Área Metropolitana de San Salvador con características especiales". Alfaro Hernández, Marco Antonio. Tesis UES. El Salvador. Enero 2001.

- Paso a desnivel “Hermano Lejano, Bienvenido” (figura 1.10). El diseño y construcción de esta obra fue desarrollado por el MOP, a través de la Unidad Coordinadora de Proyectos, bajo el nombre de “Mejoramiento del paso a desnivel en la intersección del Monumento al Hermano Lejano”<sup>16</sup>. La estructura consta de nueve claros con longitudes variables. La separación en cada claro se hace por medio de una junta de dilatación de 4 cm justo sobre los cabezales de las pilastras N° 4 y 7 y también en los apoyos de los estribos. Tiene un ancho de rodamiento de 7.60 m. Las vigas se apoyan sobre apoyos elastoméricos formados por 3 placas de neopreno y 4 placas de acero A36, haciendo un espesor de 5.7 cm con dimensiones de 25 x 40 cm. La superestructura está formada por una losa de 16 cm de espesor (colada monolíticamente a los diafragmas ubicados sobre los cabezales de las pilastras), vigas longitudinales de concreto presforzado tipo cajón y diafragmas de concreto ubicados justo sobre los ejes de las pilastras N° 2, 3, 5, 6, 8 y 9; a la vez se localizan otros diafragmas de concreto en los extremos de las vigas cajón ubicadas en las pilastras N° 4 y 7, así como también en los apoyos de los estribos. En cuanto a la subestructura, el paso a desnivel está sostenido por 8 pilastras que varían en altura de 6.0 a 13.0 m; estas pilastras son circulares con un diámetro de 1.80 m en la parte superior y cada una de ellas está formada por un cabezal que sirve de apoyo a las vigas. Las pilastras se apoyan en zapatas, las cuales, a su vez,

---

<sup>16</sup> Cuando este proyecto fue ejecutado, el paso a desnivel “Hermano Lejano, Bienvenido”, tenía como nombre “Monumento al Hermano Lejano”.

se apoyan en pilotes. Además de las pilastras, el sistema de apoyo del paso a desnivel, cuenta con dos estribos de concreto que se apoyan en el sistema de tierra armada<sup>17</sup>.



*Fig. 1.10. Vista panorámica del paso a desnivel "Hermano Lejano, Bienvenido".*

- Paso a desnivel de la intersección entre la 49ª Av. Sur y 1ª Calle Poniente (figura 1.11). El diseño y construcción de esta obra fue desarrollado por el MOP, a través de la Unidad Coordinadora de Proyectos, contemplado dentro del Plan Maestro de Transporte del Área Metropolitana de San Salvador. La longitud de la estructura es de 101.15 m y su ancho es de 4.60 m. Está formado por seis claros, de los cuales cinco tienen una longitud de 15.75 m y el claro restante es de 22.40 m. La superestructura de este paso a desnivel está conformada por una losa de concreto reforzado de 26 cm de espesor. El sistema de soporte de la losa está conformado por cuatro vigas metálicas espaciadas entre sí 1.15 m, centro a centro. Se utilizaron dos tipos

---

<sup>17</sup> Idem 15.

de perfiles: el perfil W30x116 en el claro de 22.40 m (con perfiles C15x40 como diafragmas) y el perfil W24x104 en los claros restantes (con perfiles C12x30 como diafragmas). En cuanto a la subestructura, en los extremos se tienen dos estribos, constituidos por una estructura sólida apoyada directamente sobre un sistema de fundación por medio de zapatas, bajo la cual se encuentra un emplantillado de concreto ciclópeo. Este paso a desnivel tiene cinco pilastras de forma elíptica y de altura variable; están sostenidas por zapatas y cada una de ellas tiene un cabezal en su parte superior<sup>18</sup>.

Para este entonces, los avances tecnológicos y la afinación de los métodos de cálculo, hubieran permitido la realización de algún tipo de prueba que garantizara la seguridad y el comportamiento adecuado de estas estructuras, amparada en una normativa local (actualmente inexistente) que estableciera los procedimientos y criterios a seguir en la realización de la misma.



**Fig. 1.11. Elevación y Estribo Oriente del paso a desnivel entre la 49 Av. Sur y la 1° Calle Poniente.**

<sup>18</sup> Idem 15.

### **1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

En la actualidad, en nuestro país, no existe una normativa de diseño que exija la realización de pruebas que permitan verificar que el comportamiento de los puentes, una vez concluida su construcción, sea acorde a las consideraciones e hipótesis contempladas en el planteamiento y análisis del modelo de cálculo de la estructura.

Existe, además, una tendencia por parte del Ministerio de Obras Públicas de otorgar los proyectos con la modalidad “Llave en mano”, la cual consiste en que el contratista se encarga de diseñar, construir y auto supervisarse mediante el control de calidad de la obra, dejando a la supervisión tradicional -especializada en su área- limitada en recursos y capacidad de control.

Independientemente de la capacidad, responsabilidad y experiencia, tanto de diseñadores, constructores y supervisores, no es posible eliminar al cien por cien la posibilidad de errores de diseño, vicios constructivos, deficiencias en los materiales, etc., factores que traen como consecuencia un comportamiento estructural real del puente, diferente al que fue previsto inicialmente al analizar el modelo de cálculo.

Este tipo de fenómenos puede ocasionar un deterioro prematuro del puente, e incluso una falla repentina que lo inhabilite o lo vuelva inservible, provocando pérdidas económicas e inclusive de vidas humanas. Dichos problemas se han logrado atenuar en muchos países con la adopción de normativas especiales

que regulan la ejecución de pruebas de carga, las cuales permiten detectar anomalías en el comportamiento estructural de la obra objeto del estudio.

La prueba de carga de una estructura, es un proceso que consiste en la reproducción de uno o varios estados de carga actuando sobre la misma y que pretende obtener datos suficientes de su respuesta frente a dichos estados, para compararlos con los obtenidos en forma teórica, de manera que pueda deducirse su comportamiento funcional y confirmar que el diseño y construcción se han realizado de forma satisfactoria.

La formulación de un proyecto de prueba de carga estática y su implementación representa una forma, relativamente sencilla y de rápida ejecución, para determinar la calidad de la obra antes de su recepción, garantizándose a la vez su seguridad; además, su costo no representa un incremento sustancial en el monto total del proyecto.

## **1.4 OBJETIVOS.**

### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL.**

Evaluar estructuralmente un puente mediante la formulación y ejecución de un proyecto de prueba de carga estática.

### **1.4.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.**

- Conocer los aspectos básicos, generales e históricos más relevantes, de algunos de los puentes de El salvador, que sean acordes a la investigación.

- Evaluar la documentación española y estadounidense que regula la ejecución de pruebas de carga, estableciendo la conveniencia de su aplicación total o parcial en El Salvador, tomando en cuenta las ventajas y desventajas que éstas pueden presentar.
- Establecer criterios y parámetros a seguir en la formulación e implementación de un proyecto de prueba de carga estática.
- Formular y ejecutar el proyecto de la prueba de carga estática.
- Proponer los procedimientos y la instrumentación para la toma de medidas durante la prueba de carga estática.
- Construir y evaluar un modelo matemático representativo del puente carretero a evaluar a partir de la información proporcionada por el Ministerio de Obras Públicas (Planos y Especificaciones Técnicas del Proyecto) y de las inspecciones de campo.
- Comparar los resultados registrados durante el ensayo en campo con los obtenidos de la evaluación del modelo matemático.
- Determinar la carga segura y la carga máxima que, teóricamente, podría soportar el puente.
- Realizar un análisis de los costos que implicaría la inclusión del proyecto de prueba de carga estática dentro del proyecto general de un puente.

## 1.5 ALCANCES.

- El trabajo de investigación estará dirigido hacia la formulación del Proyecto de Prueba de Carga Estática y la ejecución de la prueba en sí, esto debido a que las características de la mayoría de los puentes existentes en el país permitirían obtener resultados confiables a partir de la realización de este tipo de prueba, sin ser necesario recurrir a la Prueba de Carga Dinámica; la cual se recomienda en puentes de gran luz (mayores de 60 metros), de diseño inusual, en caso de que se prevea un efecto considerable de vibración o cuando se utilicen nuevos materiales<sup>19</sup>.
- Se analizarán las normativas relativas al tema existentes en España y Estados Unidos con la finalidad de determinar la adaptabilidad de ellas a la prueba de carga a desarrollar en esta tesis e incentivar, de esta forma, la inclusión de dicha documentación en una futura norma nacional de diseño de puentes, ya sea en forma total o parcial.
- Se pretende desarrollar la metodología para la realización de la prueba de carga previa a la recepción de puentes nuevos y/o para la revisión de la capacidad estructural de puentes en uso. No se incluirá en el estudio la instrumentación permanente de la que pueden ser objeto los puentes para efectuar mediciones en tiempo real.
- No se considera objeto de esta investigación la evaluación de elementos estructurales aislados, tales como pilotes, vigas prefabricadas, etc.; sino que

---

<sup>19</sup> "Pruebas de Carga en Puentes de Carretera". Dirección General de Carreteras de España. España. Marzo 1988.

se evaluará únicamente el comportamiento estructural del puente como conjunto.

- No se considera objeto de esta investigación la evaluación de puentes ferroviarios y/o peatonales; sino, solamente los puentes carreteros.

## **1.6 LIMITACIONES.**

- La información disponible en el país sobre el tema a investigar es muy poca, por lo que se deberá de recurrir a información proveniente de otros países. El acceso a esta información se vuelve complicado, ya que, por ser poco conocido el tema en El Salvador, el número de personas, empresas e instituciones que la poseen es reducido. Por otro lado, gran parte de esta información se encuentra en idiomas distintos al español.
- Debido a las características geométricas particulares de cada puente, existen unos que se adecuan mejor que otros a la ejemplificación de la ejecución de la prueba de carga estática; sin embargo, no se podrá definir de manera arbitraria el puente a analizar, pero si se puede aseverar que la prueba se ejecutará en un puente carretero, cuya elección se hará en coordinación con el Ministerio de Obras Públicas, con el fin de elegir el puente que más se adecue a los fines académicos que se persiguen.
- El Ministerio de Obras Públicas, como responsable de la obra de paso a evaluar, es el encargado de otorgar los permisos respectivos que permitan ejecutar la prueba; por lo que, su colaboración es de importancia. Además,

dicha institución será la encargada de proporcionar la información específica del puente a analizar y coordinar -conjuntamente- el momento más factible para la ejecución de la prueba. El momento más factible será aquel en el cual el puente ya estará en capacidad de soportar las cargas para las que fue diseñado y previo a la recepción del mismo por parte del MOP, si se tratase de un puente nuevo; en el caso de que la obra ya esté en uso, el momento más conveniente será aquel que evite, en la medida de lo posible, la incomodidad que la prueba de carga estática genere a los usuarios.

- La materialización del tren de cargas (camiones de volteo) a utilizar será gestionado con instituciones privadas dedicadas a la terracería y el personal involucrado estará formado por los ejecutores y asesores de esta tesis, así como por personas contratadas para la prueba.
- La adquisición o arrendamiento de la instrumentación necesaria para medir las distintas variables a tomar en cuenta durante la ejecución de la prueba de carga resultaría oneroso; no obstante, la posibilidad de esta limitación se minimiza gracias al respaldo ofrecido de parte del Laboratorio de Control de Calidad de Suelos y Materiales de la Fundación Padre Arrupe. Dicho laboratorio proporcionará la instrumentación (deformímetros, galgas extensométricas, etc.), equipo y el personal necesario para manipularlos adecuadamente.

## **1.7 JUSTIFICACIÓN.**

Los congestionamientos vehiculares y la apertura comercial que experimenta la región centroamericana ha obligado al mejoramiento y creación de muchas vías de comunicación y, por consiguiente, la construcción de puentes (tanto vehiculares como peatonales) ha cobrado auge en los últimos años, especialmente en zonas urbanas densamente pobladas y en las principales carreteras. Estos sistemas de infraestructura civil resultan, entonces, de vital importancia para la economía del país, ya que, a través de ellos se desplazan millones de toneladas de carga comercial y cientos de miles de personas cada año.

Muchas de las obras de paso construidas recientemente fueron proyectadas desde el año de 1992, cuando el Gobierno de El Salvador encomendó desarrollar un estudio general y global del problema vehicular en el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS), el cual culminó en lo que se conoce como Plan Maestro de Transporte (PLAMATRANS), en el que se recomienda la construcción de una serie de pasos a desnivel en las intersecciones más problemáticas. Simultáneamente, en el interior del país, se realizaron varias construcciones y reconstrucciones de puentes que resultaron dañados por distintos factores, incluyendo el conflicto armado.

Actualmente, no se exige ningún tipo de prueba previo a la recepción de este tipo de obras que permita verificar que el comportamiento como conjunto de la estructura, al recibir las cargas previstas, sea satisfactorio. El comportamiento

estructural de dichas obras podría ser comprobado realizando una prueba de carga estática.

Contrariamente a una opinión bastante extendida, no se trata de verificar si el puente resiste o no, sino de comprobar su aptitud frente a las cargas de servicio, ya que, la prueba tiene por objeto esencial verificar que el puente se comporte de acuerdo con las previsiones de cálculo y que no presente anomalías; a la vez, da información valiosa y necesaria sobre el funcionamiento del puente y su capacidad para soportar acciones más agresivas, siempre que esté bien organizada en todos sus detalles y sea llevada a cabo con cuidado.

Finalmente, cabe mencionar que la investigación que acá se desarrolla puede servir como un insumo a tomar en cuenta en la creación de una normativa local que regule el diseño y construcción de puentes.

## **CAPITULO II**

### **ASPECTOS GENERALES**

## **2.1 CONCEPTOS GENERALES.**

Para facilitar la comprensión sobre el tema que se desarrolla en la presente tesis, es necesario tener claros algunos conceptos básicos sobre puentes, tales como: su definición, clasificación, elementos constitutivos, singularidades, etc. Estos puntos son desarrollados en esta sección.

### **2.1.1 DEFINICIÓN DE PUENTE.**

Es una estructura construida con el propósito de salvar un obstáculo natural (puede ser un río, lago, valle, etc.) y/o artificial (puede ser una vía, otro puente, etc.) entre dos puntos de interés (ver Fig. 2.1).



*Fig. 2.1. En la figura se observa la forma como un puente puede salvar un obstáculo.*

### **2.1.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES.**

Los puentes se clasifican de acuerdo a determinadas características, como se muestra a continuación:

- a) Según la naturaleza de la vía soportada: ferroviarios, carreteros, puentes canal, peatonales (pasarelas), etc.

- b) Según el tipo de tablero: fijos o móviles
- c) Según el material principal que lo constituye: piedra, acero, concreto armado, concreto presforzado o postensado, madera, materiales compuestos (fibras de vidrio, de carbono y de polímeros orgánicos) o una combinación de ellos.
- d) En función de su modelo estructural: hiperestático e isostático.
- e) Según la geometría en planta: curvos, esviados y/o rectos con respecto al eje longitudinal de la carretera.
- f) Según su tipología estructural se clasifican en tres grandes categorías y en combinaciones de ellas:
  - De arco.
  - Tipo viga: losa, vigas cajón, vigas T, vigas I, etc.
  - Suspendidos: colgantes y atirantados.
- g) Según su posición respecto a la vía considerada: dependiendo si están situados por encima o por debajo de la vía de comunicación existente, éstos pueden ser, pasos superiores o pasos inferiores.

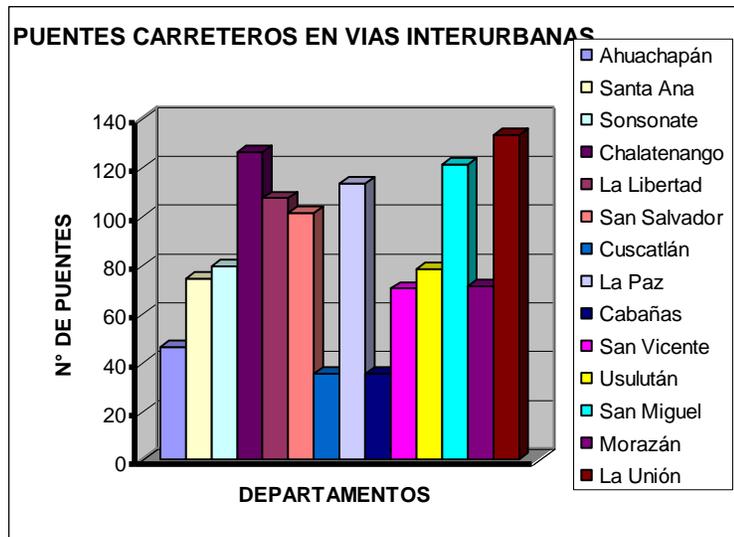
El Ministerio de Obras Públicas (MOP) a través de la Unidad de Planificación Vial (UPV) ha realizado un inventario de puentes carreteros, hasta julio del 2003, de 1189 ubicados en vías Interurbanas y 99 en vías urbanas haciendo un total de 1288 y ese número crece todos los años con nuevos proyectos de carreteras y obras viales. Estos puentes, inventariados por la UPV, no representan la totalidad de puentes en el país, si no aquellos que son propiedad

del Estado y que están bajo la responsabilidad directa del MOP. Cabe mencionar que existen muchas obras de paso (incluyendo puentes carreteros) cuya responsabilidad es de las municipalidades y por consiguiente no se toman en cuenta en este inventario, el cual, distribuye a estas obras de paso por departamento como se muestra a continuación:

DEPARTAMENTO	N° DE PUENTES	% POR DEPTO.
Ahuachapán	46	3.9
Santa Ana	74	6.2
Sonsonate	79	6.6
Chalatenango	126	10.6
La Libertad	107	9.0
San Salvador	101	8.5
Cuscatlán	35	2.9
La Paz	113	9.5
Cabañas	35	2.9
San Vicente	70	5.9
Usulután	78	6.6
San Miguel	121	10.2
Morazán	71	6.0
La Unión	133	11.2
<b>SUB TOTAL:</b>	<b>1,189</b>	<b>100.0</b>

*Tabla 2.1. Puentes Carreteros en Vías Interurbanas.<sup>20</sup>*

<sup>20</sup> Sistema de Administración de Puentes (SAP), Ministerio de Obras Públicas (MOP).

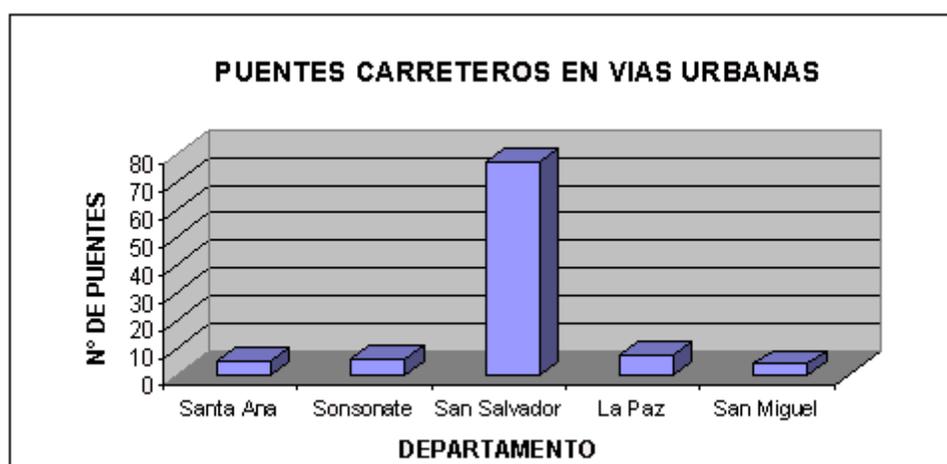


**Gráfico 2.1. Puentes Carreteros en Vías Interurbanas.**

La tabla 2.1 y el gráfico 2.1 muestran la distribución de puentes en vías interurbanas por departamento, siendo Chalatenango, La Unión, y San Miguel los departamentos que más cuentan con este tipo de estructuras, sumando entre ellos un poco más del 30% del total de puentes interurbanos registrados en el país. Esta superioridad se debe a las características hidrológicas y topográficas de la zona que cubre cada departamento; para el caso, Chalatenango posee quebradas y zonas montañosas con muchos nacimientos de ríos; San Miguel y La Unión son atravesados por ríos cuyas aguas desembocan en el Océano Pacífico.

DEPARTAMENTO	N° DE PUENTES	% POR DEPTO.
Santa Ana	5	5.0
Sonsonate	6	6.1
San Salvador	77	77.8
La Paz	7	7.1
San Miguel	4	4.0
<b>SUB TOTAL:</b>	<b>99</b>	<b>100.0</b>

*Tabla 2.2. Puentes Carreteros en Vías Urbanas.<sup>1</sup>*



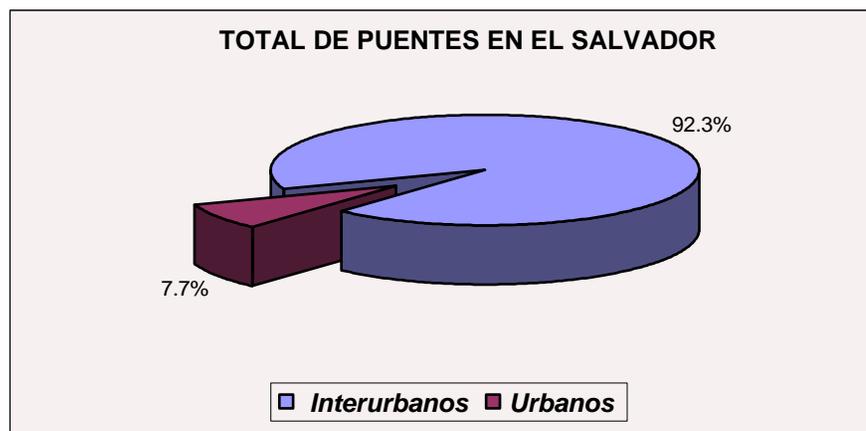
*Gráfico 2.2. Puentes Carreteros en Vías Urbanas.*

De la tabla y del gráfico 2.2, se observa la superioridad de puentes carreteros que la zona urbana del departamento de San Salvador posee con respecto al resto de zonas urbanas de los distintos departamentos. La capital reúne prácticamente el 78% de obras de paso vehiculares, bajo la responsabilidad del MOP, en zonas urbanas; mientras que, nueve de los catorce departamentos no reportan estructuras de este tipo, en sus respectivas zonas urbanas, que estén bajo la administración de dicho ministerio. El 22% restante, está repartido entre cuatro departamentos que incluyen a Santa Ana y San Miguel (las ciudades de mayor importancia en el occidente y oriente del país, respectivamente). Cabe

mencionar que la construcción de puentes y pasos elevados en el Gran San Salvador ha sido motivada por la cantidad de vehículos que a diario circulan en las ciudades que lo conforman. Los pasos a desnivel pretenden, pues, disminuir los problemas de congestionamiento que sufre el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS).

TIPO DE PUENTE	Nº DE PUENTES	% POR TIPO
Interurbanos	1189	92.3
Urbanos	99	7.7
<b>TOTAL DE PUENTES:</b>	<b>1288</b>	<b>100.0</b>

*Tabla 2.3. Total de Puentes Carreteros en el país.<sup>1</sup>*



*Gráfico 2.3. Total de Puentes Carreteros en el país.*

De la tabla y del gráfico 2.3, se observa que de la totalidad de puentes carreteros, responsabilidad del MOP, solamente el 7.7% están ubicados en zonas urbanas; mientras que el 92.3% restante se distribuye en vías interurbanas.

El inventario descrito anteriormente (en tablas y gráficos), está contenido en el Sistema de Administración de Puentes (SAP); el cual, además, clasifica a los

puentes con base a los elementos de la superestructura que los conforman, como se muestra a continuación:

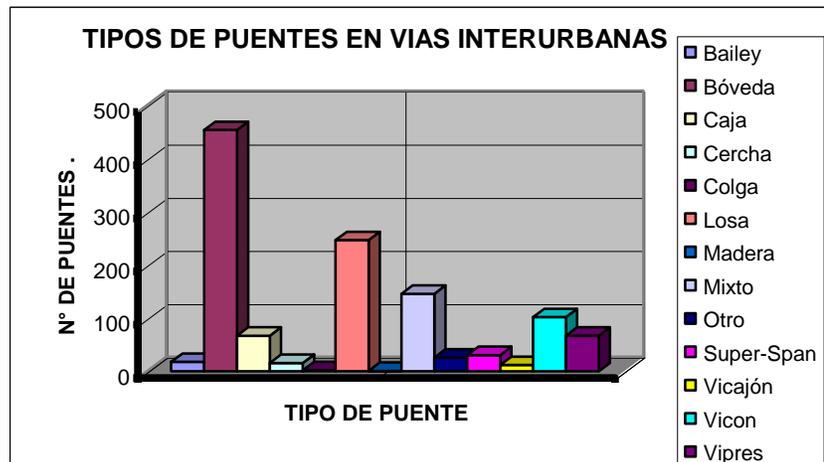
ARCO	Son puentes cuyo elemento principal es un arco que sirve de sustentación a los otros elementos.
BAILEY	Son puentes metálicos prefabricados de carácter provisional.
BOVEDA	Son puentes construidos en forma de parábola invertida, pueden ser de concreto o mampostería de piedra o de ladrillo. Se debe de especificar el elemento predominante del cual está fabricado.
CAJA	Son puentes tipo cajón cuya estructura es una figura geométrica rectangular cerrada y hecha, en la mayoría de los casos, de concreto.
CERCHA	Son puentes donde la superestructura es una estructura metálica reticulada.
COLGA	Son puentes cuyos elementos principales son cables de acero los cuales sujetan otros elementos.
LOSA	Son puentes cuyo elemento principal es la losa de concreto que al mismo tiempo sirve de tablero.
MADERA	Son puentes cuyo elemento principal es la viga de madera.
MIXTO	Son puentes cuyo elemento principal es la viga metálica de alma llena y el tablero de concreto.

SUPER-SPAN	Son puentes tipo bóveda cuya estructura es una lámina metálica y sobre la cual se construye un relleno.
VICAJON	Puentes cuyos elementos principales son las vigas cajón.
VICON	Puentes cuyos elementos principales son las vigas de concreto reforzado.
VIPRES	Puentes cuyos elementos principales son las vigas de concreto presforzado.
OTRO	Es un puente construido con materiales o características distintas a todas las otras clasificaciones.

Los puentes inventariados por el MOP están distribuidos por tipo como se muestra en las siguientes tablas y gráficos:

TIPO DE PUENTE	N° DE PUENTES	% POR TIPO
Bailey	18	1.5
Bóveda	454	38.2
Caja	67	5.6
Cercha	16	1.3
Colga	2	0.2
Losa	247	20.8
Madera	1	0.1
Mixto	146	12.3
Otro	26	2.2
Super-Span	31	2.6
Vicajón	12	1.0
Vicon	102	8.6
Vipres	67	5.6
<b>SUB TOTAL:</b>	<b>1,189</b>	<b>100.0</b>

*Tabla 2.4. Tipos de Puentes en Vías Interurbanas.<sup>1</sup>*



**Gráfico 2.4. Tipos de Puentes en Vías Interurbanas.**

Del gráfico 2.4, se observa la preferencia por la bóveda, por el puente tipo losa, por el mixto y el de vigas de concreto como solución al problema planteado al querer salvar un obstáculo en las vías interurbanas. Ciertamente (según la tabla 2.4), ocho de cada diez puentes inventariados pertenecen a estas tipologías. Esta preferencia se debe a que en nuestro medio las luces a salvar son, por lo general, pequeñas y al poco conocimiento del funcionamiento, diseño, proceso constructivo, etc. de una tipología distinta, como por ejemplo, los puentes colgantes, atirantados o pórticos. De estos últimos, sólo se encuentran registrados dos de tipo colgante (que representan tan sólo el 0.2% del total de puentes en vías interurbanas) y ninguno de tipo atirantado y pórtico.

TIPO DE PUENTE	Nº DE PUENTES	% POR TIPO
Bailey	1	1.0
Bóveda	38	38.4
Caja	8	8.1
Losa	6	6.1
Mixto	9	9.1
Otro	11	11.1
Vicajón	6	6.1
Vicon	15	15.1
Vipre	5	5.0
<b>SUB TOTAL</b>	<b>99</b>	<b>100.0</b>

*Tabla 2.5. Tipos de Puentes en Vías Urbanas.*<sup>1</sup>



*Gráfico 2.5. Tipos de Puentes en Vías Urbanas.*

El Gráfico 2.5 muestra que la preferencia por la bóveda y el puente de vigas de concreto se mantiene en las zonas urbanas. De hecho, la tabla 2.5 refleja que, prácticamente, seis de cada diez puentes ubicados en zonas urbanas corresponden a estas tipologías.

### **2.1.3 ELEMENTOS CONSTITUTIVOS.**

En términos generales los puentes constan de los siguientes elementos:

- A) Superestructura.
- B) Subestructura.
- C) Elementos adicionales.

#### **A) SUPERESTRUCTURA.**

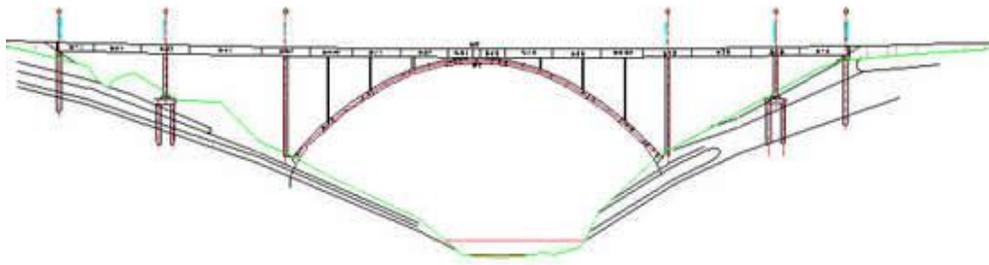
Está constituida por todos los elementos destinados a soportar directamente las cargas del tráfico y a dar seguridad a todos los vehículos que atraviesan el puente.

Los problemas fundamentales de la construcción de un puente se plantean siempre en su estructura resistente principal, que es la que salva la luz del puente, una vez salvada ésta el resto de la construcción es siempre más sencilla. Como se vio anteriormente, el conjunto de los puentes se divide según su tipología estructural en tres grandes grupos y en combinaciones de ellos: de arco, de viga o de tramo recto y sustentados por cables. La forma de resistir de cada uno de estos grupos se caracteriza por el predominio de un esfuerzo diferente en la estructura principal: compresión en los arcos, flexión en las vigas y tracción en los suspendidos; como se describe a continuación:

##### **A.1) PUENTES ARCO.**

El arco es una estructura resistente que, gracias a su forma, salva una determinada luz mediante una pieza lineal curva o poligonal, sometida básicamente esfuerzos de compresión, evitando o reduciendo los esfuerzos de

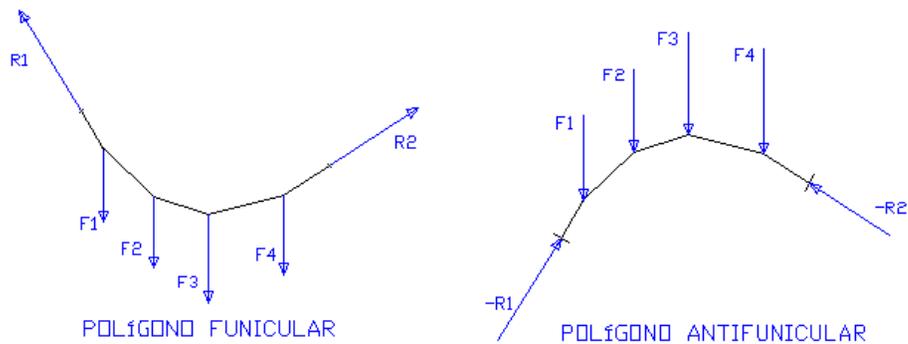
flexión a valores poco significativos en su comportamiento estructural. Es por tanto la estructura más adecuada para los materiales aptos para resistir compresiones, porque en él, las tracciones se pueden evitar o reducir al mínimo. En la figura 2.2, se muestra el esquema de un puente arco de tablero superior, el cual se describirá posteriormente.



**Fig. 2.2. Esquema de puente tipo arco.**

Para conseguir este comportamiento basado en las compresiones, la forma del arco debe coincidir, o aproximarse en lo posible, a la línea generada por la trayectoria de una de las posibles composiciones de las fuerzas que actúan sobre él, es decir, a una línea antifunicular del sistema de estas fuerzas.

La línea antifunicular es la inversa de la línea funicular, que es la forma que adopta un hilo flexible cuando se le aplica un sistema de fuerzas. Por cada sistema de fuerzas, habrá infinitas líneas funiculares, una por cada longitud diferente del hilo. En la figura 2.3 se ilustra tanto la línea funicular como la antifunicular.



**Fig. 2.3. líneas funicular y antifunicular.**

Los extremos del arco, por condiciones de equilibrio del antifunicular de las cargas, deben ser inclinados y, por tanto, las fuerzas que se transmiten a los apoyos son igualmente inclinadas esto significa que los apoyos del arco deben soportar además de fuerzas verticales, fuerzas horizontales de gran magnitud, condición básica para que el efecto arco se produzca. Si no hay coacción horizontal se tendrá una viga curva, no un arco.

Las principales cualidades del arco son consecuencia de su comportamiento resistente:

- La ausencia de tracciones permite construir arcos con materiales que no resisten tracciones, como en el caso de las estructuras de elementos yuxtapuestos (dovelas de piedra, por ejemplo).
- La forma ideal de trabajar del arco, que es mediante esfuerzos axiales únicamente, evitando las flexiones, permite reducir al máximo la cantidad de material que necesita la estructura.

Para que la estructura funcione como tal, no sólo se requiere la forma arqueada, si no que es necesario que en sus apoyos haya una restricción horizontal. Esta coacción horizontal da lugar a unas reacciones horizontales, que requieren buenas propiedades mecánicas del terreno de cimentación para que pueda soportar estas acciones. La transmisión de los empujes horizontales ha sido siempre una de las mayores dificultades de los puentes arcos en particular. La coacción se puede conseguir por medio de elementos auxiliares, como por ejemplo, tirantes entre los extremos (arcos de tirante inferior), que anulan las reacciones horizontales permitiendo transmitir únicamente reacciones verticales.

El diagrama de momento flector en el arco varía en función de las condiciones que se establezcan en los apoyos; los arcos pueden ser empotrados o articulados en los extremos, y se puede introducir también una tercera articulación en el clave; generando así el arco tri-articulado que se ha utilizado con mucha frecuencia porque tiene la ventaja de ser isostático. Se describen a continuación cada uno de ellos:

- **El arco empotrado.** Es el que teóricamente tiene flexiones más pequeñas para una determinada carga, pero es el más hiperestático, y por lo tanto al que más le afecta el fenómeno de la temperatura, fluencia, retracción, asentamiento de apoyos, etc. Es además el que requiere de unas cimentaciones mayores. En la figura 2.4 se presenta el esquema de un arco empotrado.



*Fig. 2.4. Esquema de arco empotrado.*

- **El arco biarticulado.** Tienen forma de la luna en cuarto siguiendo la ley de los momentos flectores; por ello tiene peralte máximo en el clave y mínimo en arranques, donde están situadas las articulaciones (figura 2.5).



*Fig. 2.5. Esquema de arco biarticulado.*

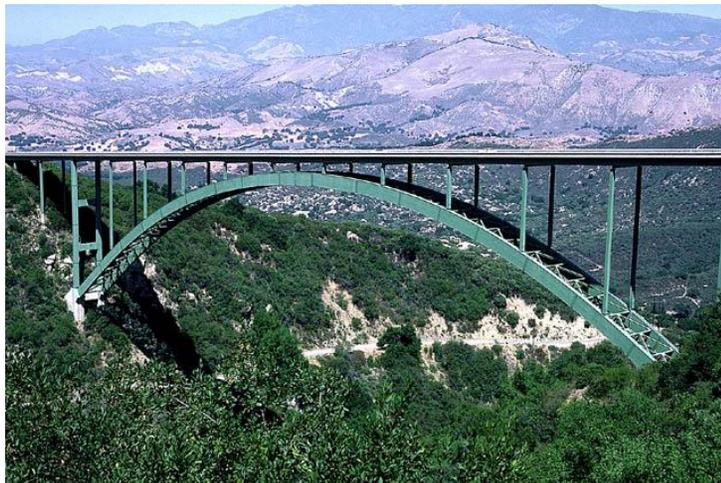
- **El arco triarticulado.** Es isostático, por lo tanto, las flexiones en él no se ven afectadas por las deformaciones de los apoyos, ni por los fenómenos de fluencia, retracción o temperatura; únicamente se ven afectados si las deformaciones son muy grandes y el arco pierde su forma (figura 2.6).



*Fig. 2.6. Puente triarticulado de Salginatobel (Suiza).*

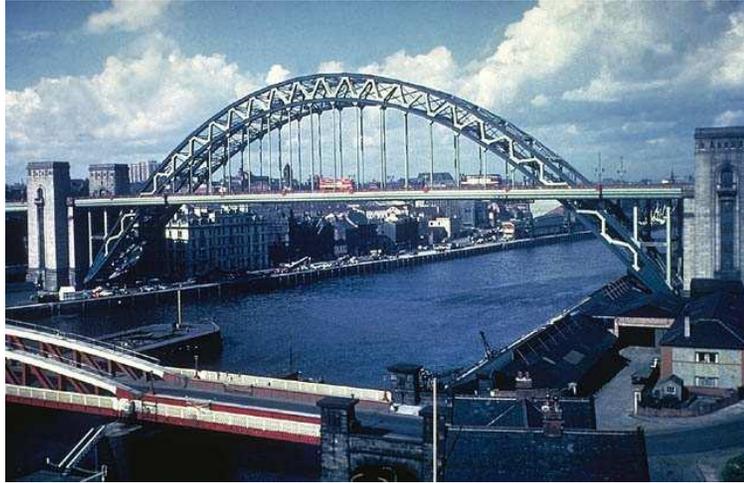
Existen tres tipos de puentes arco según la posición de la rasante del pavimento respecto del arco:

- **El puente de tablero superior.** Es el que tiene el tablero por encima del arco; siendo esta tipología la más frecuente (figura 2.7).



*Fig. 2.7. Puente del Cold Spring Canyon, Santa Barbara (USA). Longitud del vano: 365 m.*

- **El puente de tablero intermedio.** Tiene el tablero a una altura intermedia entre los arranques y el clave del arco. Éste, para no invadir la plataforma, se tiene que desdoblar en dos cuchillos laterales, o situarse en el eje del tablero; el cual se colgará del arco en la zona central y se apoyara en él, en los extremos (figura 2.8)



*Fig. 2.8. Puente de Fremont, Portland (USA), 1973. Longitud del vano: 383 m.*

- **El puente de tablero inferior.** Se le puede llamar también arco superior, tiene el tablero a la altura de los arranques del arco; esta disposición se utiliza para evitar uno de los inconvenientes de los arcos, que es la transmisión de fuerzas horizontales al terreno; para ello se solidarizan el arco y el tablero, y éste sirve de tirante al arco, resistiendo la fuerza horizontal de sus extremos mediante una tracción en él (figura 2.9). Aunque no siempre se da esta situación, los puentes de este tipo, que actualmente se diseñan, se hacen pensando en aprovechar este comportamiento.



*Fig. 2.9. Puente de Tangermünde sobre el Elba, (Alemania). Longitud del vano: 185 m.*

## **A.2) PUENTES VIGA.**

El puente viga está formado por uno o varios elementos rectos o curvos, apoyados en dos o más puntos, que soportan las cargas que actúan sobre ellos gracias a su capacidad de resistir por flexión. Es el sistema más simple y directo para salvar un obstáculo (ver figura 2.10).

Morfológicamente, la viga es la solución más sencilla y por eso la primera que se utilizó, no lo es en cambio su estructura, porque su forma de resistir se basa en la flexión, mecanismo resistente más complejo y difícil de intuir y de estudiar científicamente, que el esfuerzo axial de uno u otro signo.



*Fig. 2.10. Puente de Tablero de Vigas.*

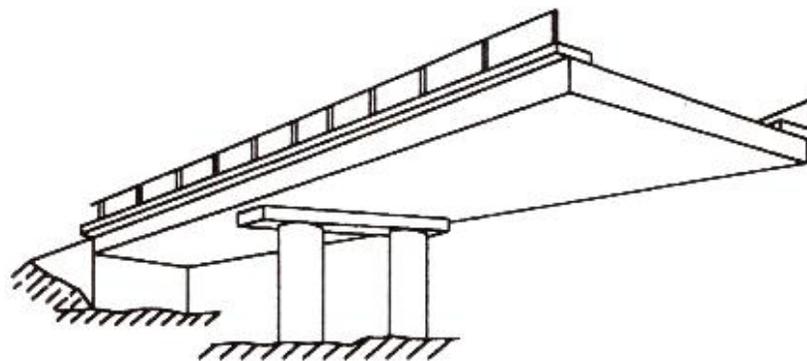
La magnitud de la flexión en una viga es función de las cargas que actúan sobre ella y de la distancia entre los apoyos. Siendo el factor más decisivo, en la flexión de los puentes viga, la luz (esto es, la separación entre apoyos).

El momento flector de una carga uniforme sobre una viga crece con el cuadrado de la luz, y esto obliga a aumentar la inercia de la sección resistente, este aumento de sección incrementará el momento flector por peso propio, por lo

que conviene buscar la sección con mayor inercia y el mínimo peso; es decir, la de mínima área y máxima inercia, dando lugar a las secciones en doble T y en Cajón (de uso común, pero no exclusivo, en puentes de concreto) y vigas de celosías o trianguladas (en el caso de puentes metálicos).

Las diferentes modalidades surgen de las distintas secciones transversales que se pueden considerar:

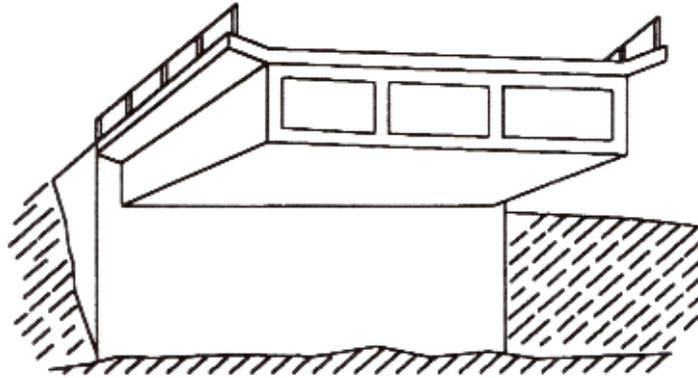
- **La losa maciza.** De concreto armado o pretensado, es la solución más simple de un puente y la más usada para claros cortos (menores de 10 m), porque es exclusivamente la materialización de la plataforma de la calzada, diseñada con el espesor necesario para resistir la flexión debida a su luz. En la figura 2.11 se muestra el esquema de un puente con tablero de losa maciza.



*Fig. 2.11. Puente con tablero de losa maciza.*

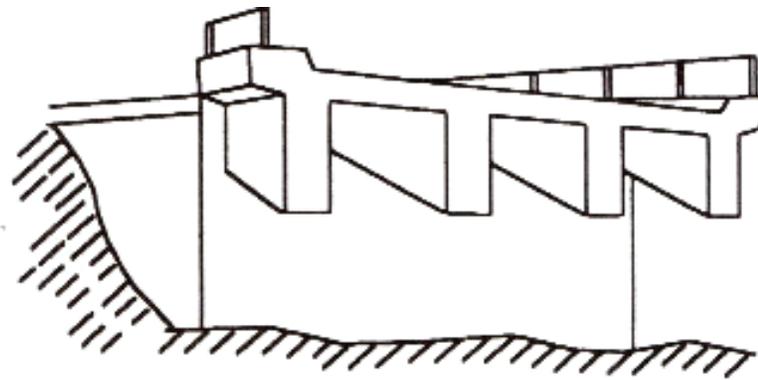
- **La losa aligerada.** Se desarrolló después de la losa maciza reduciendo concreto en su alma para disminuir el peso, pero sin reducir considerablemente la inercia. Los aligeramientos de la sección transversal

suelen ser circulares por facilidad y economía de ejecución, aunque rectangulares son más eficaces (ver figura 2.12).



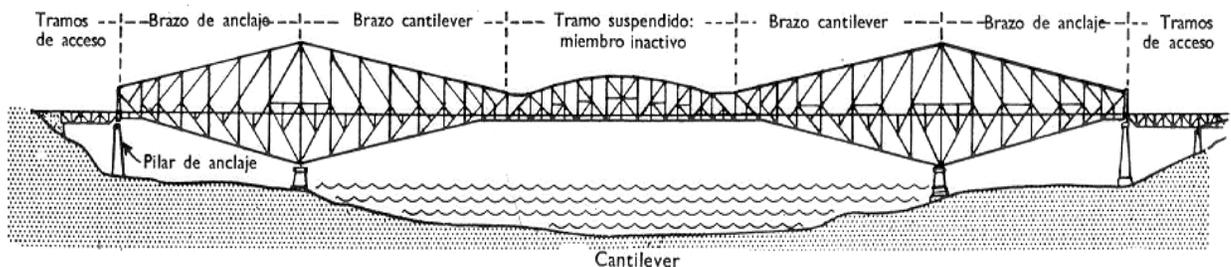
*Fig. 2.12. Puente con tablero de losa aligerada.*

- **Tablero de vigas de alma llena.** Es la solución que más se utiliza en los puentes metálicos y en los de concreto. Este tablero está formado por una serie de vigas longitudinales, unidas entre sí por la losa superior que materializa la plataforma del puente. En los puentes con luz corta se utilizan secciones T, las cuales son vigas rectangulares combinadas con la parte superior de la losa (figura 2.13); en los puentes con luces mayores se utiliza la sección en doble T, mediante un ensanchamiento de la parte inferior de la viga para aumentar su inercia.



*Fig. 2.13. Puente de vigas T.*

- **Tablero de vigas de celosía o de vigas trianguladas.** Están formados por una cuerda metálica superior, otra inferior y por elementos rectos en disposición triangulada. Básicamente, la cuerda superior soporta esfuerzos de compresión y la inferior esfuerzos de tensión; mientras que, los elementos que forman la celosía, soportan esfuerzos de compresión o de tensión, dependiendo de su ubicación. Se desarrollaron fundamentalmente en el siglo XIX, los primeros eran de madera, luego mixtos de madera y hierro y por último exclusivamente metálicos. En estas estructuras se llega a la máxima reducción de material y por tanto de peso; por ello, los mayores puentes viga son los triangulados. Los puentes cantilever caben dentro de la clasificación de puentes de vigas trianguladas. Estas estructuras transforman en isostática la viga continua de varios vanos introduciendo dos articulaciones en los vanos alternos, de forma que éstos se componen de dos ménsulas y una viga simplemente apoyada. El mayor puente de vigas trianguladas que ha sido construido es el de Québec, cuya luz es de 549 m, después del cual, los puentes de máxima luz pasaron a ser los colgantes. En la figura 2.14 se muestra el esquema de un puente cantilever típico.



**Fig. 2.14. Esquema de puente Cantilever.**

- **Tablero de vigas cajón.** En las vigas cajón se consigue la máxima eficiencia resistente en puentes de concreto, porque tienen la máxima eficacia a la flexión y también a la torsión, lo que en puentes de gran luz puede ser importante. La sección en cajón es clásica de los puentes de alma llena tanto metálicos como de concreto pretensado. En las vigas cajón, la provisión de espacio en las celdas abiertas es una ventaja para la instalación de servicios públicos como electricidad y agua potable; dando, de esta forma, una ventaja estructural y estética. La figura 2.15 ilustra un puente con tablero de vigas cajón.



*Fig. 2.15. Ilustración de puente de tablero de viga cajón.*

Al aumentar la luz del puente viga; existen dos opciones: aligerar el alma, lo que da lugar a las vigas en celosía o vigas trianguladas; o aumentar al máximo la eficiencia de la sección, lo que da lugar a las vigas cajón.

Las vigas según la condición de los apoyos pueden ser isostáticas e hiperestáticas. Una solución isostática, es fácil de estudiar teóricamente y fácil

de construir; por ello ha sido y será una de las soluciones más utilizadas en los puentes de luces pequeñas y medias. En el puente de varios vanos se puede repetir el tablero de vigas simplemente apoyado en cada uno de ellos; pero la solución más eficaz desde el punto de vista estructural es la viga con múltiples apoyos. La ventaja de esta solución es que la flexión cambia de signo del centro del vano a los apoyos y por ello los momentos flectores máximos se reducen considerablemente. Para el caso de vigas con carga uniformemente distribuida, el máximo momento de una solución isostática, se da en el centro de la viga en una longitud mayor que en el caso de una viga empotrada en sus extremos; en la cual, los momentos máximos, se dan en los empotramientos de la misma, reduciéndose en un 33% con respecto al máximo de la viga isostática.

La ley de momentos flectores varía a lo largo de una viga, por tanto, el canto que requiere para resistir la flexión también varía a lo largo de ella; esto da lugar a las vigas de peralte variable que se emplean más frecuentemente en los puentes con múltiples apoyos que en los isostáticos. Según la estructura que se adopte, la variación de momento será distinta y por ello la variación de peralte será también diferente.

Existe un subtipo intermedio entre los puentes vigas y los puentes arco: **el pórtico**<sup>21</sup>, el cual resiste gracias a una combinación de flexión y compresión. Si

---

<sup>21</sup> Fernández Troyano, en el capítulo VII (titulado “Puentes Pórtico”) de su libro “Tierra sobre Agua” indica lo siguiente: “El pórtico, más que un tipo de estructura de puente con carácter propio, se debe considerar un subtipo intermedio entre los puentes arco y los puentes viga, porque participa en mayor o menor grado de las características de uno y otro, pero sin aportar nada diferente que sea específico de esta estructura.”

predomina la flexión se aproximará a las vigas, si predomina la compresión, a los arcos. La figura 2.16 ejemplifica un puente pórtico.



**Fig. 2.16. Pórtico de concreto pretensado de pilares oblicuos. San Diego (USA).  
Longitud del vano principal: 33 m.**

Los puentes pórticos tienen pilas y tableros igual que los puentes vigas, pero éstos son solidarios (es decir, las pilas y el tablero soportan flexión), lo que da lugar a un mecanismo resistente complejo, porque en él interviene la resistencia a flexión de sus elementos y además se produce el *efecto pórtico*, que es el comportamiento debido a los momentos que aparecen en los nudos (unión de pila con tablero) y a las reacciones horizontales que se dan en sus apoyos.

El pórtico se puede considerar como un arco con directriz defectuosa, porque se aparta mucho de la línea antifunicular de las cargas, a la que se debe apegar el arco; o bien se puede considerar como un puente viga, donde las pilas se solidarizan con el tablero formando una estructura monolítica.

Un pórtico de pilas inclinadas y un arco solidario con el tablero en la mayor parte de su longitud y sin montantes en las zonas donde ambos elementos

están separados, son realmente la misma estructura; la división entre arcos y pórticos se puede establecer por la forma del intradós, si es curvo, es arco y si es poligonal, es pórtico; pero es una división arbitraria porque no afecta su modo de resistir.

En el otro extremo, la frontera entre el puente pórtico y el puente viga tampoco está clara; se puede establecer en función de que las pilas y el dintel sean o no solidarios, pero en los puentes de pilas delgadas o altas (solidarias del dintel), prácticamente no se produce el efecto pórtico y por ello la diferencia de funcionamiento de la estructura, si hay o no articulación entre pila y dintel, es inapreciable; se considera puente viga porque el mínimo efecto pórtico que aparece en ellos es por añadidura (lo cual no es positivo para la estructura).

La estructura de los pórticos es análoga a la de los arcos; pueden ser empotrados, biarticulados, o triarticulados.

En los pórticos no se han planteado problemas diferentes de los arcos o los puentes vigas; pues éstos son arcos con directriz defectuosa, o vigas con las pilas y el tablero solidario; por ello su cálculo se ha abordado siempre basándose en los conocimientos teóricos de unos u otros puentes.

### ***A.3) PUENTES SUSTENTADOS POR CABLES.***

Los puentes que se incluyen en esta sección tienen en común que sus estructuras se basan en el cable, el elemento con el que se consigue la máxima eficiencia para esfuerzos de tensión. Es en este sentido, que los puentes de grandes luces que se construyen actualmente son colgantes o atirantados.

Las estructuras de cables son las ideales para las grandes luces por varias razones:

- a) El cable es un elemento que trabaja exclusivamente a tensión, que es la forma ideal de resistir del acero. En principio se puede pensar que una barra de acero en tensión y otra en compresión son equivalentes, porque la capacidad de resistir del acero es análoga para ambas sollicitaciones; pero esa equivalencia no es cierta. Al someter una barra a dos fuerzas de compresión en sus extremos aparece, a causa de su esbeltez, el fenómeno del pandeo; es decir, se hace inestable a partir de un cierto valor de la fuerza axial, porque un mínimo desplazamiento transversal genera una flexión que a su vez incrementa el desplazamiento (y por tanto la flexión) continuando el fenómeno hasta que se llega a un punto de inestabilidad (o de pandeo) a partir del cual la pieza se rompe por flexocompresión. Por esta razón, una barra comprimida necesita rigidez a flexión a diferencia de la barra tensionada que no la necesita. La barra en tensión puede llegar a la esbeltez que le permita la capacidad resistente del material que lo compone, sin que en ello intervenga ningún otro factor; a diferencia de la comprimida, donde la esbeltez interviene en su capacidad resistente.
- b) El cable se compone de elementos delgados que, además de dar la flexibilidad, permite aumentar al máximo su capacidad resistente; debido a que en el acero, gracias a los tratamientos que se le pueden dar, se

consiguen resistencias cada vez mayores según se va reduciendo el diámetro del alambre (trefilado).

- c) El cable, si está formado por hilos o cordones delgados, se puede montar hilo a hilo, lo que permite hacer cables de grandes diámetros en puentes de grandes luces con medios de montaje de poca envergadura.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, los puentes que utilizan los cables como elementos resistentes básicos, son los colgantes y los atirantados, siendo éstos hoy en día comparativamente más económicos a partir de los 250 m de luz, aunque se pueden construir arcos (metálicos o de concreto) o vigas (trianguladas o de sección en cajón) que pueden superar estas luces.

En los puentes colgantes de gran luz, el tablero debe intervenir en el esquema resistente para repartir, con su rigidez, las cargas de tráfico y evitar así las deformaciones excesivas que se producen si el tablero no tiene rigidez. También es necesaria la rigidez del tablero para la estabilidad aerodinámica del puente.

En los puentes atirantados, la estructura resistente está formada por los tirantes y el propio tablero, que equilibra las componentes horizontales de las fuerzas de atirantamiento mediante una compresión en el mismo hacia las pilas, aunque también puede funcionar a tracción hacia el centro; la colaboración del tablero, hace que la cantidad de acero en los cables de un puente atirantado sea menor que la de un puente colgante equivalente en luz y ancho<sup>22</sup>. A pesar de esta

---

<sup>22</sup> Fernández Troyano, Leonardo. "Tierra sobre el Agua".

ventaja, los puentes atirantados tienen y tendrán luces máximas mucho menores que las de los colgantes, ello es debido fundamentalmente a lo caro que resultan las pilas (que han de ser bastante más altas que en las soluciones colgantes), a la compresión que se introduce en el tablero y a la dificultad de montar tirantes muy largos.

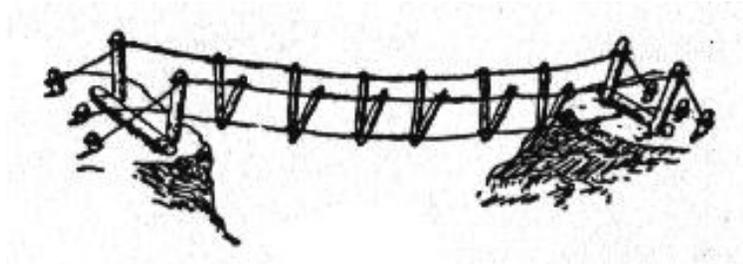
Los elementos resistentes básicos de los puentes colgantes y atirantados pueden ser de muchos tipos y no siempre son cables en el sentido estricto que se le da a esta palabra, que es el cable de alambre torcido en espiral. Pueden ser cables de alambres paralelos, que son los que se utilizan en los grandes puentes; o cables múltiples, formados por un conjunto de cables hechos con alambres torcidos; o de cadenas, formados por barras o eslabones metálicos unidos entre sí. Este último sistema no tiene ventajas sobre los alambres y sí inconvenientes por el excesivo gasto de acero, el tiempo demandado en el acoplamiento de los eslabones y por la menor resistencia (ya que son elementos forjados, frágiles y con menor límite elástico); por ello, este sistema se abandonó muy pronto.

#### A.3.1) PUENTES COLGANTES.

Su estructura resistente básica está formada por los cables principales, que se fijan en los extremos del puente y tienen la flecha necesaria para soportar mediante un mecanismo de tracción pura, las cargas que actúan sobre él.

El puente colgante más elemental es el puente catenaria (ver figura 2.17) donde los propios cables principales sirven de plataforma de paso, sus extremos se

anclan directamente a tierra y por tanto los únicos elementos adicionales al cable son los anclajes.



*Fig. 2.17. Puente catenaria.*

En los puentes colgantes, para conseguir la flecha que requieren los cables principales es necesario elevarlos en los extremos del vano a salvar, lo que da lugar a las torres sobre las que se apoya. Paradójicamente, la gran virtud y el gran defecto de los puentes colgantes, se deben a una misma cualidad: su ligereza. Gracias a su ligereza los puentes colgantes son fáciles de montar, pero esta cualidad los hace muy deformables, lo que planteó pronto serios rechazos.

Los puentes colgantes han tenido problemas a lo largo de su historia; algunos fueron derribados por el viento (por ejemplo, el puente Brighton de Reino Unido, en 1836; el del estrecho de Menai de Reino Unido, en 1839; el de Wheeling, Estados Unidos en 1854 y el puente Tacoma Narrows, en Washington, Estados Unidos en 1940), otros fueron hundidos por cargas mayores de las que podían soportar y varios de los que se construyeron durante el siglo XIX han desaparecido por diversas razones. Actualmente, los puentes colgantes se utilizan casi exclusivamente para grandes luces; de hecho, el puente con luz más larga del mundo (1,990 m), el Akashi Kaiko (ubicado en Japón), pertenece

a esta tipología. Salvo raras excepciones, todos tienen tablero metálico. En la figura 2.18, se muestra el puente colgante de San Francisco-Oakland que es una estructura con una luz de 704 m en su tramo central.

Al igual que el arco, el puente colgante es una estructura que resiste gracias a su forma; en este caso, salva una determinada luz mediante un mecanismo resistente que funciona exclusivamente a tracción, evitando gracias a su flexibilidad, que aparezcan flexiones en él.

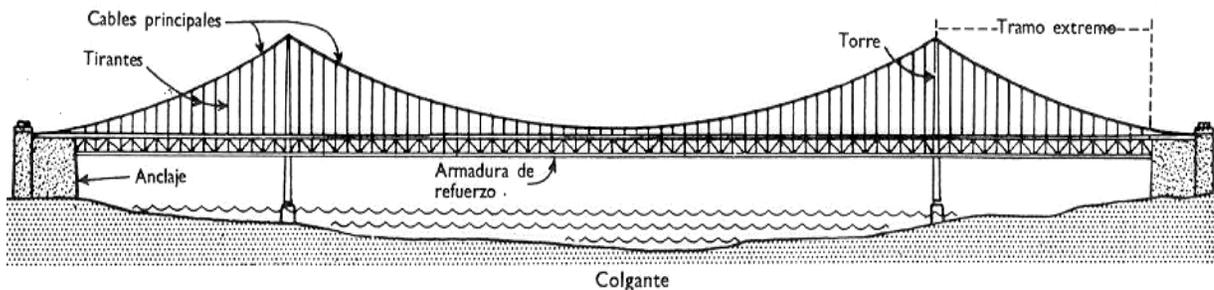


**Fig. 2.18. Puente San Francisco-Oakland, (San Francisco, USA) en 1936.  
Longitud del vano central: 704 m.**

El puente colgante es la estructura inversa del puente arco, que resiste básicamente a compresión, y por ello su forma es también la contraria; pero en esta inversión hay una diferencia básica que resulta fundamental en la

morfología de ambos puentes: el arco, al necesitar rigidez a flexión para evitar el pandeo, se puede separar de la línea antifunicular del sistema de cargas porque puede resistir las flexiones que produce esta desviación. En cambio, el cable principal del puente colgante, al no tener rigidez a flexión deberá coincidir siempre con la línea antifunicular del sistema de cargas que actúan sobre él, y por ello, al cambiar el sistema, el cable deberá cambiar de forma para encontrar una nueva posición de equilibrio de cargas. Como el sistema de cargas de los puentes es variable, porque lo son las cargas de tráfico, los puentes colgantes en su esquema elemental (el esquema elemental de un puente colgante lo constituyen el cable principal, las péndolas y el tablero) son muy deformables. La figura 2.19 esquematiza un puente colgante típico.

El mejor procedimiento para reducir la deformación del conjunto, es aumentar la rigidez a flexión del tablero, de forma que las cargas concentradas se repartan en una longitud más o menos grande del cable; de esta forma, se consigue reducir las deformaciones del puente a costa de introducir esfuerzos de flexión en el tablero.



**Fig. 2.19. Esquema de puente colgante típico.**

El cable principal es una estructura que resiste las cargas por su forma (que se asemeja a la que adopta un hilo flexible cuando se le aplica un sistema de fuerzas) y ésta normalmente es incompatible con la geometría del camino. Por esta razón, es necesario separar el cable que soporta las cargas y el tablero que materializa la forma del camino. En este sistema, el tablero es en realidad un puente viga de luces reducidas colgado mediante las péndolas del cable principal. Para los grandes puentes colgantes, es necesario dar suficiente rigidez al tablero; esta rigidez resulta necesaria por varias razones:

- a) Por ser el cable principal deformable, el procedimiento para evitar unas deformaciones inadmisibles en el tablero es darle la rigidez necesaria para que reparta el efecto de las cargas concentradas de los vehículos.
- b) En los grandes puentes, las acciones del viento obligan a dar al tablero la rigidez necesaria para evitar los problemas de inestabilidad aerodinámica que ya han causado desastres en puentes colgantes.

La rigidez que requiere el tablero para que el puente sea estable está en función de la luz del puente, de su ancho, y también de la oposición que ejerza al efecto del viento.

### A.3.2) PUENTES ATIRANTADOS.

Los elementos fundamentales de la estructura resistente de este tipo de puente son los tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándole una serie de apoyos intermedios equivalentes a resortes más o menos rígidos. Pero no sólo ellos forman la estructura resistente básica del

puede atirantado; son necesarias las torres para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos; también el tablero interviene en el esquema resistente, porque los tirantes, al ser inclinados introducen fuerzas horizontales que se deben equilibrar a través de él. Por todo ello, los tres elementos, tirantes, tablero y torres, constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado. En la figura 2.20 se muestra el puente atirantado de Barrios de Luna, ubicado en España.



**Fig. 2.20. Puente de Barrios de Luna (España) en 1983. Longitud del vano principal: 440 m.**

La historia de los puentes atirantados, se inicia con los puentes modernos en la segunda mitad del siglo XX, concretamente en los años 50 de ese siglo. Este retraso en su origen, se está recuperando a pasos agigantados, porque su

evolución ha sido extraordinariamente rápida. El primer puente atirantado moderno es el de Strömsund en Suecia construido en 1955 y el más largo construido hasta el momento es el Tatara en Japón, con una luz de 890 m.

La preferencia actual en la construcción de puentes atirantados se debe a varias razones;

- Su valor de novedad.
- Al igual que los puentes colgantes o los arcos superiores la estructura trasciende por encima del tablero, y por ello son puentes que se hacen presentes al viajero.
- Permite hacer puentes ligeros con tableros de canto reducido y por ello puede ser adecuado en luces más pequeñas de las que económicamente es competitivo.
- El puente atirantado admite variaciones significativas tanto en su estructura como en su forma y ésta es una característica que los diferencia de los puentes colgantes y de los arcos superiores.

Una ventaja adicional de este tipo de puentes es que el esquema resistente es por si mismo bastante rígido para las cargas variables de tráfico y por esta razón el tablero no necesita rigidez adicional para evitar los problemas de deformabilidad de la estructura, como lo necesita el tablero de los puentes colgantes. Por otra parte, los puentes atirantados no tienen contrapesos porque las componentes horizontales de los tirantes se equilibran en el propio tablero,

por lo tanto los apoyos del puente solo tendrán que soportar las cargas verticales y horizontales debidas a las acciones exteriores.

En los puentes atirantados caben dos disposiciones de los haces de tirantes, y los dos se utilizan con frecuencia:

- a) *Doble plano de atirantamiento.* Los tirantes se disponen en planos verticales o inclinados que contienen los bordes del tablero donde se anclan (ver figura 2.21).
- b) *Plano único de atirantamiento.* Los tirantes se disponen en un plano vertical que contiene el eje longitudinal del tablero, donde se anclan (ver figura 2.22).

Ambas soluciones tienen ventajas e inconvenientes, aunque en los puentes de mayor luz se impondrá siempre la solución de doble plano porque es más estable a las acciones del viento; además, el tablero, al estar colgado de los bordes, no necesita rigidez a torsión como necesita la solución de plano único.



**Fig. 2.21. Puente atirantado con doble plano de atirantamiento.**



**Fig. 2.22. Puente atirantado con plano único de atirantamiento.**

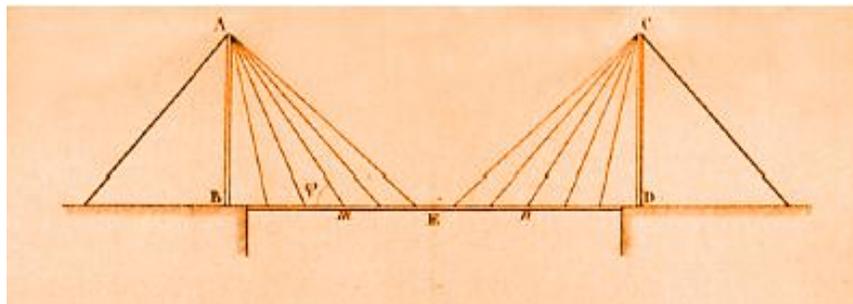
La geometría de los haces de atirantamiento con respecto a la torre puede ser:

- a) *Paralelos o de arpa*; lo que lleva a anclarlos a lo largo de la torre y del tablero a distancias iguales en cada uno de ellos, como se ilustra en la figura 2.23.
- b) *Radiales o en abanico*; si se concentran todos los anclajes en la cabeza de la torre, de forma que se irán abriendo radialmente hasta los anclajes del tablero como se ilustra en la figura 2.24.
- c) *Divergentes*; si los anclajes se reparten en la zona superior de la torre a poca distancia, de forma que los tirantes se irán abriendo hacia los anclajes del tablero, tal como se muestra en la figura 2.25. Esta geometría, es la que se utiliza con más frecuencia.

Los tirantes radiales o divergentes funcionan mejor que los paralelos, porque el atirantamiento es más eficaz y las flexiones en las torres son menores.



**Fig. 2.23. Distribución de cables en paralelo o en arpa.**



**Fig. 2.24. Distribución de cables radial o en abanico.**



**Fig. 2.25. Distribución de cables en forma divergente.**

Como se ha explicado en las secciones A.1 y A.3, los puentes de arco y los sustentados por cables (colgantes o atirantados) son estructuras que resisten por forma y ésta generalmente no coincide con las necesidades funcionales del puente. Por ello sobre, o bajo la estructura resistente, es necesario hacer un tablero generalmente tipo viga, que se apoye o cuelgue de ella; en definitiva, la estructura resistente en estos casos, es un medio que sirve de apoyo a un

puede ser un puente viga de luces reducidas, es decir, sirve para proporcionar al tablero una serie de apoyos intermedios.

En un planteamiento primario de las estructuras de los puentes arco y colgantes, se puede decir que el tablero no forma parte del esquema resistente principal del puente. En los puentes atirantados, los tirantes sirven para crear apoyos al tablero, igual que el arco y que los cables principales del puente colgante; pero en este caso, el tablero forma parte del esquema resistente principal del puente.

En los puentes arco, los colgantes y los atirantados, los apoyos que la estructura resistente crea al tablero no son rígidos como los de un puente viga normal, sino que son más o menos elásticos, en función de la deformabilidad de la estructura resistente; esta deformabilidad afectará al tablero en mayor o menor medida, en función de su propia rigidez. Por ello, en el estudio de la estructura es necesario tener en cuenta simultáneamente la estructura resistente y el tablero.

## **B) SUBESTRUCTURA.**

Consiste en todos los elementos destinados a recibir y transmitir las cargas provenientes de la superestructura al suelo. Los elementos que componen la subestructura son:

### ***B.1) PILAS Y TORRES.***

Son los soportes intermedios de la superestructura del puente cuando éste posee más de un claro (ver figura 2.26) y realizan dos funciones principales:

transferir las cargas verticales de la superestructura a las fundaciones y resistir las fuerzas horizontales que actúan sobre el puente.

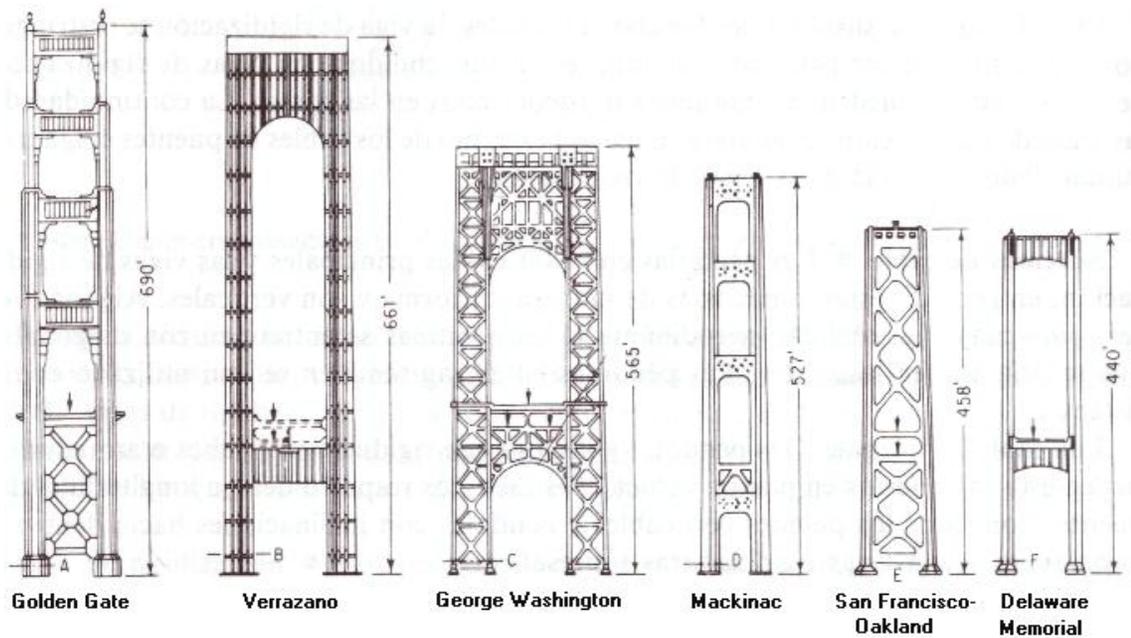


**Fig. 2.26. Pilas de puentes.**

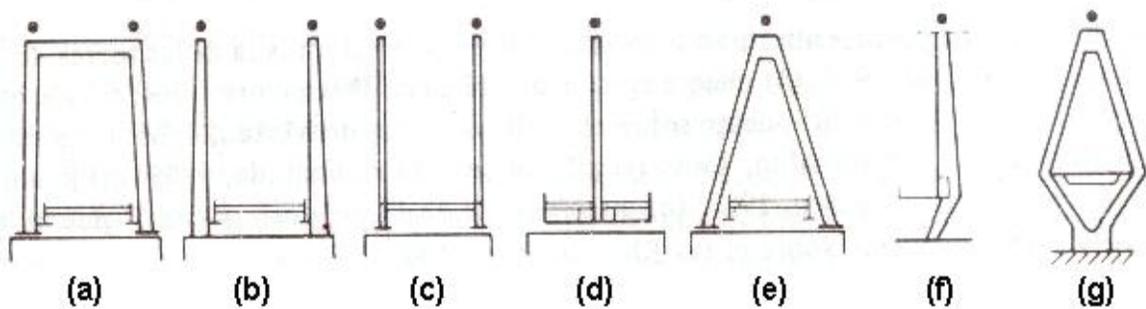
Las pilas, en la mayoría de los puentes, plantean pocos problemas de construcción; la inmensa mayoría de ellas son de concreto y se hacen in situ, aunque también se pueden prefabricar, sobre todo las más pequeñas. Las pilas altas se construyen con encofrados trepadores o deslizantes y no hay especiales dificultades en su ejecución, excepto las debidas a su altura, que será un problema fundamentalmente económico por el costo que supone elevar el personal y los materiales de la obra.

En los primeros viaductos de vigas trianguladas, las pilas se hicieron de piedra o de estructura metálica triangulada; hasta que a principios del siglo XX el concreto sustituyó a la piedra en los elementos donde todavía se utilizaba, que eran las pilas y los pontones (puentes de luces pequeñas) y se dejaron de hacer pilas metálicas trianguladas. Las torres de los puentes colgantes fueron inicialmente de piedra (casi siempre rellenas de concreto) y más tarde pasaron a ser metálicas. Recientemente, las torres de la mayoría de los

grandes puentes colgantes son de concreto y/o acero. En la figura 2.27 se muestran ejemplos de tipos de torres usadas en algunos puentes colgantes, mientras que en la figura 2.28 se presentan secciones de torres usadas en puentes atirantados.



**Fig. 2.27. Ejemplos de tipos de torres empleadas para puentes colgantes grandes.**



**Fig. 2.28. Secciones de torres usadas en puentes atirantados.**

- a) Estructura tipo portal con miembro transversal superior (m.t.s.),
- b) Torre fija a la pilastra sin m.t.s., c) Torre fija a la superestructura y sin m.t.s.,
- d) Torre axial fija a la superestructura, e) Torre en A, f) Torre lateral fija a la pilastra,
- g) Torre tipo diamante.

## **B.2) CIMENTACIONES.**

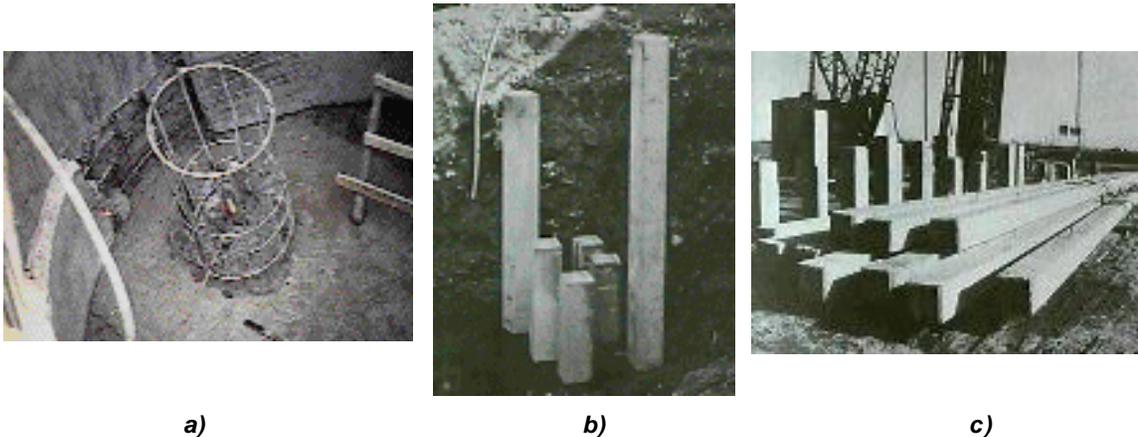
Son los elementos encargados de transmitir las cargas al suelo y pueden plantear mayores incertidumbres, porque son su conexión con el medio natural que le sirve de apoyo y este medio natural, el terreno, puede plantear dificultades de conocimiento mucho mayores que las del propio puente, que se hace a partir de materiales artificiales que se conocen mejor.

Las cimentaciones, salvo los casos simples de cimentación superficial, requieren con frecuencia técnicas especializadas, que utilizan métodos muy específicos para hacerlas. Si el terreno no tiene suficiente capacidad resistente para apoyarse sobre él, en su superficie exterior o con una excavación a cielo abierto, es necesario recurrir a cimentaciones profundas. Otra razón que puede obligar a hacer cimentaciones profundas, aunque el terreno tenga capacidad resistente en la superficie, es la socavación del río que, en caso de avenidas, puede descalzar las zapatas y hundir el puente.

A lo largo de la historia de los puentes se han utilizado seis procedimientos distintos para hacer cimentaciones profundas:

- **Pilotes.** Son elementos lineales, cuyo fin es transmitir las cargas del puente a un estrato más profundo, bien porque se llega a uno más resistente y entonces transmite las cargas por su punta, o bien porque al empotrarse en un estrato no apto para cimentar superficialmente, transmite éstas las cargas por rozamiento a lo largo de su fuste; de esta forma las cargas se reparten más y el terreno puede resistirlas. Los pilotes, al igual que las otras partes

del puente, se pueden hacer in situ (figura 2.29 a); haciendo primero la perforación, introduciendo en él las armaduras y rellenándolo luego de concreto; o se pueden prefabricar (figuras 2.29 b y c), hincándolos en el terreno mediante golpeo o vibración. Otra solución, menos frecuente, es hacer la perforación previamente e introducir luego un pilote prefabricado en ella.



**Fig. 2.29. a) Cabezal de un pilote colado in situ, b) Pilotes prefabricados colocados, c) Pilotes prefabricados.**

- **Pantallas.** Similar a los pilotes, pero en dos dimensiones (superficie vertical).
- **Ataguías.** Son recintos estancos que sirven para excavar en seco dentro de ellos cuando la cota de cimentación está por debajo del nivel del agua. Este sistema se puede utilizar cuando hay posibilidad de achicar el agua que va surgiendo en el interior del recinto, y ello depende de la naturaleza del terreno donde se va a cimentar y de la profundidad de la excavación. Actualmente, hay distintos procedimientos para construir ataguías, la

mayoría de ellos basados en tablestacas, es decir, hechas con paredes metálica formadas por piezas lineales superpuestas entre sí, que se hincan sucesivamente. Ver figura 2.30.



*Fig. 2.30. Tablaestacas y Ataguías.*

- **Cajones o pozos indios.** Igual que las ataguías, son recintos en cuyo interior se va excavando, pero en este caso el recinto forma parte de la cimentación. El cajón se sitúa sobre la superficie donde se va a cimentar, y a medida que se va excavando en su interior, se va hundiendo en el terreno. Una vez que se llega a la cota de cimentación, se rellena el interior, o se crea un tapón inferior que sirva para transmitir las cargas de la pila al terreno. La figura 2.31 muestra cilindros hincados por el método del pozo indio. Igual que las ataguías, es necesario poder achicar el agua que surge en su interior para poder excavar en seco.



*Fig. 2.31. Hincado de un cilindro por el método del “pozo indio”.  
Puente Martínez de la Torre, Veracruz, México.*

- **Cajones de aire comprimido.** Son estructuras que cuentan en su parte inferior con campanas que permiten introducir en ellas aire comprimido con mayor presión que la del agua al nivel de la excavación; de esta forma, se expulsa el agua y se puede excavar en seco en el interior de la campana. Se utilizaban en cimentaciones con presencia de agua y se hincaban en el terreno de forma análoga a los cajones indios. Los cajones de aire comprimido se utilizaron en la mayoría de las grandes cimentaciones donde no había posibilidad de achicar el agua en el interior del recinto. Es un sistema que ha dado lugar a muchos accidentes, porque las irregularidades del terreno o del suministro de aire podían dar lugar a que las campanas se inundaran, sin posibilidad de escape para los operarios que trabajaban dentro de ellas; por otro lado, el desconocimiento del comportamiento humano ante procesos rápidos de descompresión, es el que más víctimas ha causado en este sistema de cimentación.

- **Cajones fondeados.** Se han utilizado en algunos grandes puentes cuando el fondo del agua es apto para soportar directamente la carga del puente. El procedimiento consiste en preparar en el fondo una superficie para apoyar la cimentación, luego transportar mediante remolcadores el cajón hasta ponerlo en la vertical del punto de cimentación y fondearlo hasta apoyarlo en el terreno.

Actualmente, los dos sistemas de cimentación que se utilizan con mayor frecuencia en los puentes son los siguientes:

- a) Las zapatas directas. Si el terreno en superficie es apto para soportar las cargas que le transmiten las pilas se utilizan zapatas, las cuales se cuelan directamente sobre el terreno de cimentación después de hacer una excavación a cielo abierto.
- b) Las cimentaciones profundas mediante pilotes. Si el terreno en su superficie o a una profundidad pequeña no es apto para cimentar se utilizan pilotes que transmiten la carga a estratos más profundos.

### ***B.3) ESTRIBOS.***

Son los soportes de la superestructura que se encuentran en los extremos del puente y generalmente cumplen con las funciones adicionales de actuar como muros de retención (que soportan esfuerzos horizontales) y conectar el puente con las carreteras de acceso. Cuando un estribo es diseñado para soportar las cargas provenientes de la superestructura del puente, se desarrollan, a través

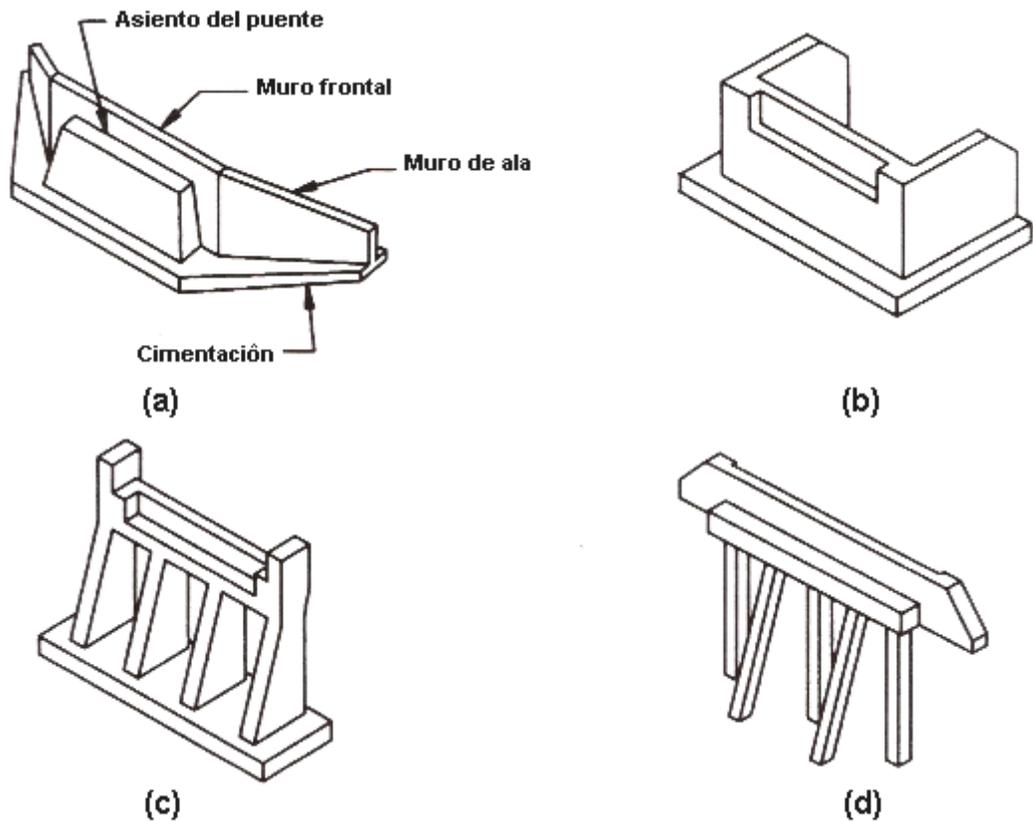
de su fundación, reacciones de presión. La seguridad de un estribo está determinada por la capacidad de la fundación de resistir dichas reacciones.

Las especificaciones AASHTO, en su decimosexta edición (1996), clasifica a los estribos en cuatro tipos: de talón (stub abutments), parcialmente enterrados, completamente enterrados e integrales. Por otro lado, Peck<sup>23</sup> divide a los estribos en una forma diferente:

- a. **Estribos gravitatorios.** Un estribo gravitatorio con muros de ala, es un estribo que consiste en el asiento del puente, muros de ala, muro frontal y cimentación (figura 2.32 a). Dentro de este tipo de estribo se encuentran los flotantes que son vigas cargadero que se apoyan directamente sobre el terreno natural o sobre un terraplén.
- b. **Estribos en forma de U.** Son estribos cuyos muros de ala son perpendiculares al apoyo del puente (figura 2.32 b).
- c. **Estribos de volteo (spill-through).** Consiste de una viga que soporta al apoyo del puente, dos o más columnas que soportan la viga y una cimentación que soporta a las columnas. Las columnas están integradas a la viga y se extienden desde ella hasta la cimentación, quedando vistas frente al estribo (figura 2.32 c).
- d. **Estribos de pilas inclinadas.** Es otro tipo de estribo de volteo, en el que una fila de pilas inclinadas soportan la viga (figura 2.32 d).

---

<sup>23</sup> Barker, Richard M.; Puckett, Jay A.; "Design of Highway Bridges". A Wiley-Interscience Publication, New York, USA. 1997.



**Fig. 2.32. a) Estribos gravitatorios, b) Estribos en forma de U, c) Estribos de volteo (spill-through), d) Estribos de pilas inclinadas.**

El procedimiento para seleccionar el tipo de estribo más apropiado se puede basar en las siguientes consideraciones:

- Costo de construcción y mantenimiento.
- Condiciones para cortes o rellenos del terreno.
- Manejo del tráfico durante la construcción.
- Período de construcción.
- Seguridad del personal asignado a la obra.
- Costo y disponibilidad del material de relleno.
- Profundidad de la superestructura.

- Tamaño del estribo.
- Cambios en los alineamientos vertical y horizontal.
- Área de excavación.
- Estética y similitud con estructuras adyacentes.
- Experiencias previas con el tipo de estribo.
- Fácil acceso para inspección y mantenimiento.
- Vida estimada, condiciones de carga y aceptabilidad de deformaciones.

Se considera que los estribos alcanzan los estados límites, cuando éstos fallan en la satisfacción de sus funciones de diseño. Estos estados límites pueden ser clasificados en dos tipos: de esfuerzo (o de esfuerzo último) y de servicio.

a) *Estados límites de esfuerzo último.* Un estribo alcanza este estado cuando al menos uno de sus componentes es desplazado o cuando la estructura se vuelve inestable. En el estado de esfuerzo último, un estribo puede experimentar una seria pérdida de esfuerzo (distress) y daño estructural, tanto local como global. En adición, pueden ser identificados varios modos de falla en el suelo que soporta el estribo; éstos también son llamados estados límites últimos e incluyen falla en la capacidad de soporte, deslizamientos, volteo e inestabilidad global.

b) *Estados límites de servicio.* Un estribo experimenta este tipo de estado cuando falla en desempeñar a cabalidad la función para la cual fue diseñado, debido a excesiva deformación o deterioro. Los estados límites

de servicio incluyen asentamiento total o diferencial excesivo, movimiento lateral, fatiga, vibración y fisuración.

### C) ELEMENTOS ADICIONALES.

- a) **Barandal.** Es la estructura ubicada generalmente en los bordes del tablero del puente, cuya función principal es proteger a los vehículos y peatones de posibles caídas desde el puente.
- b) **Acera.** Son elementos cuya función principal es la de permitir el paso de una forma segura a los peatones.
- c) **Losa de transición.** Es la estructura que sirve de transición entre el puente y la vía, reduciendo la formación del típico escalón por el asentamiento del relleno de los estribos.
- d) **Terraplén.** Es el relleno de la losa de transición o área de aproximación inmediatamente antes o después del puente, contra los estribos.
- e) **Barreras de seguridad.** Su función es la de reducir la gravedad de un accidente cuando un vehículo se sale del camino.
- f) **Obras de protección.** son estructuras construidas con la finalidad de preservar en buen estado el puente, éstas generalmente son taludes, muros de retención, etc.
- g) **Juntas.** Las juntas de dilatación son dispositivos que permiten los movimientos relativos entre dos partes de una estructura. Sus funciones principales son las siguientes:

- Asegurar que los movimientos totales del puente proyectados sobre las juntas, se cumplan sin golpear o deteriorar los elementos estructurales.
- Asegurar la continuidad de la capa de rodamiento del puente, para dar mayor confort a los usuarios vehiculares, peatones, bicicletas y motos.
- Ser Impermeables y evacuar las aguas sobre el tablero en forma rápida y segura.
- No deben ser fuente de ruidos, impactos y vibraciones al soportar las cargas del tráfico.

De acuerdo con su conformación y tomando en cuenta el procedimiento constructivo, las Juntas de expansión se pueden clasificar de la siguiente manera: *Juntas Abiertas*, cuando no tiene conexión en la ranura y permiten el paso directo del agua, *Rellenas Moldeadas* cuando se vacían en sitio, *Rellenas Pre-moldeadas* cuando se ensamblan con elementos externos y *Mixtas* si reúnen dos o más elementos ya descritos.

h) **Aparatos de apoyo.** Los apoyos son ensambles estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura. Los apoyos deben cumplir con dos requisitos básicos:

- Distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de la subestructura.

- Ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y otras de la superestructura, sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.

Los apoyos, en general, se clasifican de acuerdo a su movimiento en fijos o de expansión, y de acuerdo al material que los conforman en metálicos o elastoméricos.

- *Apoyos fijos (rótulas)*. Deben diseñarse para resistir las componentes horizontales y verticales de las reacciones, adaptándose a las deflexiones angulares.
- *Apoyos de expansión (móviles)*. Se adaptan a las deflexiones angulares y a los movimientos longitudinales y/o transversales de la superestructura. Excepto el caso de la fricción, resisten únicamente las componentes de las reacciones de los movimientos impedidos.
- *Apoyos metálicos*. Son de modo preferente de acero estructural, de acero o de hierro fundido. Sus componentes básicos son una unidad superior fija a la superestructura y una unidad inferior (zapata o pedestal) anclada a la subestructura. Insertados entre éstas, si es necesario, hay elementos para centrar y adaptar las deflexiones angulares y en el caso de apoyos de expansión, para los movimientos longitudinales de la superestructura. Las dimensiones de los apoyos en planta están dadas por las presiones permitidas de apoyo en el asiento del puente.

- *Apoyos elastoméricos.* Son apoyos que constan únicamente de elastómeros simples o apoyos laminados, compuestos por capas de elastómeros separados por láminas metálicas. Los elastómeros pueden ser de hule natural (polisopreno) o de hule sintético (clopreneo, neopreno). Las láminas deben ser roladas y de hojas de acero delgado. La capacidad de un apoyo elastomérico para absorber deflexiones angulares y movimientos longitudinales de la superestructura, está en función de su espesor (o de la suma de los espesores de sus elementos de hule entre las láminas de acero), de su factor de forma (área de la cara cargada entre la suma de las caras laterales libres para abombarse) y de las propiedades del elastómero.

#### **2.1.4 SINGULARIDADES DE LOS PUENTES CARRETEROS.**

Los puentes son obras de Ingeniería Civil que tienen ciertas características peculiares que otras obras no poseen, como son:

- Permiten circular libremente de un punto a otro directamente sobre su estructura.
- Están generalmente aislados de zonas urbanas.
- Soportan grandes cargas: puntuales, distribuidas, dinámicas, climatológicas, etc.
- Son estructuras que han de soportar grandes esfuerzos (flexión, compresión y tracción) debido a su luz.

- Poseen una elevada rigidez y por consiguiente elevado peso propio.
- Están a la intemperie y más expuestos a los agentes naturales.
- Son obras públicas.
- Su construcción influye en el paisaje.
- Dependen de los condicionamientos de la vía que han de soportar.
- Son estructuras que sufren deformaciones sensibles.
- Pueden llegar a tener una importancia social de primer orden.

## **2.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.**

En las consideraciones de diseño se debe tener en cuenta el método de diseño que servirá para el análisis del puente, las acciones a considerar en éste y los criterios más relevantes que intervendrán en la selección del tipo de puente a diseñar. Se desarrolla, de forma breve, cada uno de estos tópicos.

### **2.2.1 MÉTODOS DE DISEÑO.**

La seguridad de diseño en la ingeniería, puede ser garantizada de acuerdo a la siguiente expresión general:

$$\text{Capacidad Resistente} \geq \text{Solicitud} \quad (2.1)$$

Según la cual, los efectos de las cargas impuestas a un miembro (o estructura) no deben exceder la resistencia proporcionada por los materiales y secciones transversales del mismo.

Ambos lados de la desigualdad deben ser evaluados bajo la misma condición de carga específica. Cuando una condición de carga particular llega a un estado límite, se vuelve un modo de falla. El estado límite se define como:

*“Una condición de carga más allá de la cual un sistema o componente de un puente deja de cumplir la función para la que fue diseñado”.*<sup>24</sup>

Los estados límites más importantes son:

a) **Estado límite de servicio.** “Se refiere a las restricciones en esfuerzos, deflexiones y anchos de fisuras de los componentes de un puente que ocurren bajo condiciones de servicio regulares (ref. AASHTO A1.3.2.2)”.<sup>25</sup>

b) **Estado límite de fatiga y fractura.** “Se refiere a un conjunto de restricciones en el rango de esfuerzos causado por un vehículo de diseño. Estas restricciones dependen del número de incursiones de esfuerzos que se espera ocurra durante la vida útil del puente (ref. AASHTO A1.3.2.3). Su finalidad es limitar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas y prevenir la fractura debido a los efectos de esfuerzos acumulados en elementos de acero, componentes y conexiones.

La fractura debido a la fatiga ocurre en niveles de esfuerzos debajo del esfuerzo medido en pruebas uniaxiales. Cuando los camiones que pasan sobre el puente causan un número relativamente alto de repeticiones de

---

<sup>24</sup> Traducción hecha del libro de Barker, Richard M. y Puckett, Jay A., “Design of Highway Bridges”, capítulo 3, sección 3.1, página 95.

<sup>25</sup> Traducción hecha del libro de Barker, Richard M. y Puckett, Jay A., “Design of Highway Bridges”, capítulo 3, sección 3.3.2, página 104.

esfuerzos, el daño acumulado ocurrirá. Cuando el daño acumulado es suficientemente grande, la fisuración en el material empezará en un punto donde exista concentración de esfuerzos. Las fisuraciones crecerán con ciclos repetitivos de esfuerzos, hasta que el miembro se fracture. Si la fractura de un miembro resulta en el colapso de un puente, el elemento se llama 'miembro de fractura crítica'<sup>26</sup>. El tipo de fractura que ocurre es de tipo frágil (no se producen deformaciones excesivas, ni fisuración visible, etc.). Es especialmente crítico en los puentes ferroviarios.

- c) **Estado límite de esfuerzo.** “Se refiere a la obtención de suficiente resistencia para satisfacer la desigualdad de la ecuación 3.4<sup>27</sup> para las combinaciones de cargas estáticamente significativas que un puente experimentará en su vida útil (ref. AASHTO A1.3.2.4). Los estados límites de esfuerzos incluyen la evaluación de la resistencia a flexión, cortante, torsión y carga axial”.<sup>28</sup>
- d) **Estado límite de evento extremo o accidental.** “Se refiere a la supervivencia estructural de un puente durante un terremoto o inundación (ref. AASHTO A1.3.2.5), o cuando exista colisión con una embarcación, vehículo o flujo de hielo. La probabilidad de que estos

---

<sup>26</sup> Traducción hecha del libro de Barker, Richard M. y Puckett, Jay A., “Design of Highway Bridges”, capítulo 3, sección 3.3.3, página 105 a 106. Los esfuerzos de las pruebas uniaxiales se refieren a los esfuerzos de fluencia de los materiales.

<sup>27</sup> Ecuación 2.1 de este documento.

<sup>28</sup> Traducción hecha del libro de Barker, Richard M. y Puckett, Jay A., “Design of Highway Bridges”, capítulo 3, sección 3.3.4, página 106.

eventos ocurran simultáneamente es extremadamente baja por eso son considerados por separado. El intervalo de recurrencia de los eventos extremos puede ser significativamente mayor que la vida útil del puente (ref. AASHTO C1.3.2.5).<sup>29</sup>

El análisis de los efectos de las cargas y de la resistencia dada por los materiales ha sido la base para que los ingenieros hayan desarrollado procedimientos y técnicas de diseño que proporcionen márgenes de seguridad cada vez más satisfactorios. Estas técnicas y procedimientos han sido enfocados en función del material y el sistema estructural que rige.

A continuación se describen brevemente algunos de los métodos más conocidos para el diseño estructural del acero y el concreto.

## **A) MÉTODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS ACERO.**

### ***A.1) DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES (ASD).***

Los primeros procedimientos de diseño fueron desarrollados con un enfoque primario a las estructuras metálicas. Se observó que los aceros estructurales se comportaban linealmente (elásticamente) hasta un punto de fluencia relativamente bien definido que resultaba seguro por debajo de la resistencia última del material. La seguridad en el diseño fue obtenida especificando que el efecto de las cargas debe producir esfuerzos que sean una fracción del esfuerzo de fluencia  $f_y$ , por ejemplo,  $0.5f_y$ . Este valor sería equivalente a

---

<sup>29</sup> Traducción hecha del libro de Barker, Richard M. y Puckett, Jay A., "Design of Highway Bridges", capítulo 3, sección 3.3.5, página 106

proporcionar un factor de seguridad  $F$  de 2, tal como se expresa en la ecuación

2.2:

$$F = \frac{\text{resistencia, } R}{\text{efecto de las cargas, } Q} = \frac{f_y}{0.5 f_y} = 2 \quad (2.2)$$

Debido a que estas especificaciones fijan límites para los esfuerzos, este método se denominó Allowable Stress Design (Diseño por Esfuerzos Admisibles) o ASD. En el diseño por esfuerzos admisibles, un miembro se selecciona de manera que tenga propiedades transversales, como área y momento de inercia, suficientemente grandes para prevenir que el esfuerzo máximo exceda un esfuerzo permisible. Este esfuerzo permisible estará en el rango elástico del material y será menor que el esfuerzo de fluencia  $f_y$ . Como se vio en el párrafo anterior, un valor típico podría estar entre  $0.5f_y$  y  $0.6f_y$ .

El esfuerzo permisible ( $f_{ad}$ ) se obtiene dividiendo el esfuerzo de fluencia  $f_y$  (o bien la resistencia última de tensión  $f_u$ ) entre el factor de seguridad, como se muestra en la ecuación 2.3:

$$f_{ad} = \frac{f_y}{\text{factor de seguridad, } F} \quad (2.3)$$

El diseño por esfuerzos admisibles no reconoce que diferentes cargas poseen diferentes niveles de incertidumbre. La carga muerta, viva y de viento son, todas ellas, tratadas de la misma forma por el ASD. El factor de seguridad es aplicado al lado de la desigualdad que se refiere a la capacidad resistente y el lado referente a las cargas, no se factora (ver ecuación 2.1). En el ASD, la seguridad está determinada por:

$$\frac{\text{resistencia, } R}{\text{factor de seguridad, } F} \geq \text{efecto de las cargas, } Q \quad (2.4)$$

En el ASD, se seleccionan valores fijos de cargas de diseño de una Especificación o Código de Diseño. Las variaciones de los diferentes tipos de cargas no son consideradas.

Debido a que el factor de seguridad escogido está basado en la experiencia y en el juicio personal, el ASD no puede determinar medidas cuantitativas de riesgo; solamente se intuye que si el factor de seguridad aumenta, el número de posibles fallas es menor. De todas maneras, si el factor de seguridad se incrementa en un valor determinado no se conoce *cuanto* esto incrementa la probabilidad de supervivencia de la estructura.

De acuerdo a lo antes expuesto, las limitaciones que el método ASD presenta pueden resumirse así:<sup>30</sup>

- a) Los conceptos de resistencia son basados en el comportamiento elástico de materiales isotrópicos, homogéneos (por lo que también se le llama *diseño elástico o diseño por esfuerzos de trabajo*).
- b) No incluye una medida razonable de la resistencia, que es una medida más fundamental que el esfuerzo admisible.
- c) El factor de seguridad sólo es aplicado a la resistencia. Las cargas se consideran sin ponderación, por lo que no se toma en cuenta la probabilidad de variación de las mismas con relación a lo considerado. Sin embargo, para

---

<sup>30</sup> Barker, Richard M.; Puckett, Jay A.; "Design of Highway Bridges". A Wiley-Interscience Publication, New York, USA. 1997.

efectos severos de viento y sismo si existen variaciones, de acuerdo al ASCE 7-98.

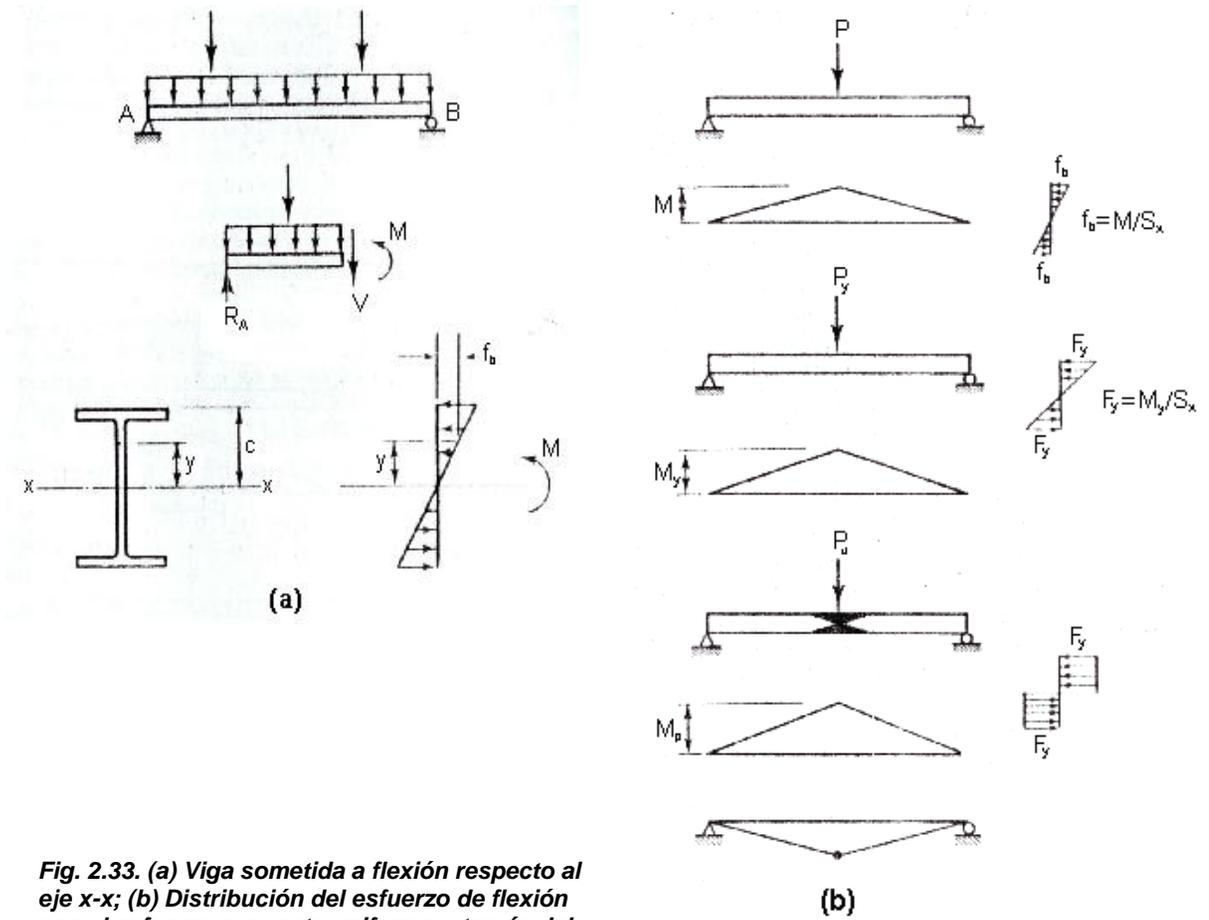
- d) La selección de un factor de seguridad es subjetiva y no proporciona una medida de fiabilidad en términos de probabilidad de falla.

### ***A.2) MÉTODO DE DISEÑO PLÁSTICO.***

El diseño plástico se basa en una consideración de las condiciones de falla. La falla significa el colapso o deformaciones extremadamente grandes y tendrá lugar bajo una carga que produzca las suficientes articulaciones plásticas como para que se forme un mecanismo que sufra un desplazamiento ilimitado sin ningún incremento de carga. Se usa el término plástico porque, en la falla, las partes del miembro estarán sometidas a deformaciones muy grandes que lo introducen en el rango plástico.

Cuando la sección transversal entera se plastifica en suficientes localidades, se formarán “Articulaciones Plásticas” en esas localidades, creándose un mecanismo de colapso.

La capacidad por momento plástico, denotado por  $M_p$ , es el momento flexionante bajo el cual se forma una articulación plástica y puede calcularse para un esfuerzo de fluencia y para una sección transversal dados, como se indica en la ecuación 2.8 (que se obtiene de las ecuaciones 2.5, 2.6 y 2.7), de acuerdo a las figuras 2.33 a y b.



**Fig. 2.33. (a) Viga sometida a flexión respecto al eje x-x; (b) Distribución del esfuerzo de flexión con el esfuerzo supuesto uniforme a través del ancho de la viga.**

$$f_b = \frac{My}{I_x} \quad y \quad f_{m\acute{a}x} = \frac{Mc}{I_x} = \frac{M}{I_x/c} = \frac{M}{S_x} \quad (2.5), (2.6)$$

$$M_y = F_y S_x \quad y \quad M_p = F_y \frac{A}{2} a = F_y Z_x \quad (2.7), (2.8)$$

Donde:

$f_b$ : esfuerzo en la sección transversal.

$M$ : momento flexionante en la sección transversal.

$y$ : distancia perpendicular del eje neutro al punto de interés.

$I_x$ : momento de inercia de la sección transversal con respecto al eje neutro en la dirección del eje x.

$f_{max}$ : esfuerzo máximo en la sección transversal.

$c$ : distancia perpendicular del eje neutro a la fibra extrema.

$S_x$ : módulo de sección elástica de la sección transversal.

$M_y$ : momento flexionante que lleva a la viga al punto de fluencia.

$F_y$ : esfuerzo de fluencia del material.

$M_p$ : momento plástico que lleva al límite plástico la sección de la viga.

$A$ : área de la sección transversal de la viga.

$a$ : distancia entre los centroides de las dos medias áreas.

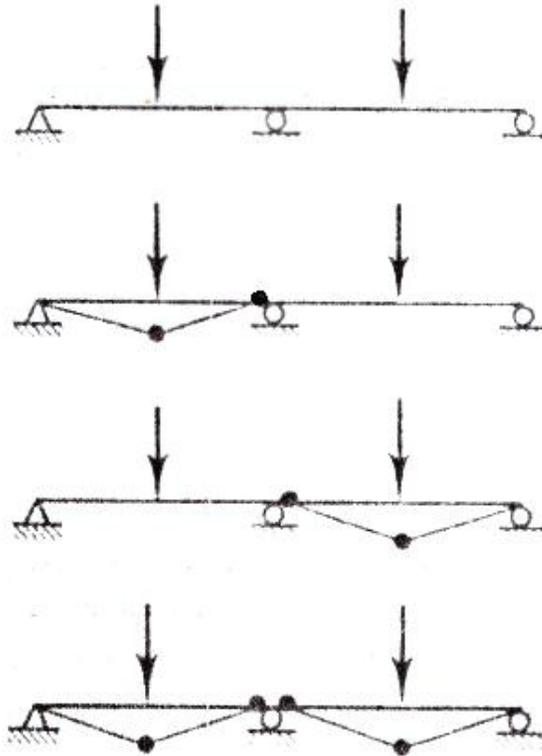
$Z_x$ : módulo de sección plástico.

El factor de seguridad entre la primera fluencia y el estado totalmente plástico puede expresarse en términos de los módulos de sección:

$$\text{De ec. 2.7 y 2.8: } \frac{M_p}{M_y} = \frac{F_y Z_x}{F_y S_x} = \frac{Z_x}{S_x} \quad (2.9)$$

Como las cargas serán inferiores a las cargas de falla por un factor de seguridad conocido como factor de carga, los miembros diseñados de esta manera no son inseguros a pesar de ser diseñados con base en lo que suceda en la falla.

Para una viga o marco estáticamente indeterminado, se requieren más de una articulación plástica para la formación de un mecanismo de colapso. Esas articulaciones se formarán secuencialmente, aunque no siempre es necesario conocer la secuencia.



**Fig. 2.34. Distintos mecanismos de colapso en una viga continua.**

Si es posible más de un mecanismo de colapso, como en la viga continua ilustrada en la figura 2.34, el mecanismo correcto puede encontrarse y analizarse con ayuda de los tres teoremas básicos del análisis plástico, dados aquí sin demostración.

1. *Teorema del límite inferior (teorema estático).* Si puede encontrarse una distribución segura de momentos (una en la que el momento es menor o igual a  $M_p$  en todas partes) y ella es estáticamente admisible con la carga (es decir, que se satisface el equilibrio), entonces la carga correspondiente es menor o igual a la carga de colapso.

2. *Teorema de límite superior (teorema cinemático)*: la carga que corresponde a un mecanismo supuesto debe ser mayor o igual a la carga de colapso. En consecuencia, si todos los mecanismos posibles son investigados, aquel que requiera la menor carga es el correcto. El análisis basado en este teorema se llama *método del equilibrio*.
3. *Teorema de unicidad*: Si hay una distribución de momentos segura y estáticamente admisible en la que se forman suficientes articulaciones plásticas como para producir un mecanismo de colapso, la carga correspondiente es la carga de colapso; es decir, si un mecanismo satisface los teoremas de límite superior e inferior, él es el correcto. El análisis basado en este teorema se llama *método del mecanismo* y requiere investigar todos los mecanismos posibles de colapso. El que requiera la carga más pequeña será el que gobierne y la carga correspondiente es la carga de colapso.

Las especificaciones AISC permiten usar el análisis y diseño plástico cuando la estructura puede permanecer estable, tanto local como globalmente, hasta el punto del colapso plástico (es decir, que la estructura falle por haber alcanzado el  $M_p$  y no por pandeo local o por pandeo lateral). Como se requiere que el elemento sufra deformaciones muy grandes al formarse las articulaciones plásticas, los requisitos por arriostramiento lateral son severos.

El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas y esbeltas, dependiendo de la relación ancho-espesor ( $\lambda$ ). Para

impedir el pandeo local, la sección B5.2 del AISC requiere que el miembro tenga una sección transversal compacta, es decir,  $\lambda \leq \lambda_p$ , en el alma y en los patines. En la tabla 2.6 se muestran los valores límites para  $\lambda$  y  $\lambda_p$ .

ELEMENTO	$\lambda$	$\lambda_p$
Patín	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{65}{\sqrt{f_y}}$
Alma	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{640}{\sqrt{f_y}}$

**Tabla 2.6. Valores límites para  $\lambda$  y  $\lambda_p$ .**

Donde:

$b_f$ : Ancho del patín.

$t_f$ : Espesor del patín.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia.

$t_w$ : Espesor del alma.

$h$ : Ancho del alma de punta a punta de filetes de patines.

$\lambda$ : Relación ancho-espesor.

$\lambda_p$ : Relación ancho-espesor al pandeo local.

Para impedir el pandeo lateral, la sección F1-2d del AISC limita la longitud máxima no soportada  $L_b$  en localidades de articulaciones plásticas a  $L_{pd}$  (ecuación 2.10):

$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200(M_1/M_2)}{F_Y} r_y \quad (2.10)$$

Donde:

$L_{pd}$  : Máxima longitud no soportada de una viga para la cual puede usarse el análisis plástico.

$M_1$  : Es el menor momento en el extremo de la longitud no soportada.

$M_2$  : Es el mayor momento en el extremo de la longitud no soportada.

$r_y$  : Radio de giro con respecto al eje principal "y".

El procedimiento de diseño del método es aproximadamente como sigue<sup>31</sup>:

- a. Multiplicar las cargas de trabajo (cargas de servicio) por el factor de carga para obtener las cargas de falla.
- b. Determinar las propiedades de la sección transversal necesarias para resistir la falla bajo esas cargas. Se dice que un miembro con esas propiedades tiene suficiente resistencia y que estará a punto de fallar cuando se someta a las cargas factorizadas.
- c. Seleccionar el perfil más ligero con la sección transversal que tenga esas propiedades.

Los miembros diseñados por teoría plástica alcanzan el punto de falla bajo las cargas factorizadas pero son seguros bajo las cargas de trabajo reales.

Este procedimiento prácticamente no se usa en las normativas de puentes, siendo más propio de las edificaciones.

---

<sup>31</sup> "Diseño de Estructuras de Acero con LRFD". Segui, William T. Segunda Edición. International Thomson Editores. Estados Unidos. 2000.

### **A.3) DISEÑO POR FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD).**

Para el cálculo, ambos lados de la desigualdad 2.1 son multiplicados por factores estadísticamente determinados. La capacidad resistente, es multiplicada por un factor de resistencia  $\Phi$ , cuyo valor es usualmente menor que 1.0 y la sollicitación, es multiplicada por un factor de carga  $\gamma$ , cuyo valor es usualmente mayor a 1.0. Debido a que el efecto de la carga en un estado límite particular, involucra la combinación de diferentes tipos de cargas ( $Q_i$ ) que poseen diferentes grados de variación, el efecto de la carga se representa por la suma de los valores de  $\gamma_i Q_i$ . Si la resistencia nominal está dada por  $R_n$ , el criterio de seguridad es:

$$\phi R_n \geq \text{efecto de } \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2.11)$$

Donde:

$\phi$  :Factor de resistencia establecido estadísticamente cuyo valor es, usualmente, menor que 1.

$\eta_i$  :Factor de modificación de carga.

$\gamma_i$  :Factor de carga establecido estadísticamente cuyo valor es, usualmente, mayor que 1.

$Q_i$  : Efectos de carga.

$R_n$  : Resistencia nominal.

Debido a que la ecuación 2.11 involucra tanto los factores de carga como los de resistencia, este método de diseño se denomina Load and Resistance Factor Design (Diseño por Factor de Carga y Resistencia) o LRFD. El diseño por

factores de carga y resistencia es similar al diseño plástico en tanto que se considera la resistencia o la condición de falla. De acuerdo a la ecuación 2.11, los factores de carga se aplican a las cargas de servicio y se selecciona un miembro que tenga suficiente resistencia frente a las cargas factorizadas; además, la resistencia teórica del miembro es reducida por la aplicación de un factor de resistencia. En la selección de los factores de resistencia y de carga para puentes, ha sido aplicada la teoría de la probabilidad a los datos de cargas vehiculares y a los de resistencia y peso de materiales.

Algunas de las ventajas y desventajas del método LRFD se mencionan a continuación:

*a) Ventajas.*

- Considera la variación tanto de la resistencia como de la carga.
- Logra niveles de seguridad bastante uniformes para diferentes estados límites y tipos de puentes sin involucrar un análisis complejo de probabilidad y estadística.
- Provee un método de diseño racional y consistente.

*b) Desventajas.*

- Requiere un cambio en la filosofía de diseño (con respecto a métodos previos de AAHSTO).
- Requiere un entendimiento de los conceptos básicos de probabilidad y estadística.

- Requiere la disponibilidad de suficiente información estadística y algoritmos de diseño probabilísticos para hacer ajustes en los factores de resistencia para satisfacer situaciones individuales.

## **B) METODOS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO.**

### ***B.1) MÉTODO DE DISEÑO POR RESISTENCIA.***

De acuerdo a la sección 8.1, del capítulo 8, de la cuarta parte del Reglamento ACI 318-99<sup>32</sup>; en el diseño de estructuras de concreto reforzado, los elementos se deben proporcionar para una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones de este Reglamento, utilizando factores de carga y factores de reducción de resistencia  $\Phi$  especificados en el capítulo 9 de dicho documento. La sección 7.3.1, del capítulo 7 del Reglamento ACI 343R-95<sup>33</sup> estipula que los puentes y sus miembros estructurales deben ser diseñados para tener suficiente resistencia en todas sus secciones para soportar de forma segura los efectos estructurales de las diferentes cargas y sus distintas combinaciones a las cuales puede estar sometida la estructura. Por otra parte, los requerimientos de nivel de servicio del capítulo 8 (del ACI 343R-95) también deben ser

---

<sup>32</sup> “Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios”, ACI 318-99 y ACI 318R-99. A pesar de que la versión más actualizada de este Reglamento es, actualmente, la del año 2002, no se tomará de referencia esta última porque el Reglamento “Análisis y Diseño de Estructuras de Puentes de Concreto”, ACI 343R-95, que es, actualmente, la versión más actualizada de dicho documento (y al que más adelante se hará referencia), toma de base al ACI 318-83. Este último, presenta pocas variaciones respecto a las revisiones que de él se han hecho hasta 1999 y puede ser sustituido sin problemas por la versión del año 99; sin embargo, la versión del año 2002 si presenta cambios importantes, tanto de forma y contenido, con respecto a la del 99, razón por la cual el ACI 343R-95 presenta ciertas incompatibilidades con el ACI 318-02, sobre todo en aquellas secciones a las que se remite este trabajo de graduación. Es por ello que, en esta tesis, se usarán el ACI 343R-95 referenciado al ACI 318-99. La información que acá se presenta, deberá ser actualizada en el futuro con una versión más reciente del ACI 343R que tome como referencia al ACI 318-02 o versiones posteriores de este último.

<sup>33</sup> “Análisis y Diseño de Estructuras de Puentes de Concreto”. ACI 343R-95.

satisfechos para asegurar el comportamiento adecuado bajo las cargas de servicio.

El método de diseño considerado por el ACI es el Método de Diseño por Resistencia. El Método de Resistencia Última (ahora llamado, Método de Diseño por Resistencia) fue usado durante las primeras etapas del desarrollo de procedimientos para el diseño de concreto reforzado<sup>34</sup>. Cuando el primer Reglamento para el diseño de concreto reforzado fue publicado en 1909, fueron propuestos dos tipos de procedimientos: el método de resistencia última y el método de diseño elástico.

A inicios de la década de 1930, pruebas en las universidades de Illinois y Lehigh demostraron que los métodos de diseño elástico resultaban incorrectos para miembros en compresión. Así, después de 1940, los métodos de diseño de columnas se basaron en los métodos de resistencia última, los cuales fueron formulados en términos de diseño elástico.

El Código ACI publicado en 1971 hizo énfasis en el método de resistencia última y relegó al método de diseño por esfuerzos de trabajo a una pequeña sección dentro del reglamento. El método de diseño por esfuerzos de trabajo (o diseño por cargas de servicio, como es llamado ahora) es, en realidad, el método de diseño por resistencia última con factores de seguridad incrementados. El énfasis en los métodos de resistencia última, resulta lógico porque estos métodos se basan en datos provenientes de pruebas. Nunca ha

---

<sup>34</sup> Handbook of Concrete Engineering. Fintel, Mark. Van Nostrand Reinhold Company. USA. 1974.

sido posible obtener siquiera una correlación razonable de los métodos de diseño elástico con información proveniente de pruebas.

La sección 8.1, del capítulo 8, de la cuarta parte del Reglamento ACI 318-99; establece también que los elementos no presforzados se pueden diseñar utilizando un Método Alternativo de Diseño, descrito en el apéndice A de ese mismo documento. Debido a que el método elástico ha resultado insatisfactorio, excepto en el diseño por flexión, los métodos de resistencia última reemplazan al primero en el Método Alternativo de Diseño.

De acuerdo a la sección 9.1, del capítulo 9, de la cuarta parte del Reglamento ACI 318-99; las estructuras y los elementos estructurales se deberán diseñar para tener resistencias de diseño en todas las secciones, por lo menos iguales a las resistencias requeridas calculadas para las cargas factorizadas y las fuerzas en las combinaciones que se estipulan en este reglamento.

En la sección 9.2 del reglamento en cuestión, se explica lo que se entiende por resistencia requerida. La resistencia requerida  $U$ , para soportar la carga muerta  $D$  y la carga viva  $L$ <sup>35</sup>, deberá ser por lo menos igual a:

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad (2.12)^{36}$$

Si en el diseño se va a incluir la resistencia a los efectos estructurales de una carga de viento especificada,  $W$ , se deben investigar las siguientes combinaciones de  $D$ ,  $L$  y  $W$  para determinar la mayor resistencia requerida  $U$ :

---

<sup>35</sup> Para proyectos de puentes, las cargas vivas a utilizar están descritas en la sección 2.2.2 de esta tesis.

<sup>36</sup> Las ecuaciones 2.12 – 2.15 corresponden, respectivamente, a las ecuaciones 9.1 – 9.4 del “Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios”, ACI 318-99 y ACI 318R-99. Se han conservado en estas ecuaciones la nomenclatura utilizada en dicho reglamento.

$$U = 0.75 ( 1.4 D + 1.7 L + 1.7 W ) \quad (2.13)$$

donde las combinaciones de carga deben incluir tanto el valor total, como el valor cero de  $L$  para determinar la condición más crítica y

$$U = 0.9 D + 1.3 W \quad (2.14)$$

pero para cualquier combinación de  $D$ ,  $L$  y  $W$ , la resistencia requerida  $U$  no será menor que la de la ecuación 2.12.

Si se va a incluir en el diseño la resistencia a cargas de fuerzas de sismo especificadas,  $E$ , se deben aplicar las combinaciones de carga descritas en las ecuaciones 2.13 y 2.14, excepto que  $1.1E$  será sustituida por  $W$ .

Si se va a incluir en el diseño la resistencia al empuje del terreno,  $H$ , la resistencia requerida  $U$  debe ser por lo menos igual a:

$$U = 1.4 D + 1.7 L + 1.7 H \quad (2.15)$$

Excepto que cuando  $D$  o  $L$  reduzcan el efecto de  $H$ ,  $0.9D$ , debe ser sustituido por  $1.4D$  y el valor cero de  $L$  se utilizará para determinar la mayor resistencia requerida  $U$ . Para cualquier combinación de  $D$ ,  $L$  o  $H$ , la resistencia requerida  $U$  no será menor que la de la ecuación 2.12.

La sección 9.1 menciona otros tipos de carga que deberán ser consideradas según corresponda; entre ellas, presión de fluidos, efectos de impacto, asentamientos diferenciales, relajamiento, contracción, expansión del concreto, cambios de temperatura, etc. La consideración de estos efectos en el diseño estructural se debe basar en una determinación realista de dichos efectos ocurriendo en el servicio de la estructura.

De acuerdo a la sección 7.3.2, del capítulo 7 del Reglamento ACI 343R-95, la resistencia de diseño proporcionada por un miembro o sección transversal en términos de carga, momento, cortante o esfuerzo, debe ser tomada como la resistencia nominal calculada en concordancia con las recomendaciones y suposiciones de la sección 7.3 de este Reglamento, multiplicada por los factores de reducción de resistencia  $\Phi$ , que a continuación se describen en la tabla 2.7<sup>37</sup>:

COMPORTAMIENTO	$\Phi$
1. Flexión sin carga axial.....	0.90
2. Tensión axial, y tensión axial con flexión.....	0.90
3. Compresión axial, y compresión axial con flexión:	
- Elementos con refuerzo en espiral según la sección 10.9.3.....	0.75
- Otros elementos reforzados.....	0.70
4. Cortante y torsión.....	0.85
5. Aplastamiento en el concreto.....	0.70
6. Flexión en concreto sin acero de refuerzo.....	0.65

*Tabla 2.7. Factores de reducción de resistencia  $\Phi$ <sup>38</sup>*

Los factores de reducción de resistencia  $\Phi$ , para miembros presforzados, se describen en la tabla 2.8:

<sup>37</sup> El ACI 343R-95 se remite, en este punto, al ACI 318-83; Sin embargo, como se mencionó anteriormente, se hará referencia al ACI 318-99 por ser una versión más actualizada de dicho documento.

<sup>38</sup> Tabla elaborada a partir de la sección 9.3, Capítulo 9, Cuarta Parte del Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios, ACI 318-99 y ACI 318R-99.

COMPORTAMIENTO	$\Phi$
1. Flexión, con o sin tensión axial y para tensión axial.....	0.95
2. Cortante y torsión.....	0.90
3. Miembros en compresión, con preesfuerzo excediendo los 225 psi (1.55 MPa) y con refuerzo en espiral de conformidad a la Sección 13.3.2 <sup>39</sup> .....	0.80
4. Miembros en compresión, con preesfuerzo excediendo los 225 psi (1.55 MPa), sin refuerzo en espiral.....	0.75
5. Aplastamiento en el concreto.....	0.75

**Tabla 2.8. Factores de reducción de resistencia  $\Phi$ <sup>40</sup>.**

En la sección 7.3.3, del capítulo 7 del Reglamento ACI 343R-95, se establecen las siguientes suposiciones de diseño<sup>41</sup>:

- El diseño por resistencia de miembros sujetos a flexión y carga axial se debe basar en las suposiciones dadas en esta sección y deben satisfacerse las condiciones aplicables de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones.
- Las deformaciones en el acero de refuerzo y en el concreto se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que se debe de considerar una distribución no lineal de la deformación para miembros de gran peralte sujetos a flexión, con relaciones de peralte total al claro libre mayores de 2/5 para claros continuos y 4/5 para claros simples (Ver sección 10.7).<sup>42</sup>

<sup>39</sup> Las secciones a las que se hacen referencia en esta tabla pertenecen al documento ACI 343R-95.

<sup>40</sup> Tabla elaborada a partir de la sección 7.3.2, Capítulo 7 del Reglamento “Análisis y Diseño de Estructuras de Puentes de Concreto”. ACI 343R-95. Los factores de reducción de resistencia para el concreto no presforzado serán utilizados para cualquier otro miembro presforzado no especificado en esta tabla.

<sup>41</sup> Las suposiciones de diseño que acá se citan han sido tomadas del ACI 343R-95. En algunas de estas suposiciones, dicho documento hace referencia al ACI 318-83; sin embargo, como se aclaró con anterioridad, se hará referencia al ACI 318-99 por ser una versión más actualizada de este último.

<sup>42</sup> Sección 10.2.2 del ACI 318-99.

- La máxima deformación utilizable en la fibra extrema a compresión del concreto se supondrá igual a 0.003.<sup>43</sup>
- El esfuerzo en el acero de refuerzo inferior a la resistencia especificada a la fluencia  $f_y$ , para el grado de acero usado, debe tomarse como  $E_s$  ( $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero) veces la deformación del acero. Para deformaciones mayores que las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo en el refuerzo se considerará independiente de la deformación, e igual a  $f_y$ .<sup>44</sup>
- La resistencia a tensión del concreto no se deberá considerar en los cálculos de concreto reforzado sujeto a flexión y carga axial, excepto cuando se cumplan los requisitos de la sección 8.7 (del ACI 343R-95).
- La relación entre la distribución del esfuerzo por compresión en el concreto y su deformación se puede suponer que es rectangular, trapezoidal parabólica o de cualquier otra forma que resulta de la predicción de la resistencia y que coincida sustancialmente con los resultados de pruebas a la compresión. Estos requisitos se satisfacen por una distribución rectangular equivalente del esfuerzo del concreto, la cual se define como sigue<sup>45</sup>:
  - a) Un esfuerzo en el concreto de  $0.85f'_c$  se supondrá uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, que esté limitada por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje

---

<sup>43</sup> Sección 10.2.3 del ACI 318-99.

<sup>44</sup> Sección 10.2.4 del ACI 318-99.

<sup>45</sup> Sección 10.2.6 y 10.2.7 del ACI 318-99.

neutro, a una distancia  $a = \beta_1 c$  a partir de la fibra de deformación máxima de compresión<sup>46</sup>.

- b) La distancia  $c$  desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.<sup>47</sup>
- c) El factor  $\beta_1$  se deberá tomar como 0.85 para resistencias del concreto  $f'_c$  hasta de 280 kg/cm<sup>2</sup> (4000 psi), y para resistencias superiores a 280 kg/cm<sup>2</sup>,  $\beta_1$  se disminuirá 0.05, en forma uniforme, por cada 70 kg/cm<sup>2</sup> (1000 psi) de aumento de la resistencia sobre 280 kg/cm<sup>2</sup>, sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0.65.<sup>48</sup>

## ***B.2) MÉTODO ALTERNATIVO DE DISEÑO<sup>49</sup>.***

En este método, descrito en el Apéndice A de ACI 318-99, se diseña un elemento estructural (sujeto a flexión) de manera tal, que los esfuerzos resultantes de la acción de las cargas de servicio (sin factores de carga) calculados por medio de la teoría lineal de flexión, no excedan de los esfuerzos permisibles bajo cargas de servicio. La carga de servicio es una carga como la carga muerta, viva, o de viento que se supone ocurre en realidad cuando la estructura está en servicio. Los esfuerzos calculados bajo la acción de las

---

<sup>46</sup> Sección 10.2.7.1 del ACI 318-99.  $f'_c$  = resistencia especificada a la compresión del concreto,  $a$  = peralte del bloque rectangular equivalente de esfuerzos,  $\beta_1$  = factor definido en la sección 10.2.7.3 del ACI 318-99,  $c$  = distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro.

<sup>47</sup> Sección 10.2.7.2 del ACI 318-99.

<sup>48</sup> Sección 10.2.7.3 del ACI 318-99.

<sup>49</sup> El ACI 318-02 describe en su apéndice B las provisiones alternativas para miembros de concreto reforzado y presforzado sometidos a flexión y compresión y en su apéndice C los factores de reducción de resistencia alternativos. Es necesario aclarar que el método alternativo de diseño considerado en dichos apéndices corresponde al método descrito en el apartado B.1 de la sección 2.2.1 de la presente tesis. Las consideraciones a tomar en cuenta y los cambios correspondientes que el uso de este método alternativo de diseño ocasiona en las diferentes secciones del cuerpo del reglamento (del ACI 318-02) están explicados y desarrollados de forma clara y específica en estos apéndices.

cargas de servicio están limitados a valores que se localizan dentro del rango elástico de los materiales, de manera que la relación lineal esfuerzo-deformación se utilice.

Los factores de carga y los factores de reducción de resistencia  $\Phi$  se deben tomar como una unidad para elementos diseñados por este método. Los elementos pueden dimensionarse para el 75% de la capacidad requerida cuando se consideren fuerzas de viento o sísmicas, combinadas con otras cargas, siempre y cuando la sección que resulte no sea menor que la requerida para la combinación de carga viva y muerta. Cuando la carga muerta reduce los efectos de otras cargas, los elementos se deben diseñar para el 85% de la carga muerta en combinación con las demás cargas.

En vista de estas y otras simplificaciones que se describen en el Apéndice A del ACI 318-99, el método alternativo de diseño tendrá como resultado, por lo general, diseños más conservadores que los diseños obtenidos utilizando el método de diseño por resistencia.

### ***B.3) MÉTODO DE DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO.***

Como se explicó anteriormente, este método fue, poco a poco, perdiendo vigencia y fue relegado a una pequeña sección dentro del reglamento del ACI publicado en 1971. Actualmente, se encuentra en desuso.

Para miembros sometidos solamente a flexión, este método de diseño coincide con la teoría elástica tradicional. Cuando solamente son consideradas la carga viva y la carga muerta, puede ser usado el 40% de la resistencia última. Así, un

factor de carga de 2.5 es aplicado a la combinación de carga de carga viva más carga muerta. Cuando se involucra la carga de viento, 75% de la combinación de  $D + L + W$  puede ser usado con el 40% de la resistencia última. De esta forma, el factor de carga constante para  $D + L + W$  es 1.875. Después de que los factores de carga son multiplicados por las cargas de servicio, los valores de la resistencia última son usados con el factor de reducción de resistencia  $\Phi$  que toma un valor igual a 1.0.

### **2.2.2 ACCIONES EN LOS PUENTES.**

Las cargas, o más exactamente las acciones, que se deben de considerar en el estudio de los puentes, están definidas en las normas de los diferentes países, que varían de unos a otros.

Las acciones tienen efectos muy diferentes en los distintos tipos de puentes, en función de su estructura resistente; y dentro de cada tipo, estos efectos varían dependiendo de su luz, material, terreno de cimentación, etc.

Se pueden distinguir tres tipos de puentes en función de las cargas que van a pasar por ellos:

- Pasarelas: para el paso exclusivo de peatones.
- Puentes de carretera: para el tráfico automóvil.
- Puentes de ferrocarril: para el tráfico ferroviario.

Las acciones principales que actúan sobre ellos son las siguientes:

a) **Peso propio.** Es el peso de la estructura resistente. Es siempre una acción fundamental en los puentes y por ello se debe tratar de reducir al mínimo, haciendo la estructura lo más ligera posible.

b) **Carga muerta.** Es el conjunto de las cargas fijas que no forman parte de la estructura resistente: pavimento, aceras, barandales, etc.

El peso propio y la carga muerta forman la *carga permanente*.

c) **Cargas de tráfico o cargas vivas.** Varían según el tipo de vehículos o pasajeros que pasan por él. Son diferentes las cargas de ferrocarril de las de carreteras y de las de los peatones; por ello los puentes de ferrocarril son, en general, menos esbeltos que los de carretera, y éstos a su vez menos que las pasarelas. Pero dentro de cada tipo de puentes, las cargas son las mismas, y por tanto la luz es el factor decisivo en la magnitud de los esfuerzos, porque además de que éstos crecen con la luz, requieren una estructura más grande y por tanto más pesada, de forma que los esfuerzos de peso propio crecen a causa de la luz y del aumento de peso.

d) **Acciones accidentales.** Son acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que deberán ser tomadas en cuenta según corresponda; entre ellas se pueden mencionar las siguientes:

- *Las acciones sísmicas.* Estas acciones dependen de la actividad sísmica del lugar donde está situado el puente, es decir, del riesgo de que en esa zona se produzca un terremoto con una intensidad determinada. Igual que el viento, puede llegar a ser una acción fundamental en el

dimensionamiento del puente. Tanto el viento como las acciones sísmicas son efectos dinámicos, que se pueden analizar como cargas estáticas o requerir un estudio dinámico de la estructura.

- *Choques de vehículos y de barcos si el río es navegable.*

e) **Acciones debidas al medio físico.** Es decir, los fenómenos naturales que producen fuerzas sobre los puentes. De las muchas que pueden actuar, las principales son:

- *La temperatura.* Los materiales se dilatan o contraen por efecto de la temperatura lo que origina deformaciones en las estructuras. Si estas deformaciones no producen esfuerzos en ellas, se puede decir que son isostáticas al efecto de temperatura y en cambio si producen esfuerzos serán hiperestáticas a este efecto. Además de la variación uniforme de la temperatura, también se ha de considerar un gradiente térmico, que recoge la variación térmica entre la superficie asoleada y la contraria en sombra.
- *El viento.* Es una carga que actúa sobre las estructuras y por tanto produce esfuerzos en ellas. Puede llegar a ser una acción fundamental en los grandes puentes.
- *Acciones hidráulicas.* En ellas se incluye el empuje del agua, la socavación bajo las pilas, el efecto del hielo si el río se puede helar, etc.

- *Asentamiento de los apoyos.* Cuando el terreno de cimentación es deformable, se producen desplazamientos en los apoyos que afectan a la estructura.
- *Deformaciones diferidas de los materiales.* En el concreto, este tipo de deformaciones son debidas principalmente a dos procesos diferentes:
  1. La contracción debida a la retracción que se produce en el concreto a causa del proceso de fraguado y endurecimiento del material. Es un fenómeno independiente del estado de cargas de la estructura.
  2. La contracción debida a la fluencia, que es función de las tensiones a las que está sometido el concreto. Depende por tanto de las cargas permanentes o semipermanentes que actúan sobre él.

En los aceros sometidos a cargas altas, se produce la relajación, que es una pérdida de tensión a deformación constante.

En el concreto pretensado, estos fenómenos, además de producir deformaciones, producen pérdidas de fuerza en las armaduras pretensadas, que pueden ser significativas en el comportamiento de la estructura.

Las especificaciones que normalmente se utilizan en nuestro país, en el proyecto de puentes (carreteros y ferroviarios) de concreto y/o acero, son las proporcionadas por la *American Association of State Highways and Transportation Officials* (AASHTO) de los Estados Unidos de América.

De acuerdo a las Especificaciones LRFD para el Diseño de Puentes (1998)<sup>50</sup>, la carga viva vehicular de puentes en carreteras se expresa en términos de carriles de diseño y carriles de carga. El número de carriles de diseño depende del ancho de la carretera. Generalmente, el número de carriles de diseño estará determinado por la parte entera de la relación  $w/3600$ , donde  $w$  es el ancho libre de la carretera, en mm, entre los cordones y/o las barreras en el puente. Se deberán considerar, además, futuros cambios, físicos o funcionales, de dicho ancho libre.

En caso de que el ancho del carril de tráfico sea menor que 3.60 m, el número de los carriles de diseño deberá ser igual al número de los carriles de tráfico y el ancho del carril de diseño será tomado como el ancho del carril de tráfico. Las carreteras con anchos que varían entre 6.00 y 7.20 m deberán tener dos carriles de diseño, cada uno igual a la mitad del ancho de la carretera.

El efecto de la carga viva deberá estar determinado considerando cada posible combinación del número de carriles cargados multiplicados por el factor de presencia múltiple correspondiente ( $m$ ), especificado en la tabla 2.9. Con el propósito de determinar el número de carriles de carga, cuando la condición de carga incluye las peatonales, éstas podrán ser tomadas como un carril cargado, para combinarlas con uno o más carriles de la carga viva vehicular.

---

<sup>50</sup> AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Second Edition, 1998. Section 3.6.1.1.

NUMERO DE CARRILES CARGADOS	FACTORES DE PRESENCIA MÚLTIPLE “m”
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

*Tabla N° 2.9. Factores de presencia múltiple “m”.*

En la sección 3.6.1.2 de las Especificaciones anteriormente indicadas<sup>51</sup>, se establece que la carga viva vehicular en los puentes carreteros consistirá en una combinación de:

- Camión o tandem de diseño, y
- Carga del carril de diseño.

Cada carril de diseño bajo consideración deberá ser ocupado ya sea por el camión o tandem de diseño. Se asumirá que las cargas ocuparán 3.00 m, transversalmente, dentro de los límites de un carril de diseño.

*Camión de diseño.*

Según las Especificaciones Estándar para Puentes Carreteros (1996)<sup>52</sup> de la AASHTO, hay dos clases principales de camiones: los denominados con la letra H y los designados con las letras HS, ambas seguidas de un número característico, que denota su peso en toneladas norteamericanas.

Los camiones tipo H (camiones de cargas) se dividen en: H 20, H 15 y H 10, los cuales representan un camión con dos ejes cargados y los HS en HS20 y HS15, que representan un camión y remolque con 3 ejes cargados.

<sup>51</sup> AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Second Edition, 1998.

<sup>52</sup> AASHTO. Especificaciones Estándar para Puentes Carreteros, decimosexta edición, 1996.

En el caso de los camiones tipo H, el número que le sigue a la H en la denominación, indica el peso total del camión cargado en toneladas norteamericanas de 2,000 libras. Así, el camión H20 pesa 20 toneladas norteamericanas (que equivalen a 18.14 toneladas métricas).

Los camiones HS son vehículos tipo con tractor y semirremolque, con dos ejes en el primero y un eje en el segundo. El número que sigue a las letras HS es el peso del tractor en toneladas norteamericanas. El peso del semirremolque es el 80% del peso del tractor. Por ejemplo, en el camión HS20 el tractor pesa 20 toneladas norteamericanas, y el peso del semirremolque es de 16 toneladas norteamericanas, con lo que el peso total del camión es de 36 toneladas norteamericanas, que equivalen a 32.66 toneladas métricas. En este caso, la separación entre el eje posterior del tractor y el del semirremolque es variable dentro de ciertos límites con el fin de obtener el efecto más desfavorable para la estructura en diseño, como se muestra en la Fig.2.35.

La figura 2.35 sirve, también, como referencia a la sección 3.6.1.2.2 de las Especificaciones LRFD para el Diseño de Puentes (1998), ya que el camión tipo, que en dicha sección se describe, corresponde al HS20, citado por las Especificaciones de 1996; con la diferencia que, en las del año 1996, se utiliza el Sistema Inglés y en las del 1998, el Sistema Internacional. Por otro lado, la sección 3.6.1.2.2 establece además, que se deberá considerar una carga dinámica vehicular permisible (impacto) como se especifica en el artículo 3.6.2 de dicho documento y en la tabla 2.10 de esta tesis.

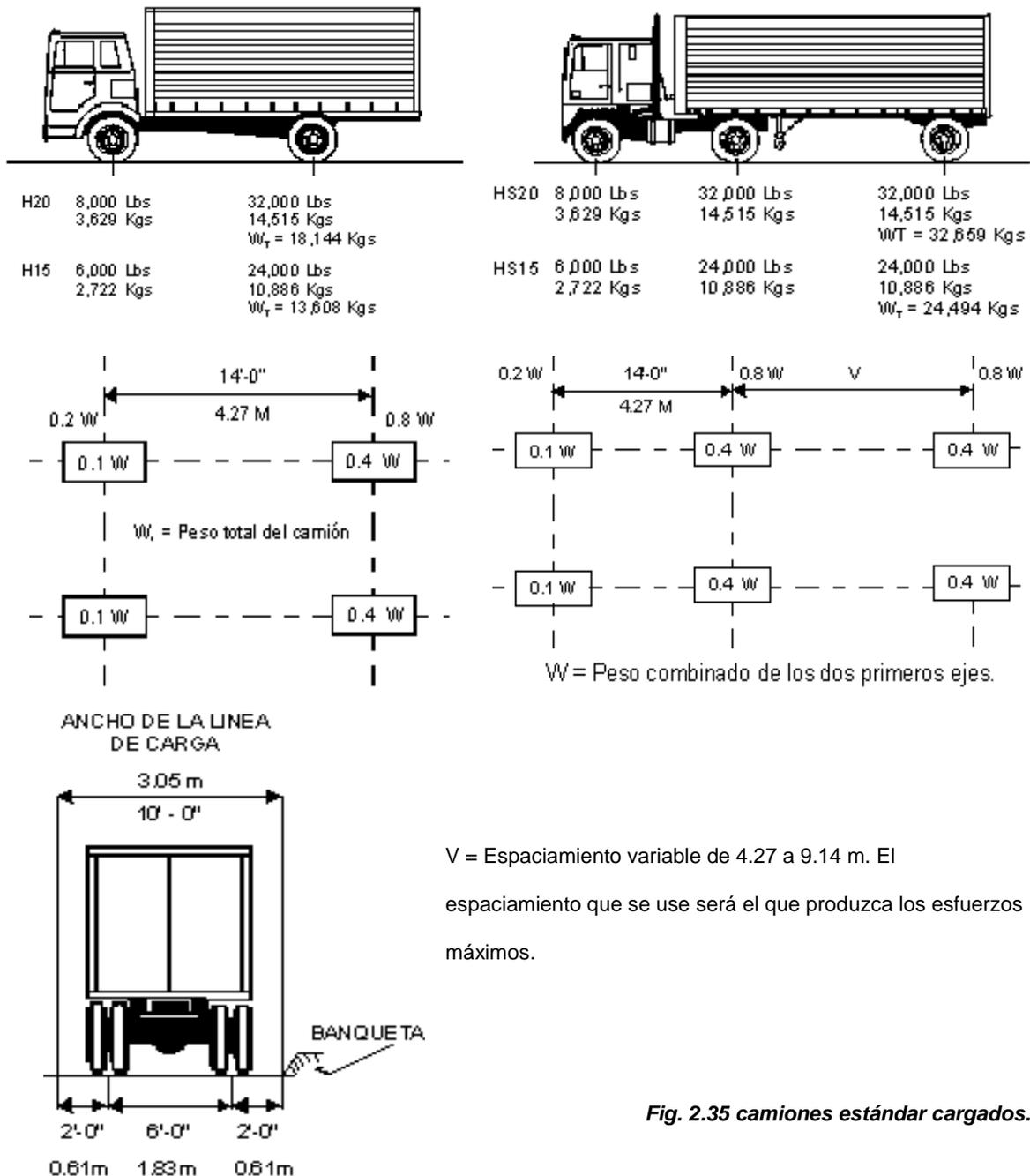


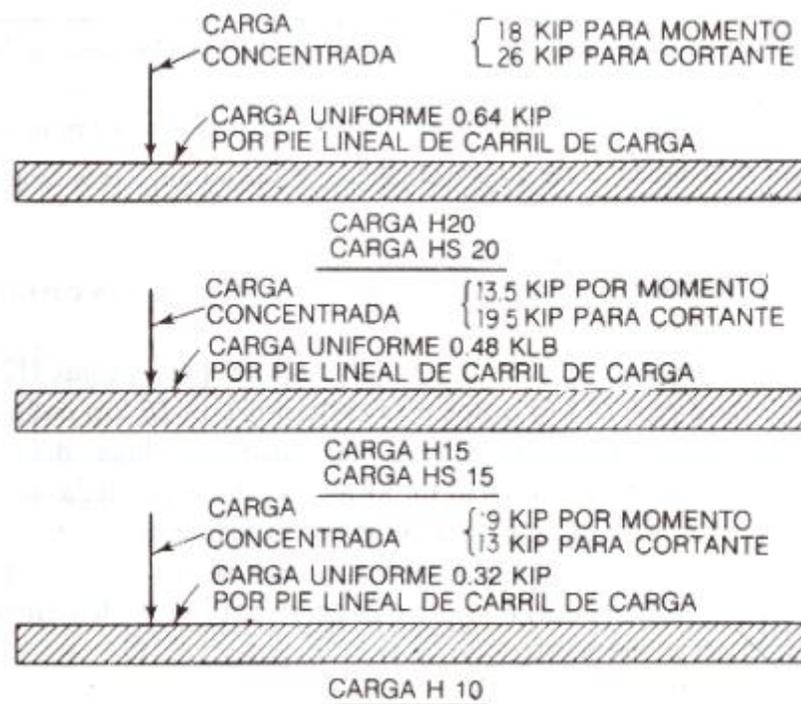
Fig. 2.35 camiones estándar cargados.

*Tandem de diseño.*

De acuerdo a la sección 3.6.1.2.3 de las Especificaciones LRFD para el Diseño de Puentes, el tandem de diseño consistirá en un par de ejes cargados por

110,000 N espaciados entre ellos 1.20 m. El espaciamiento transversal entre las llantas será de 1.80 m. Se considerará además una carga dinámica vehicular permisible (impacto) como se especifica en el artículo 3.6.2 de dicho documento (ver tabla 2.10).

*Carga de Carril de Diseño.*



**Fig. 2.36. Cargas de carril H y HS para claros simplemente apoyados.**

Según las Especificaciones Estándar para Puentes Carreteros (1996), cada carril de carga está representado por un camión tipo con o sin remolque (tipo H o HS, según la clasificación anterior) o por una carga uniforme de 10 pies de ancho en combinación con una carga concentrada como se indica en la figura 2.36.

Las Especificaciones LRFD para el Diseño de Puentes, en su sección 3.6.1.2.4, establecen que la carga de carril de diseño consistirá de una carga de 9.30 N/mm uniformemente distribuida en la dirección longitudinal, la cual corresponde a la carga considerada para el camión tipo HS20 (ver figura 2.36). Transversalmente se asumirá que la carga de carril de diseño, estará uniformemente distribuida en un ancho de 3.00 m.

De acuerdo a las Especificaciones LRFD para el Diseño de Puentes (1998), para diseñar cualquier elemento, todas las cargas deben ocupar dentro de sus respectivos carriles las posiciones que produzcan los esfuerzos máximos en ese elemento. Los efectos de las fuerzas serán tomados como el más grande de los siguientes:

- El efecto del tandem de diseño combinado con el efecto de la carga de carril de diseño, o
- El efecto de un camión de diseño combinado con el efecto de la carga de un carril de diseño y
- Para los momentos negativos en los apoyos intermedios, así como para las reacciones en las pilas internas, se deberá considerar el 90% del efecto de dos camiones de diseño espaciados con un mínimo de 15.00 m entre el eje delantero de uno y el trasero del otro, combinado con un 90% de la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145,000 N (32,000 lbs) de cada camión será de 4.30 m.

Tanto los carriles de diseño como el ancho de carga de 3.00 m se posicionarán de tal forma que produzcan los mayores efectos de esfuerzos.

El camión o tandem de diseño se posicionará transversalmente de manera que el centro de cada llanta no esté más cercano a:

- Para el diseño del tablero: 0.30 m desde la cara del cordón, y
- Para el diseño de los demás componentes: 0.60 m desde el extremo del carril de diseño.

*Carga dinámica vehicular permisible (impacto):  $IM^{53}$*

Los efectos estáticos del camión o tandem de diseño serán incrementados por un porcentaje especificado en tabla 2.10 para la carga dinámica vehicular permisible (impacto). El factor que será aplicado a la carga estática será tomado como:  $1+(IM/100)$ .

COMPONENTES	IM
Juntas de tableros - Todos los Estados	75%
Todos los otros componentes:	
- Estado límite de fatiga y fractura.	15%
- Todos los otros estados limites.	33%

**Tabla 2.10. Carga Dinámica Permisible (IM).**

La carga dinámica vehicular permisible no será aplicada a:

- Cargas peatonales o a la carga de carril de diseño,
- Muros de retención no sujetos a reacciones verticales de la superestructura, y
- Componentes de fundación que están bajo el nivel del suelo.

<sup>53</sup> AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Second Edition, 1998. Section 3.6.2.

La sección 3.3.2 de las Especificaciones LRFD para el Diseño de Puentes de la AASHTO (del año 1998) enuncia y clasifica las distintas cargas a considerar de la siguiente forma:

**Cargas permanentes:**

- DD: Downdrag (presión que ejerce el nivel freático sobre la cimentación).
- DC: Carga muerta de componentes estructurales y ataduras no estructurales.
- DW: Carga muerta de superficie de rodamiento y utilidades.
- EH: Presión de suelo horizontal.
- EL: Efectos internos acumulados resultantes de la construcción.
- ES: Sobrecarga del suelo.
- EV: Presión vertical de carga muerta de rellenos de suelo.

**Cargas transitorias:**

- BR: Fuerza de frenado vehicular.
- CE: Fuerza centrífuga vehicular.
- CR: CREEP (fluencia del material con el paso del tiempo).
- CT: Fuerza de colisión vehicular.
- CV: Fuerza de colisión de barcos.
- EQ: Terremoto.
- FR: Fricción.
- IC: Carga de hielo.
- IM. Carga dinámica vehicular permisible (impacto).
- LL. Carga viva vehicular.

LS: Carga viva de sobrecarga.

PL: Carga viva de peatón.

SE: Asentamiento.

SH: Contracción.

TG: Gradiente de temperatura.

TU: Temperatura uniforme.

WA: Presión de agua.

WL: Carga viva de viento.

WS: Carga de viento sobre la estructura.

Combinación de Carga	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS EL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use uno de estos a la vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I	Y <sub>P</sub>	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y <sub>TG</sub>	Y <sub>SE</sub>	-	-	-	-
RESISTENCIA II	Y <sub>P</sub>	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y <sub>TG</sub>	Y <sub>SE</sub>	-	-	-	-
RESISTENCIA III	Y <sub>P</sub>	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	Y <sub>TG</sub>	Y <sub>SE</sub>				
RESISTENCIA IV EH, EV, ES, DW DC solamente	Y <sub>P</sub> 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	Y <sub>P</sub>	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	Y <sub>TG</sub>	Y <sub>SE</sub>	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	Y <sub>P</sub>	Y <sub>EQ</sub>	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	Y <sub>P</sub>	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	Y <sub>TG</sub>	Y <sub>SE</sub>	-	-	-	-
SERVICIO II	1	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	Y <sub>TG</sub>	Y <sub>SE</sub>	-	-	-	-
FATIGA LL, IM & CE solamente	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Tabla 2.11. Combinaciones de carga y sus respectivos factores de carga.**

Las combinaciones y los factores de cargas están definidos en la tabla 2.11<sup>54</sup>, la cual se muestra en la página 115.

Donde:

- ✓  $Y_P$ : Factor de carga para cargas permanentes (referirse a tabla 2.12).
- ✓  $Y_{TG}$ : Factor de carga para el gradiente de temperatura.
- ✓  $Y_{SE}$ : Factor de carga para el asentamiento.
- ✓  $Y_{EQ}$ : Factor de carga para terremoto.
- ✓ Estados Límites:
  - RESISTENCIA I: Combinación de carga básica relacionada al uso vehicular normal del puente (sin viento).
  - RESISTENCIA II: Combinación de carga relacionada al uso del puente por vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos permitidos o ambos (sin viento).
  - RESISTENCIA III: Combinación de carga relacionada a la exposición del puente a viento cuya velocidad excede los 90 km/h.
  - RESISTENCIA IV: Combinación de carga relacionada a proporciones muy altas de efectos de fuerza de carga muerta a carga viva.
  - RESISTENCIA V: Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente con viento de una velocidad de 90 km/h.
  - EVENTO EXTREMO I: Combinación de carga incluyendo terremoto.

---

<sup>54</sup> Tabla 3.4.1-1.AASHTO LRFD Bridge Design Specification. American Association of State Highway and Transportation Officials. Second Edition. USA. 1998.

- EVENTO EXTREMO II: Combinación de carga relacionada a la carga de hielo, colisiones de barcos y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una carga viva reducida, que es parte de la carga de colisión vehicular, CT.
- SERVICIO I: Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento de 90 km/h y todas las cargas tomadas en sus valores nominales. También relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas enterradas, tuberías termoplásticas y al control del ancho de grietas en estructuras de concreto reforzadas. Esta combinación de carga debe, también, ser usada para la investigación de la estabilidad en pendiente.
- SERVICIO II: Combinación de carga relacionada al control del rendimiento de estructuras de acero y el deslizamiento en conexiones (propensas a deslizamientos) debido a la carga viva vehicular.
- SERVICIO III: Combinación de carga relacionada solamente a la tensión en estructuras de concreto presforzadas con el objetivo de controlar las grietas.
- FATIGA: Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la carga viva vehicular gravitatoria repetitiva y a las respuestas dinámicas producidas por el camión de diseño, cuyo espaciamento entre ejes está especificado en el artículo 3.6.1.4.1 de las citadas Especificaciones de la AASHTO.

Los factores de carga para cargas permanentes ( $Y_P$ ) están dados en la tabla 2.12<sup>55</sup> y se presentan a continuación:

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Ataduras	1.25	0.90
DD: Downdrag	1.80	0.45
DW: Superficie de rodamiento y utilidades	1.50	0.65
EH: Presión horizontal de suelo		
* Activo	1.50	0.90
* pasiva	1.35	0.90
EL: Esfuerzos de los efectos internos resultantes de la construcción.	1.00	1.00
EV: Presión vertical de suelo		
* Estabilidad global	1.35	N/A
* Estructura de Retención	1.35	1.00
* Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
* Marcos rígidos	1.35	0.90
* Estructuras flexibles enterradas o Cajas metálicas de alcantarilla	1.95	0.90
* Cajas metálicas flexibles de alcantarilla	1.50	0.90
ES: Sobrecarga del suelo	1.50	0.75

*Tabla 2.12. Factores de carga para cargas permanentes,  $Y_P$ .*

### 2.2.3 SELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE.

La selección de un tipo de puente involucra la consideración de varios factores; en general, éstos se relacionan a la economía, la seguridad y a la estética. El comité 343R ACI (de 1995) define factores a considerar para la selección de puentes de concreto, pero ellos también pueden ser tomados en cuenta para seleccionar un tipo de puente sin importar el material de construcción. A continuación se describen las consideraciones mencionadas en el ACI 343R-95 y se agregan además, las consideraciones ambientales y las del subsuelo del

<sup>55</sup> Tabla 3.4.1-2. AASHTO LRFD Bridge Design Specification. American Association of State Highway and Transportation Officials. Second Edition. USA. 1998.

sitio que, aunque no son descritas en dicho Reglamento, se incluyen en el presente documento por ser de interés.

**a) Condiciones Geométricas del Sitio.**

El diseño de puentes debe ser acorde con los requerimientos establecidos por el propietario, con las condiciones geométricas propias del lugar y con las provisiones estructurales aplicables de los códigos, reglamentos y especificaciones vigentes.

El tipo de puente seleccionado a menudo dependerá del alineamiento horizontal y vertical de la ruta de la carretera y de los claros libres sobre y por debajo de la carretera. Estos requerimientos están directamente relacionados tanto con el tipo de tráfico que será soportado por el puente, así como por el que pasará bajo el mismo. Así, los requerimientos geométricos, en general, dependerán de si el puente estará destinado a soportar tráfico vehicular, ferroviario, peatonal o aéreo y de si atravesará un cuerpo de agua navegable, una carretera, una vía ferroviaria, etc. Así mismo, el drenaje y la iluminación son requerimientos que también deben de ser considerados en el diseño geométrico de este tipo de estructuras.

- *Alineamiento.* Como se mencionó anteriormente, el alineamiento horizontal y vertical será gobernado por la ruta de la carretera y por los claros libres sobre y por debajo de la carretera. Si la carretera soportada por el puente se localiza en una curva, la estructura más estética, será aquella en la que los elementos longitudinales son también curvos. Los puentes tipo arco,

atirantados y colgantes no son fácilmente adaptables a los alineamientos curvos.

- *Drenaje.* El drenaje transversal de la vía (o bombeo) se logrará con el peralte o bombeo transversal y el drenaje longitudinal se logrará dándole la pendiente adecuada a la cuneta o canaleta. Los detalles de los drenajes en el puente deben de ser tales que prevengan las descargas del agua hacia cualquier porción de la estructura y la erosión en las fundaciones.
- *Ancho.* El ancho de la carretera depende del número de líneas de tráfico, del ancho de los separadores y del ancho de los hombros. Algunas veces pueden permitirse reducciones en el ancho; por ejemplo, cuando los costos de la estructura son inusualmente altos o los volúmenes de tráfico inusualmente bajos.
- *Gálidos.* El gálibo horizontal vehicular deberá ser el ancho libre medido entre los cordones o aceras del puente y el gálibo vertical deberá ser la altura para el paso libre del tráfico vehicular medido por encima del máximo peralte de la carretera hasta la parte inferior de la otra obra de paso. A menos que se indique lo contrario, las distintas partes de la estructura deberán ser construidas para asegurar las siguientes dimensiones o gálidos mínimos para tráfico:
  - a) El gálibo mínimo horizontal para puentes con bajos volúmenes y velocidades de tráfico deberá ser 2.4m (8 pies) más grande que la vía soportada. El gálibo deberá ser incrementado de acuerdo a como lo

dicte la velocidad, tipo y volumen de tráfico en concordancia con AASHTO DS-2, DSOF-3, GD-2 Y GU-2.

- b) El gálibo vertical en vías primarias estatales y sistemas interestatales en áreas rurales deberá ser al menos 5m (16 pies) sobre el ancho de la carretera, al cual, deberá ser agregado una altura adicional por efectos de recarpeteo. En vías primarias estatales y rutas interestatales que atraviesan áreas urbanas, será proporcionado un gálibo de 5m (16 pies) excepto en áreas altamente desarrolladas. El gálibo vertical en cualquier otra carretera deberá ser al menos de 4.25m (14 pies) sobre el ancho de la carretera, al cual, deberá ser agregado una altura adicional por efectos de recarpeteo.

La geometría del sitio también dictará cómo debe de tratarse el tráfico durante la construcción, que es un problema de seguridad importante y debe ser tratado a tiempo en la etapa de planificación.

#### **b) Consideraciones del Subsuelo del Sitio.**

Los suelos de fundación en el sitio determinarán si pueden fundarse estribos y pilas con cimentación superficial (zapatas), o bien si se precisa una cimentación profunda (encepados de pilotes hincados o perforados -pilotes colados in situ-, etc.). Si el estudio geotécnico del subsuelo indica que los asentamientos diferenciales van a ser un problema, el tipo de puente seleccionado debe de ser uno que pueda acomodar los asentamientos con el tiempo. Las condiciones de drenaje en la superficie y en el interior del suelo deben analizarse porque ellas

influyen en la magnitud de las presiones de tierra, los movimientos del relleno y la estabilidad de los taludes. Todas estas condiciones influyen en la selección de los componentes de la subestructura que, a su vez, influyen en la selección de la superestructura.

**c) Consideraciones Funcionales.**

Además del alineamiento geométrico que permite a un puente conectar dos puntos en una ruta de la carretera, el puente también debe funcionar para llevar los volúmenes de tráfico presente y futuro. Deben decidirse el número de carriles de tráfico, la inclusión de aceras y/o área para el tránsito de bicicletas, si el ancho del tablero del puente debe incluir barreras centrales, drenaje superficial y superficie de desgaste futura.

**d) Consideraciones Estéticas.**

Un puente debe ser diseñado para armonizar con sus alrededores naturales y estructuras vecinas. Se debe considerar la apariencia que el puente ofrece desde el punto de vista del peatón, conductor y pasajeros. Todo diseñador de puentes debe tener como objetivo el obtener una respuesta armónica positiva con el medio ambiente para el tipo de puente seleccionado.

Cuando un ingeniero está comparando los méritos de diseños alternativos, algunos factores le resultan más importantes que otros. El orden convencional de prioridades en el diseño de puentes es economía, funcionalidad, facilidad constructiva, seguridad y así sucesivamente. En algún lugar, al final de esta

lista, se encuentra la estética. No hay duda que la estética necesita priorizarse y esto puede lograrse sin perjudicar los demás factores.

Los ingenieros deben dejar a un lado la creencia que el mejorar la apariencia incrementa el costo de los puentes. Muchas veces, el puente estéticamente más agradable es también el más barato. Algunas veces, es requerido un incremento modesto en el costo del puente para mejorar su apariencia. Es un error creer que el público no invertirá dinero en mejorar la apariencia. Dada una opción, aunque sea con el más modesto incremento en el costo inicial, el público preferirá el puente que tenga la apariencia más agradable. Es desafortunado que un ingeniero tenga que construir un puente antiestético, que permanecerá incluso mucho tiempo después de que su costo sea olvidado, para que aprenda la lección de que al público sí le interesa la apariencia.

Hay muchas cualidades de diseño que se repiten en puentes estéticamente exitosos; éstas son, funcionabilidad, proporción, armonía, orden, ritmo, contraste, sencillez, limpieza, textura y el uso de luz y sombra. Es importante que el ingeniero se de cuenta que, ya sea intencionalmente o no, un puente finalizado se convierte en una manifestación estética. En ese sentido, es necesario entender qué cualidades y características de un puente tienden a convertir en buena dicha manifestación estética.

La estética debe formar parte del diseño del puente desde el principio. No puede ser agregada al final para hacer que el puente se vea bien; para ese entonces, ya sería demasiado tarde. Desde el principio, el ingeniero debe

considerar la estética en la selección de claros, profundidades de vigas, pilas, estribos y la relación de unos con otros. El puente resultará atractivo, generalmente, por su forma y por el proporcionamiento adecuado de su superestructura y de sus pilas con relación al claro del puente y sus alrededores.

#### **e) Consideraciones Económicas.**

Las consideraciones económicas requieren la evaluación de todos los factores que contribuyen al costo del proyecto; como son, el tipo, ancho y longitud de la superestructura, tipo de subestructura, etc. Los costos por mantenimiento, reparaciones o rehabilitaciones, vida útil estimada, etc. son menos fáciles de obtener, pero su consideración deberá ser tomada en cuenta.

Por otro lado, es conveniente plantear diseños alternativos para el problema en estudio, las razones que justifican la preparación de diseños alternativos son:

- Incrementa la competencia, permitiendo que varias industrias participen.
- Hace previsiones para tomar ventaja de las variaciones en la economía de la industria de la construcción.
- Provee un patrón de medida, mediante el cual, varias industrias pueden evaluar la ventaja o desventaja de su posición competitiva. Esto da como resultado un mejoramiento en los procedimientos industriales para reducir costos y eventualmente se traduce en ahorros adicionales para el propietario.

- Elimina los argumentos de varios sectores de la industria que sus productos hubiesen resultado en estructuras más económicas.
- La razón más importante para los diseños alternativos es que el propietario ahorra en el costo de la estructura.

En adición a las consideraciones económicas, las presiones sociológicas han enfocado aún más su atención en el impacto que un proyecto tendrá tanto en el entorno natural como cultural. La selección de la subestructura y superestructura más convenientes, así como de la localización más adecuada, puede resultar una tarea muy compleja.

#### **f) Consideraciones Ambientales.**

El crecimiento desmesurado de la población y la falta de planes de desarrollo con visiones globales han agudizado el deterioro del medio ambiente en nuestro país. Esta situación es una manifestación del problema que actualmente se vive en el ámbito mundial, sobre todo en aquellos países en vías de desarrollo (con variantes en cada nación). Muchos gobiernos han tomado conciencia de este problema fomentando políticas de protección al medio ambiente a nivel nacional e incluso regional a través de pactos y acuerdos que buscan la protección de ciertas áreas frágiles comunes entre esos países.

En El Salvador, para controlar el daño ocasionado al medio ambiente, se dispuso aprobar la “Ley del Medio Ambiente”, creada en el año de 1998 bajo la presidencia de Armando Calderón Sol, siendo Miguel Araujo el Ministro del Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Según el Art. 2, literales b) y e), de la mencionada ley, la política nacional del medio ambiente, se fundamentará en los siguientes principios:

“El desarrollo económico y social debe ser compatible y equilibrado con el medio ambiente; tomando en consideración el interés social señalado en el Art. 117<sup>56</sup> de la Constitución de la República;

En la gestión de protección del medio ambiente, prevalecerá el principio de prevención y precaución;”<sup>57</sup>

La declaratoria de interés social por la protección del medio ambiente se establece en el Art. 4, el cual dice:

“Se declara de interés social la protección y mejoramiento del medio ambiente. Las instituciones públicas o municipales, están obligadas a incluir, de forma prioritaria en todas sus acciones, planes y programas, el componente ambiental. El gobierno es responsable de incluir medidas que den una valoración adecuada al medio ambiente acorde con el valor real de los recursos naturales asignando los derechos de explotación de los mismos de forma tal que el ciudadano al adquirirlos, los use con responsabilidad y de forma sostenible.”<sup>57</sup>

Para desarrollar proyectos de Ingeniería Civil como los de obras viales (carreteras, puentes o cualquier obra de paso), habrá que cumplir con los

---

<sup>56</sup> Art. 117: “es deber del Estado proteger los recursos naturales, así como la diversidad e integridad del medio ambiente, para garantizar el desarrollo sostenible. Se declara de interés social la protección, conservación, aprovechamiento racional, restauración o sustitución de los recursos naturales en los términos que establezca la Ley. Se prohíbe la introducción al territorio nacional de residuos nucleares y desechos tóxicos

<sup>57</sup> Ley del Medio Ambiente. Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales. El Salvador. 1998.

requerimientos de la Ley del Medio Ambiente para obtener el correspondiente permiso ambiental de ejecución según los procedimientos establecidos en esta ley, de los cuales se mencionan a continuación, los más relevantes (para mayor información, referirse al Capítulo IV, Título III, de la Parte I, de la Ley del Medio Ambiente):

De acuerdo al Art. 19, para el inicio y operación, de las actividades, obras o proyectos definidos en esta ley, éstos deberán contar con un permiso ambiental. Corresponderá al Ministerio emitir el permiso ambiental, previa aprobación del estudio de impacto ambiental.

El Art. 20, en su inciso segundo, establece que el permiso ambiental obligará al titular de la actividad, obra o proyecto, a realizar todas las acciones de prevención, atenuación o compensación, establecidos en el Programa de Manejo Ambiental, como parte del Estudio del Impacto Ambiental, el cual será aprobado como condición para el otorgamiento del Permiso Ambiental.

Según el Art. 21, toda persona natural o jurídica deberá presentar el correspondiente Estudio de Impacto Ambiental para ejecutar las siguientes actividades, obras o proyectos (se cita solamente el literal a):

“a) Obras viales, puentes para tráfico mecanizado, vías férreas y aeropuertos;”<sup>57</sup>

De acuerdo al Art. 22, el titular de toda actividad, obra o proyecto que requiera de permiso ambiental para su realización o funcionamiento, ampliación, rehabilitación o reconversión deberá presentar al Ministerio el formulario

ambiental que ésta requiera con la información que se solicite. El Ministerio categorizará la actividad, obra o proyecto, de acuerdo a su envergadura y a la naturaleza del impacto potencial.

El Ministerio, para garantizar el cumplimiento del Plan de Manejo Ambiental, le pedirá al titular de la obra, la fianza de cumplimiento ambiental establecida en el Art. 29, el cual dicta lo siguiente: “para asegurar el cumplimiento de los Permisos Ambientales en cuanto a la ejecución de los Programas de Manejo y Adecuación Ambiental, el titular de la obra o proyecto deberá rendir una Fianza de Cumplimiento por un monto equivalente a los costos totales de las obras físicas o inversiones que se requieran, para cumplir con los planes de manejo y adecuación ambiental. Esta fianza durará hasta que dichas obras o inversiones se hayan realizado en la forma previamente establecida”.<sup>57</sup>

A nivel regional, el Manual Centroamericano de la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA), en sus Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales aborda, en la Sección 111, las “Disposiciones Ambientales Generales”, que tienen como objetivo minimizar el impacto ambiental que las labores propias de la construcción o conservación de las obras viales ocasionan a las condiciones del espacio físico, tanto natural como artificial, que circunda la obra; evitándose con ello, modificaciones innecesarias del medio, contaminación con residuos derivados de la construcción y otros efectos que atenten contra el ambiente.

Las disposiciones correspondientes de la legislación nacional, son aplicables para todo contrato de obra que celebre el Contratante, cualquiera que sea su naturaleza. De igual forma, las disposiciones ambientales generales, contempladas en el mencionado Manual, son válidas y aplicables. En ese sentido, estas disposiciones (que regulan las obras viales) conforman un cuerpo normativo específico complementario a la legislación ambiental y reglamentos existentes en cada uno de los países centroamericanos.

La citada sección 111 establece varios parámetros que deben de ser tomados en cuenta por el contratista en rubros como instalaciones provisionales, plantas y manejos de materiales, botaderos, protección de la flora y fauna, uso y resguardo de cursos de agua, recuperación de la vegetación, protección de restos históricos o arqueológicos, protección de la propiedad y servicios, aseo y presentación final de la obra, entre otros.

### **2.3 RUINAS EN PUENTES.**

El generar un modelo que no se apegue lo mejor posible a las condiciones reales de una estructura en particular, puede llevar a subestimar el diseño de la misma, dejando de lado las consideraciones fundamentales y específicas tanto de los procedimientos constructivos, propiedades de los materiales, acciones externas y de la adaptabilidad de la obra al lugar en el que se pretende erigir. Las lecciones del pasado, en materia de puentes, le demuestran al ingeniero que los métodos tradicionales de diseño tienen un límite real de aplicabilidad y

que el desarrollar estructuras más complejas requiere de un exhaustivo trabajo de investigación del comportamiento de la estructura a las condiciones exclusivas del proyecto.

La historia ha demostrado que el no tomar en cuenta lo expuesto en el párrafo anterior o el tratar de implementar una misma solución en todos los casos en los que se diseñará un puente, puede dar lugar a resultados insatisfactorios, daños prematuros, inhabilitaciones y, en el peor de los casos, el colapso del puente. A continuación, se mencionan los casos de algunos puentes que durante los últimos ciento cincuenta años sufrieron las consecuencias de un mal diseño y/o de un mal proceso constructivo:

- En 1847, en Chester (Inglaterra), se produjo la primera falla estructural importante en la red ferroviaria británica, por entonces en plena expansión. El puente sobre el río Dee, cuyo diseño combinaba el hierro moldeado y forjado, al uso de la época, colapsó al pasar un tren. No hubieron sobrevivientes. Las investigaciones revelaron que su estructura, la más larga en su tipo, simplemente había extremado los límites de la ingeniería de puentes ferroviarios.
- En 1879, el puente más largo del mundo era el del río Tay, en Dundee (Escocia). Su diseño (una estructura en muchos tramos, más bien pequeños) prescindía de todo concepto radicalmente novedoso y, al parecer, se limitaba a aplicar tecnologías ya experimentadas. Pero se había subestimado la fuerza del viento y en su construcción se empleó mano de

obra inferior. Esto lo hizo vulnerable. El puente que tenía 19 meses de estar en funcionamiento, fue arrancado de sus soportes debido a la fuerza del viento que soplaba perpendicularmente a él. Efectivamente, la noche del 28 de diciembre de ese año, el tramo central de este puente colapsó, llevándose consigo los 6 vagones del tren que en ese momento circulaba, ocasionando la muerte de 75 personas.

- Cerca de Quebec (Canadá), se estaba construyendo sobre el río San Lorenzo un tipo de puente relativamente nuevo, pero ya muy de moda: el voladizo o cantilever. Tendría la mayor longitud de luz del mundo (549 m). Era apenas un poco más largo que el puente voladizo sobre el río Forth, cerca de Edimburgo (Escocia), pero se derrumbó el 29 de agosto de 1907, antes de completarse su construcción. Las investigaciones realizadas revelaron que el colapso tuvo como causa el pandeo de un elemento a compresión, debido a un arriostramiento inadecuado. Reglas empíricas previamente aceptadas para el diseño de secciones y detalles de elementos a compresión, ensayadas y verificadas sólo para elementos más pequeños, traicionaron al proyectista al ser aplicadas a elementos comprimidos de dimensiones más grandes, sin precedente alguno.<sup>58</sup>
- En 1940, el estado de Washington inauguró el puente colgante Tacoma Narrows, el tercero del mundo en longitud (840 m de luz). Su diseño, paradigma de la tecnología de entonces, mostraba una fuerte preferencia

---

<sup>58</sup> Steinman, David B.; Watson, Sara Ruth. "Puentes y sus Constructores".

estética por las estructuras esbeltas, por lo cual, incluso vientos modestos lo hacían oscilar. A los cuatro meses de su inauguración, el 7 de noviembre de ese año, los vientos lo destruyeron de una manera totalmente imprevista por los ingenieros (Ver figura 2.37).



**Fig. 2.37. Colapso del puente Tacoma Narrows.**

- En 1970, dos puentes diseñados con vigas cajón de acero, uno en Milford Haven (Gales) y otro en Melbourne (Australia), colapsaron en forma espontánea cuando aún estaban en construcción. Figuraban entre los más largos de su clase y, supuestamente, eran meras aplicaciones naturales de la tecnología existente.
- En el 2000, los londinenses tuvieron que clausurar el tan anunciado Puente del Milenio, sobre el Támesis, a sólo tres días de inaugurado. El elegante puente peatonal oscilaba demasiado bajo los pies de los transeúntes (otra falla imprevista). Lo que debería haber sido una simple extensión de un arte milenario (el tendido de puentes peatonales) resultó una vergüenza de la ingeniería moderna.

Cada uno de estos fracasos notables ha afectado un tipo distinto de puente, pero ninguno tenía una estructura demasiado novedosa. En cada proyecto, los ingenieros habían aplicado la tecnología que venían utilizando confiadamente, con métodos analíticos y cargas hipotéticas bien establecidas. En todos, creyeron que sólo enriquecían las prácticas exitosas.

En realidad, diseñar en este ambiente puede ser peligroso para un ingeniero. Los logros sólo enseñan que los puentes más antiguos han funcionado bien. Pero lo que funciona en pequeña escala no siempre lo hace en una escala apenas mayor.

Los casos anteriores son buenos ejemplos de dos problemas fundamentales que plantea la ingeniería de nuestra época:

- a) La realidad de los puentes es muchas veces excesivamente compleja como para poder comprender sus problemas resistentes sin una investigación experimental y teórica que permita conocerlos con suficiente precisión.
- b) Las grandes catástrofes han sido fundamentales en el desarrollo de los conocimientos teóricos de la ingeniería en general y de los puentes en particular.

El cúmulo de experiencias que éstas y otras calamidades han dejado en la historia no deben ser pasadas por alto o ser obviadas, ya que el hecho de que un puente colapse o no en el futuro dependerá en gran medida, no tanto de los análisis computarizados, sino del grado en que los ingenieros conozcan su propia historia y estén resueltos a no repetirla. Es, en ese sentido, que se ve el

interés de realizar una prueba de carga que permita la evaluación estructural de un puente, de forma relativamente segura, evitando que sean los usuarios los que los “prueben” por primera vez.

**CAPITULO III**  
**PRUEBAS DE CARGA EN PUENTES**

### **3.1 GENERALIDADES.**

Como una medida de la seguridad en los proyectos de puentes carreteros es necesaria la ejecución de pruebas que garanticen el buen funcionamiento de una estructura en la que los materiales y la ejecución hayan alcanzado la calidad prevista, comprobada mediante los controles preceptivos. El propósito primordial de la prueba de carga consiste en verificar el comportamiento del puente frente a las cargas de servicio; es decir, pretende comprobar que el puente se comporte de acuerdo a las previsiones de cálculo, que debieron usarse en el proyecto estructural del mismo, y que no presente anomalías. De las pruebas de carga pueden obtenerse valiosos datos de investigación, ya que, en definitiva, se trata de ensayos a escala natural de una estructura real de los que pueden deducirse conclusiones útiles para futuros proyectos, confirmaciones de supuestos de diseño, parámetros para el mantenimiento estructural del puente, etc., todo ello con un costo que representa un pequeño porcentaje del costo total del proyecto.

Sólo necesitan someterse a ensayos de información y en particular a pruebas de carga, las estructuras incluidas en los supuestos que se relacionan a continuación:

- a) Cuando así lo dispongan las Instrucciones, Reglamentos específicos de un tipo de estructura o las Especificaciones Técnicas Particulares.
- b) Cuando, debido al carácter particular de la estructura, convenga comprobar que la misma reúne ciertas condiciones específicas. En este

caso, las Especificaciones Técnicas Particulares establecerán los ensayos oportunos que deben realizarse, indicando con toda precisión la forma de llevarlos a cabo y el modo de interpretar los resultados.

- c) Cuando a juicio de la Supervisión de Obra y/o Propietario existen dudas razonables sobre la seguridad, funcionalidad o durabilidad de la estructura.
- d) Cuando se trate de verificar que la estructura sigue manteniendo la capacidad estructural necesaria para resistir adecuadamente las cargas de servicio en un determinado momento de su vida o después de un proceso de reforma.

Distintos países contemplan las pruebas de carga dentro de su normativa específica para diseño de puentes o, como en el caso de Estados Unidos, consideran la evaluación de la condición de puentes a partir de datos de campo. Entre estos países se pueden mencionar los siguientes<sup>59</sup>:

- 1) En España, la Instrucción sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carreteras (IAP), en su capítulo 5, titulado “Pruebas de Carga”, establece que todo puente proyectado con dicha Instrucción deberá ser sometido a pruebas de carga antes de su puesta en servicio. Es, en este

---

<sup>59</sup> Se mencionan en este apartado los países cuya información, referente al tema del presente trabajo de graduación, ha sido accesible.

sentido, que la Dirección General de Carreteras ha publicado el documento titulado “Pruebas de Carga en Puentes de Carretera”.<sup>60</sup>

- 2) En Colombia, el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes del año 1995 establece en su sección C.2.11 que una vez concluidos los trabajos de construcción y antes de la aceptación final de la obra, el contratista, bajo el control de la supervisión, deberá realizar la prueba de carga del puente siguiendo los lineamientos de la sección D.3.6 de dicha norma y enfatiza que la realización de la prueba de carga es un requisito necesario para la aceptación definitiva de la obra.
- 3) En Estados Unidos, la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO, por sus siglas en inglés), establece en la sección 4.8.2 de las Especificaciones LRFD para el Diseño de Puentes, que los puentes existentes pueden ser instrumentados y que los resultados obtenidos, bajo varias condiciones de tráfico y/o acciones ambientales o cargas experimentales con vehículos especiales, permiten establecer los efectos de las fuerzas y/o la capacidad de carga del puente. Esta asociación ha publicado un documento titulado “Manual para la Evaluación de las Condiciones de los Puentes”, en el que se desarrolla un procedimiento, basado en datos de campo, para obtener la carga admisible del puente evaluado.

---

<sup>60</sup> Pruebas de Carga en Puentes de Carretera. Dirección General de Carreteras de España. España. Marzo 1988.

Por otro lado, la National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) ha publicado un documento titulado “Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga”. Este manual presenta los resultados del estudio del uso de ensayos de carga no destructivos para evaluar<sup>61</sup> la capacidad de carga de los puentes.

Los objetivos del Manual de la NCHRP son presentar procedimientos recomendados para la ejecución de ensayos de carga no destructivos en puentes e incorporar los resultados de los ensayos de carga en el proceso de evaluación general de carga del puente.

Los procedimientos de evaluación de carga, que incorporan resultados de ensayos de carga, tienen el potencial para demostrar una mayor capacidad de carga en muchas estructuras que, de otra forma, requerirían señalización preventiva de carga (load posting) si su análisis se basara únicamente en métodos convencionales (teóricos).

### **3.1.1 DEFINICIÓN DE PRUEBA DE CARGA.**

La prueba de carga se puede definir como “el control que se realiza sobre una obra, estructuralmente terminada, con el objeto de determinar si su concepción y ejecución han sido adecuadas, sometiendo a la misma a las acciones

---

<sup>61</sup> Tanto en el “Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga” como en el “Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes” (a los cuales se hace referencia, nuevamente, más adelante) se menciona al término *load rating* como una forma de determinar y cuantificar la capacidad de carga segura de un puente. En el presente trabajo de graduación se ha traducido dicho término como *evaluación de carga* y se utilizará cada vez que se haga referencia al mismo. En general, el verbo *rate* será traducido como *evaluar*.

producidas por el tren de carga de la prueba”<sup>62</sup>. Para ello se reproducen los efectos del tren de carga de cálculo mediante un tren de carga real (camiones, por ejemplo) tal que las solicitaciones a que de lugar el tren de carga estén en torno al 70% - 80% de los valores teóricos producidos por el mismo adoptando sus valores característicos sin factorar.

El “Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga” de la NCHRP define al ensayo de carga no destructivo como la observación y medición de la respuesta de un puente sometido a cargas controladas y predeterminadas, sin que éstas le causen a la estructura cambios en su respuesta elástica. El principio del ensayo de carga es simplemente la comparación de la respuesta en campo del puente (bajo las cargas de ensayo), con su comportamiento previsto en el análisis teórico.

Los ensayos de carga no destructivos pueden proveer suficiente información para establecer los niveles de carga de servicio seguros para puentes antiguos. En algunos casos, la composición o constitución de los miembros del puente y/o la respuesta de dichos miembros a la aplicación de cargas no puede determinarse por la falta de información de cómo fue construida la estructura. En otros casos, la capacidad de carga viva puede resultar baja como consecuencia de la evaluación teórica; en tanto que, los ensayos de carga no destructivos pueden proveer una capacidad de carga viva de servicio segura más realista. Por otra parte, los resultados del ensayo podrían indicar que la

---

<sup>62</sup> Idem 60.

capacidad de carga de servicio actual es menor que la calculada, alertándose, de esta forma, al propietario para que tome acciones inmediatas como reforzar o cerrar el puente. Los puentes existentes, que han sido reforzados con el paso del tiempo, pueden no estar apropiadamente evaluados (en cuanto a la carga que son capaces de soportar) debido al desconocimiento de la forma en que interactúan los distintos miembros de la estructura reparada cuando ésta soporta las cargas vivas. Nuevamente, los ensayos de carga no destructivos pueden ayudar a despejar las dudas que se tienen sobre el comportamiento del puente y, en general, mejorar su evaluación de carga.

### **3.1.2 OBJETIVOS DE LOS ENSAYOS DE CARGA.**

Los objetivos de los ensayos de carga no destructivos son cuantificar, de una manera científica, la capacidad de carga actual del puente y determinar la fracción de esta capacidad que puede usarse para establecer la evaluación general del puente.

Prioritariamente, un ensayo de carga deberá ejecutarse en estructuras nuevas, previo a su habilitación pública, con el fin de evaluar su aptitud frente a las cargas de servicio y comprobar que su diseño y construcción se han realizado de forma satisfactoria.

Las evaluaciones teóricas del puente pueden ser ajustadas posteriormente para reflejar los resultados del ensayo de carga.

### 3.1.3 TIPOS DE PRUEBAS.

Existen varias formas de clasificar las pruebas de carga en puentes, atendiendo distintas consideraciones, parámetros y documentos:

A) En función del tipo de carga aplicada:

A.1) Pruebas de Carga Estáticas.

A.2) Pruebas de Carga Dinámicas.

B) De acuerdo a la finalidad del ensayo:

B.1) Pruebas de carga reglamentarias.

B.2) Pruebas de carga como información complementaria.

B.3) Pruebas de carga para evaluar la capacidad resistente.

B.4) Evaluación de puentes durante su construcción.

C) De acuerdo a la tipificación que proporciona el instructivo propuesto para la sección D.3.6<sup>63</sup> del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes:

C.1) Prueba estándar de recibo.

C.2) Prueba especial de recibo.

D) Si la prueba de carga se realizará en obras en servicio, ésta se puede clasificar de la siguiente forma<sup>64</sup>:

D.1) Pruebas de seguimiento.

D.2) Pruebas de evaluación.

D.3) Pruebas especiales.

---

<sup>63</sup> Instructivo propuesto por los ingenieros Antonio Gómez Penagos y Germán Arias Lewing en el documento "Anotaciones sobre Pruebas de Carga en Puentes".

<sup>64</sup> Idem 60.

Se describirán, a continuación, cada una de estas clasificaciones.

A) *En función del tipo de carga aplicada.*

A.1) *Pruebas de carga estáticas.* Consisten en la reproducción de uno o varios estados de carga<sup>65</sup> colocando un tren de carga de forma estacionaria en una posición específica sobre la estructura mientras los datos son adquiridos. En la figura 3.1, se ilustra una prueba de carga estática.



**Fig. 3.1. Ilustración de la ejecución de una prueba de carga estática.**

A.2) *Pruebas de carga dinámicas.* Consiste en la excitación de la estructura para alcanzar un estado de vibración que permita medir magnitudes tales como aceleraciones, desplazamientos y deformaciones, dependiendo de la finalidad de la prueba. Los ensayos dinámicos serán necesarios en el caso de que se prevea un efecto considerable de vibración<sup>66</sup>.

---

<sup>65</sup> Durante la ejecución de las pruebas, el estado de carga es cada una de las posiciones del tren de carga en que se realizan las medidas u observaciones.

<sup>66</sup> En la sección 3.4.7 se discuten, de forma general, los efectos considerables de vibración.

B) *De acuerdo a la finalidad del ensayo.*

B.1) *Pruebas de carga reglamentarias.* Son todas aquellas fijadas por las Especificaciones Técnicas Particulares, Instrucciones o Reglamentos, y que tratan de realizar un ensayo que constate el comportamiento de la estructura ante situaciones representativas de sus acciones de servicio. Las reglamentaciones de puentes de carretera y puentes de ferrocarril establecen, en todos los casos, la necesidad de realizar ensayos de carga previamente a la recepción de la obra. Estas pruebas tienen por objeto verificar la adecuada concepción y la buena ejecución de las obras frente a las cargas normales de servicio, comprobando si la obra se comporta según los supuestos del proyecto, garantizando con ello su funcionalidad. Hay que añadir, además, que en las pruebas de carga se pueden obtener valiosos datos de investigación que deben de confirmar las teorías del proyecto (reparto de cargas, giros de apoyos, flechas máximas) para utilizarse en futuros proyectos.

Estas pruebas no deben realizarse antes de que el concreto haya alcanzado la resistencia de diseño. Pueden contemplar diversos sistemas de carga, tanto estáticos como dinámicos.

B.2) *Pruebas de carga como información complementaria.* En ocasiones es conveniente realizar pruebas de carga como ensayos para obtener información complementaria, en el caso de haberse producido cambios o problemas durante la construcción. Salvo que lo que se cuestione sea la

seguridad de la estructura, en este tipo de ensayos no deben sobrepasarse las acciones de servicio, siguiendo unos criterios en cuanto a la realización, análisis e interpretación semejantes a los descritos en el caso anterior.

B.3) *Pruebas de carga para evaluar la capacidad resistente.* Las pruebas de carga pueden utilizarse como un medio para evaluar la seguridad de las estructuras. En estos casos, la carga a materializar deberá ser una fracción de la carga de cálculo, superior a la carga de servicio. Estas pruebas requieren siempre la redacción de un Plan de Ensayo que evalúe la viabilidad de la prueba, la realización de la misma por una organización con experiencia en este tipo de trabajos y la dirección del ensayo por un cuerpo técnico competente.

El Plan de Ensayo contemplará, entre otros, los siguientes aspectos<sup>67</sup>:

- Viabilidad y finalidad de la prueba.
- Magnitudes que deben medirse y localización de los puntos de medida.
- Procedimientos de medida.
- Escalones de carga y descarga.
- Medidas de seguridad.

B.4) *Evaluación de puentes durante su construcción.* En procedimientos constructivos delicados, es conveniente instrumentar la estructura para conocer en detalle su comportamiento durante las distintas fases

---

<sup>67</sup> Aspectos descritos en la sección 3.4 del presente documento.

constructivas, el cual puede ser más crítico que con la obra terminada. La instrumentación de puentes cuyos procesos constructivos son delicados ha permitido la innovación y mejora de las técnicas de construcción y el desarrollo de tecnología que permita evaluar, de una manera más efectiva, el comportamiento de los elementos constitutivos del puente. De hecho, la experiencia acumulada y las técnicas, métodos y equipos de medición desarrollados en este tipo de evaluación, han sido luego aplicados en las pruebas de carga tanto estáticas como dinámicas.

Los ensayos de carga pueden, entonces, ser utilizados por el evaluador para comprender de mejor manera la respuesta de un miembro a las aplicaciones de carga viva y pueden también proveer una determinación más realista de la capacidad de carga del puente.

Ejemplo de la clasificación de ensayos de carga, conforme a su finalidad, es la que proporciona el “Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga” de la National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). De acuerdo a este documento, los ensayos de carga no destructivos pueden ser de diagnóstico (pruebas de carga reglamentarias y/o de información complementaria), que determinen la respuesta de un puente a la aplicación de cargas, y de prueba (pruebas de carga para evaluar la capacidad resistente), que establezcan la existencia de algún nivel de capacidad en el puente, en virtud de su comportamiento. La clasificación dada por este Manual, se presenta a continuación:

1) *Ensayos de diagnóstico*. Miden los efectos de la carga (momento, cortante, fuerza axial, esfuerzo o deflexión) que ocurren en los miembros del puente como respuesta a las cargas aplicadas. Los ejemplos más frecuentes de ensayos de carga en puentes, que se han ejecutado en los últimos años, son aquellos que permiten verificar los efectos de carga que se han previsto. Dichos ensayos son, generalmente, desarrollados con el tráfico temporalmente suspendido y usando cargas controladas y conocidas.

Los ensayos de diagnóstico incluyen la medición del efecto de la carga en uno o más miembros críticos del puente, comparándose luego los resultados de las mediciones con los cálculos previstos por un modelo analítico (teórico). La diferencia entre los datos de campo y los teóricos se utilizará posteriormente en la determinación de la evaluación de carga del elemento ensayado.

Los ensayos de diagnóstico se asocian, usualmente, con una de las siguientes situaciones:

a) Incertidumbres sobre el comportamiento del puente. El análisis estructural de un puente requiere asumir supuestos sobre las propiedades del material, condiciones límites, efectividad de las reparaciones, influencia del deterioro o daño, etc. Este tipo de ensayos pueden, entonces, ser usados para verificar algunas de estas suposiciones hechas por el ingeniero evaluador.

b) Determinaciones paramétricas de rutina. Muchos parámetros, tales como la distribución de la carga y los factores de impacto, son rutinariamente usados en la evaluación de carga en puentes; estos parámetros pueden ser determinados, de una forma más precisa, por los ensayos de diagnóstico de campo.

Los ensayos de diagnóstico sirven para verificar y ajustar las predicciones hechas por el modelo analítico. Las mediciones realizadas en campo deberán ser congruentes con los valores esperados, de lo contrario se deberá proveer una explicación lógica que justifique tales diferencias. En un ensayo de carga de diagnóstico, la carga aplicada deberá ser lo suficientemente grande como para modelar adecuadamente el comportamiento físico del puente.

2) *Ensayos de prueba.* En este tipo de ensayo, el puente es sometido a cargas específicas para determinar si es capaz de soportar dichas cargas sin sufrir daño alguno. Adicionalmente, las cargas deberán ser aplicadas en incrementos y el puente deberá ser monitoreado continuamente, de forma que se detecten a tiempo posibles pérdidas de esfuerzo o un comportamiento no lineal.

El ensayo de carga se dará por terminado cuando:

- a) Se alcance una carga máxima predeterminada; o
- b) Que el puente presente un comportamiento no lineal o cualquier otro signo visible de pérdida de esfuerzo.

Aunque los ensayos de prueba son simples, conceptualmente hablando, ellos requerirán una preparación cuidadosa y un personal experimentado para su implementación. Se requiere precaución para impedir que la estructura y el personal sufran daños o lesiones, respectivamente.

A pesar de estas dificultades, cuando los ensayos de prueba son ejecutados correctamente, éstos se convierten en una herramienta valiosa para la evaluación de puentes en servicio.

- 3) *Otros ensayos.* Pueden realizarse otros tipos de ensayos (de forma conjunta o independiente de los ensayos de diagnóstico y de prueba) para proporcionar información adicional sobre la carga muerta soportada por el puente y las características de la respuesta dinámica del mismo.

Los ensayos de campo y de laboratorio pueden ser usados para proporcionar información sobre las características del material así como de su grado de deterioro. Este tipo de ensayos utilizan emisiones acústicas, ultrasónicas, de radar, magnéticas y técnicas similares.

*C) De acuerdo a la tipificación que proporciona el instructivo propuesto para la Sección D.3.6 del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes.*

- C.1) *Prueba estándar de recibo.* Este tipo de prueba se practicará a los puentes nuevos sin reservas técnicas, o sea cuando a juicio de la supervisión no recaen sospechas sobre deficiencias en el diseño y/o en la construcción del puente que se pretende entregar.

C.2) *Prueba especial de recibo*. Este tipo de prueba se practicará a puentes nuevos con reservas técnicas, o sea, cuando a juicio de la supervisión se presentan fundadas sospechas de que existen deficiencias en el diseño y/o en la construcción del puente.

En esta clasificación, se hace necesario aclarar ciertos aspectos propios de este instructivo colombiano:

- Se entiende por prueba de recibo (ya sea estándar o especial) aquella prueba de carga estática con la cual debe cumplir todo puente nuevo antes de entrar en servicio.
- El instructivo pretende cubrir las pruebas estáticas de carga para recibo de puentes vehiculares de tipo convencional, construidos en acero y/o en concreto reforzado y/o en concreto presforzado y que además estén a punto de entrar en servicio.
- Se entiende por puente convencional aquel puente construido con acero estructural, de concreto reforzado o presforzado (o con una combinación de estos materiales), cuya luz principal no pase de 150 m, y para cuyo diseño y construcción no se requieren procedimientos especiales. Quedan fuera de esta denominación los puentes de madera y los de aluminio; así como los colgantes, los atirantados, los móviles, los de tuberías, los ferroviarios y los peatonales. Se excluyen también de esta clasificación, los puentes que ya están en servicio.

- Las pruebas de recibo aquí indicadas son esencialmente ensayos a flexión con cargas estáticas. Las pruebas dinámicas, los ensayos sobre modelos a escala reducida y los ensayos a la falla están fuera del alcance de este instructivo.

D) *Si la prueba de carga se realizará en obras en servicio, ésta se puede clasificar de la siguiente forma.*

D.1) *Pruebas de seguimiento.* En ellas se pretende obtener datos que permitan estimar si la obra sigue manteniendo la capacidad portante necesaria para resistir adecuadamente las cargas de servicio. En este caso, la prueba de carga se realizaría:

- Cuando exista un plan de seguimiento que contemple la realización periódica de pruebas de carga, de forma que la comparación con los resultados de los ensayos anteriores permita analizar la evolución y posible deterioro de la estructura desde el punto de vista resistente, además de suministrar datos útiles para la toma de decisiones sobre su mantenimiento, reparación o refuerzo.
- Con carácter excepcional, cuando los informes emitidos sobre el estado de la estructura en inspecciones periódicas así lo determinen.

D.2) *Pruebas de evaluación.* En ellas se pretende, en un cierto momento de la vida de una estructura, aportar datos para la evaluación de su capacidad portante. En este caso, las pruebas deberán realizarse siempre que se desee estimar la capacidad portante de una estructura, bien porque haya

sufrido un proceso de deterioro notable o, bien porque se pretende modificar el uso para el que anteriormente estaba diseñada la obra. El caso más típico es la adecuación de puentes antiguos a las actuales cargas de tráfico. La característica distintiva de este tipo de ensayo es la aplicación de cargas crecientes que permitan obtener resultados que, junto a un análisis teórico adecuado, permitan estimar la capacidad portante potencial de la estructura.

D.3) *Pruebas especiales.* Se incluye en este grupo cualquier otro tipo de ensayo bajo carga sobre una estructura en servicio en el que, por motivos específicos, se trate de determinar alguno de los parámetros que definan la respuesta de la misma.

### **3.1.4 PUENTES QUE PUEDEN BENEFICIARSE DE LOS ENSAYOS DE CARGA.**

A partir de los ensayos de carga realizados en los Estados Unidos, Canadá y otros países, se pueden hacer algunas generalizaciones considerando el comportamiento de los puentes existentes y su potencial como candidatos para ser sometidos a ensayos de carga no destructivos. Esta sección resume el comportamiento observado en varios tipos de puentes ensayados y sugiere ensayos de carga no destructivos apropiados<sup>68</sup> para los puentes que a continuación se mencionan:

---

<sup>68</sup> Los ensayos que en esta sección se sugieren, obedecen a la clasificación proporcionada por el "Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga" de la National Cooperative Highway Research Program.

#### A) PUENTES DE LOSA MACIZA.

La experiencia ha demostrado que las capacidades de carga de este tipo de puentes, tal y como se determina en los ensayos de carga, son muy superiores a las previstas por los métodos analíticos simplificados. Cuando se encuentran disponibles los planos estructurales, los ensayos de carga de diagnóstico pueden ser muy útiles en la verificación de las suposiciones usadas en la evaluación analítica. Cuando esta información no se encuentra disponible, los ensayos de carga de prueba son muy útiles para obtener una capacidad de carga realista para los puentes de losa.

#### B) PUENTES DE VIGAS MÚLTIPLES (MULTI-STRINGER).

En los puentes de vigas la distribución de las cargas transmitidas por las llantas de los vehículos a las vigas soportantes es un factor importante en el cálculo de la evaluación de carga. Los factores de distribución usados en las Especificaciones AASHTO son, en su mayoría, conservadores y están proyectados para propósitos de diseño. Los esfuerzos existentes, debidos a cargas vivas en los miembros de apoyo, son frecuentemente inferiores a los valores de diseño. Tanto los ensayos de diagnóstico como los de prueba pueden ser útiles en el establecimiento de una carga viva de servicio realista para puentes de vigas múltiples.

#### C) PUENTES DE DOS VIGAS COMPUESTAS (TWO GIRDER BRIDGES).

Las vigas, los miembros individuales del tablero de piso y sus conexiones deberán ser evaluados por el vehículo de ensayo de la prueba de carga. En

algunos casos, las vigas, diseñadas para actuar isostáticamente, pueden desarrollar una continuidad parcial en sus extremos debido a la losa que se vuelve continua sobre las vigas transversales que soportan el piso. Esta losa continua provee rigidez rotacional en los extremos de las vigas resultando momentos positivos menores, en las mismas, debidos a cargas vivas. Deberán evaluarse los extremos de miembros, diseñados como simplemente apoyados, en los que se presente continuidad. Los ensayos de diagnóstico y/o de prueba pueden ser muy útiles en el establecimiento de una carga viva de servicio realista para este tipo de puentes.

#### D) PUENTES DE ARMADURA (DE CELOSÍA).

Generalmente, habría que usar un ensayo de carga de diagnóstico para determinar el comportamiento de la armadura (celosía) en relación a los cálculos previstos. Pueden usarse también los ensayos de prueba, pero solamente después que el tablero, las vigas y las conexiones sean evaluadas para determinar su aptitud para soportar la carga de ensayo propuesta.

#### E) PUENTES ARCO.

Los ensayos de prueba son muy útiles en el establecimiento de la capacidad de carga de este tipo de puentes.

#### F) PUENTES DE MARCOS RÍGIDOS.

Debido a la naturaleza del diseño y construcción de los marcos rígidos, los ensayos de prueba son la aproximación más simple para la determinación de una carga de servicio segura para este tipo de puentes.

## G) PUENTES DE MADERA.

Muy pocos ensayos de carga han sido ejecutados en puentes de madera, su capacidad de carga depende de la antigüedad de la estructura, la cual, generalmente decrece con la edad. Se sugiere ejecutar ensayos de prueba para la determinación de una carga de servicio segura para este tipo de estructuras.

### **3.1.5 CUANDO NO APLICAN LOS ENSAYOS DE CARGA.**

Antes de ejecutar el ensayo de carga, deberá realizarse una evaluación completa de la condición física del puente seguida de un análisis teórico del mismo (Ver sección 3.4.1), determinándose los modos de falla potenciales de la estructura. Los ensayos de prueba no deben de usarse si la falla puede ocurrir repentinamente.

En resumen, las siguientes condiciones son inconvenientes para la realización de ensayos de carga en puentes:

- Si el costo del ensayo alcanza o excede el costo de la rehabilitación del puente.
- Si el puente, de acuerdo con los cálculos, no puede siquiera soportar el nivel más bajo de carga.
- Si los cálculos en componentes débiles del puente<sup>69</sup> indican que al ejecutar un ensayo de campo no se tendría la seguridad de demostrar una mejoría en la capacidad de carga del puente.

---

<sup>69</sup> Aquellos componentes de los cuales se tiene duda sobre su capacidad de carga y que, por lo tanto, afectarían la capacidad de carga general del puente.

- Si, en el caso de puentes de vigas de concreto, existe la posibilidad de un fallo repentino por cortante.
- Los ensayos de carga pueden dejar de considerar las fuerzas debidas a restricciones en los cambios de volumen provenientes de esfuerzos inducidos por temperatura. Deformaciones significativas y esfuerzos inducidos por cambios de temperatura pueden invalidar los resultados del ensayo de carga, especialmente cuando los apoyos están inmovilizados (debido a falta de mantenimiento, suciedad, corrosión, envejecimiento, etc.).
- Hay juntas inmovilizadas y apoyos que pueden causar liberación repentina de energía durante un ensayo de carga.
- Los ensayos de carga pueden ser imprácticos debido al acceso inadecuado al claro del puente.
- Si las condiciones del suelo o de las fundaciones son sospechosas. Si el puente tiene pilas y cabezales de estribos deteriorados, especialmente en las juntas de expansión donde el agua y la sal hayan causado una corrosión severa en el acero de refuerzo.

### **3.1.6 SEGURIDAD DEL PUENTE DURANTE LOS ENSAYOS DE CARGA.**

El factor riesgo es inherente a todos los ensayos de carga en puentes, especialmente en los ensayos de prueba, ya que el comportamiento de la estructura no es de antemano claramente identificable. Además, los puentes

que exhiben un deterioro avanzado de los miembros estructuralmente críticos y aquellos donde no existe información previa sobre la resistencia de sus materiales o detalles de su construcción, pueden ser considerados riesgosos. El propietario del puente y el ingeniero evaluador deben estar alerta de los riesgos y sus consecuencias. Al fijar o evaluar los riesgos, se deben de considerar posibles daños estructurales, la seguridad del personal, pérdida de equipo, interrupción del tráfico y posible señalización preventiva de carga del puente. El grado de riesgo depende del tipo de puente, su ubicación, método de aplicación de la carga, su condición, grado de deterioro y comportamiento previo. Por ejemplo, el riesgo que se corre al fallar un miembro secundario no es el mismo que el que se corre si falla un miembro primario. El grado de riesgo puede ser clasificado como sigue:

- *Mínimo*: El puente sufrirá daño superficial (no estructural), requiriéndose reparaciones mínimas. No habrán pérdidas humanas ni daño al equipo.
- *Medio*: El puente sufrirá daños estructurales tolerables (daños en miembros secundarios, por ejemplo), requiriéndose reparaciones menores e interrupción del tráfico. Posibles daños en el equipo pero no habrán pérdidas humanas.
- *Mayor*: El puente sufrirá daños estructurales significativos (daños en miembros primarios), requiriéndose reparaciones mayores y la desviación del tráfico por un periodo prolongado de tiempo. Posibles pérdidas de equipo y vidas humanas.

Los riesgos pueden ser minimizados seleccionando adecuadamente los métodos de ensayo; por ejemplo, aplicando la carga, de los ensayos de prueba, en pequeños incrementos y monitoreando la respuesta del puente constantemente para detectar posibles señales de pérdida de esfuerzo.

En algunas situaciones y como medida de seguridad, se puede apuntalar el puente para proporcionar apoyo en el caso de una eventual deflexión excesiva. Este apuntalamiento de seguridad deberá estar sustentado de forma independiente y no deberá interferir con los movimientos del puente durante el ensayo.

### **3.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS PUENTES.**

Esta sección esboza varios factores que afectan el comportamiento estructural actual de los puentes.<sup>70</sup> A pesar de que estos factores pueden proveer mejora de la respuesta del puente a las cargas aplicadas, éstos no son considerados en el diseño y evaluación de carga de este tipo de estructuras; sin embargo, esas mejoras pueden no estar presentes en los niveles de carga altos. De cualquier manera, es necesario tener precaución antes de tomar el ensayo de carga aplicado y extrapolar a una condición de carga superior sin haber

---

<sup>70</sup> Los factores mencionados en esta sección han sido tomados del capítulo 3 del Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga de Estados Unidos.

considerado los factores abordados en este capítulo. En la tabla 3.1<sup>71</sup> se presenta un resumen de los efectos de varias variables en la capacidad de carga de un puente.

		<b>TIPO DE PUENTE</b>			
		<b>Viga y Losa</b>	<b>Losa de Concreto</b>	<b>Armadura (de Celosía)</b>	<b>Viga Cajón</b>
<b>V A R I A B L E</b>	Interacción compuesta imprevista.	P, I/E	N/A	S, I/E	P, I/E
	Participación de bardas y barandales.	P, A	P, A	N/A	P, A
	Diferencias entre las propiedades, actuales y asumidas, de los materiales.	S, I/E	S, I/E	S, I/E	S, I/E
	Participación de arriostramientos y miembros secundarios.	S	N/A	S	S
	Características de soporte diferidas y continuidad imprevista.	S, I/E	S, I/E	S, I/E	S, I/E
	Análisis/efectos de distribución de carga.	P, A	P, A	P, A	P, A
	Efectos de esviaje.	S, A	P	N/A	S, A

**Tabla 3.1. Factores que influyen en la capacidad de carga de puentes.**

Donde:

P = Factor Primario.

S = Factor Secundario.

A = Incluido en el análisis convencional.

I/E = Se necesita Inspección y/o Ensayo para verificación.

<sup>71</sup> Adaptado de la tabla 3.1 del Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga. National Cooperative Highway Research Program. En la tabla se presentan las tipologías típicas de puentes en Estados Unidos.

N/A = No aplicable.

A manera de ejemplo y de acuerdo a la tabla 3.1, la interacción compuesta imprevista es un factor primario y requiere inspección y/o ensayo para verificación en el caso de puentes de viga y losa; para el caso de puentes de losa de concreto, este factor no es aplicable. Para puentes de tipo armadura (o de celosía) la acción compuesta imprevista es un factor secundario y requiere inspección y/o ensayo para verificación; mientras que, para puentes de viga cajón, este factor es primario y también requiere inspección y/o ensayo para verificación.

En la utilización de los resultados de un ensayo de carga de diagnóstico, la clave para establecer un nivel de carga de servicio seguro para el puente es la magnitud hasta la cual los factores mostrados en la tabla 3.1 son confiables a niveles de carga que son superiores a aquellos usados durante el ensayo de carga. Por otro lado, los resultados de un ensayo de prueba pueden ser usados directamente y con la confianza de que el puente realmente soportó una carga superior que la carga de servicio segura establecida para el mismo.

A continuación, se abordarán, brevemente, algunas de las variables mostradas en la tabla 3.1.

#### A) INTERACCIÓN COMPUESTA IMPREVISTA.

La mayoría de los puentes construidos en Estados Unidos antes de 1950 fueron diseñados sin conectores de cortante entre las vigas principales y el tablero de

concreto. No obstante, los ensayos de campo han mostrado que un tablero como éste puede participar en una acción compuesta con las vigas.

#### B) EFECTOS DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA.

Típicamente, tanto en el diseño como en la evaluación, esta distribución de cargas vivas está basada en los factores de distribución de las Especificaciones AASHTO. Un objetivo importante de los ensayos de diagnóstico es, frecuentemente, confirmar la naturaleza precisa de la distribución de carga.

Otra parte importante en la distribución de carga es que dichos factores asumen un patrón de carga que incluye las condiciones de tráfico existentes; de esta manera, la configuración HS simula vehículos pesados estrechamente espaciados.

Similarmente, los factores de distribución transversales consideran la aplicación de la carga de lado a lado sobre el puente. Si el ensayo del puente es desarrollado con un solo vehículo, debe, entonces, encontrarse una forma de simular un evento de carga en varios carriles; usualmente, esto se hace mediante la superposición, es decir, comportamiento lineal y la adición de la respuesta del puente a la colocación de vehículos en diferentes posiciones.

#### C) PARTICIPACIÓN DE BARDAS, BARANDALES, CORDONES Y OTROS ACCESORIOS.

Las deflexiones, los esfuerzos y la distribución de carga pueden verse afectados por la rigidez proporcionada por miembros no estructurales, tales como barandales, bardas, barreras y en menor grado, por cordones y demás

accesorios del puente. Es importante que su contribución sea considerada en la comparación de los resultados obtenidos del ensayo con los valores esperados.

#### D) DIFERENCIAS EN LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

La predicción del comportamiento de un puente sometido a ensayos de carga requiere del conocimiento de las propiedades resistentes actuales del material, las cuales son usualmente superiores a las asumidas en el diseño y pueden ser determinadas mediante ensayos de campo no destructivos (por ejemplo, se puede determinar la resistencia del concreto mediante la prueba de rebote del martillo de Smith; para la verificación de soldaduras y conexiones en el acero se pueden realizar pruebas de radiografías). Es, en este sentido, que las evaluaciones de carga proporcionan resultados superiores, si éstas son calculadas a partir de las propiedades actuales de los materiales del puente y no de aquellas utilizadas en el diseño. Lógicamente, este paso deberá ser ejecutado antes de tomar la decisión de someter al puente a un ensayo de carga. La determinación de las propiedades actuales de los materiales puede hacerse de acuerdo a los procedimientos descritos en el Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes de la AASHTO.<sup>72</sup>

#### E) CONTINUIDAD IMPREVISTA.

En el caso de puentes simplemente apoyados se asume que los extremos de las vigas están apoyados en rodillos y, por consiguiente, no soportan momento. Sin embargo, los ensayos han demostrado que pueden haber momentos

---

<sup>72</sup> Manual for Condition Evaluation of Bridges. AASHTO. 2000.

significativos, en los extremos de las vigas, atribuibles a la continuidad proporcionada por el tablero así como por los apoyos inmovilizados.

Para propósitos de evaluación, no es justificable extrapolar los resultados de un ensayo de diagnóstico ejecutado en niveles de carga moderados. Es muy probable que el comportamiento “mejorado”, mostrado por la continuidad imprevista, no esté presente en los niveles de carga extremos.

#### F) PARTICIPACIÓN DE MIEMBROS SECUNDARIOS.

En algunos tipos de puentes, los miembros secundarios mejoran la capacidad de carga incrementando la rigidez del puente. Por ejemplo, los sistemas de tablero rígido en un puente de celosía (de armadura) pueden ayudar a soportar fracciones de la carga. De esta manera, pueden aprovecharse los efectos proporcionados por los miembros secundarios, demostrándose que son efectivos para el nivel de servicio diseñado.

#### G) EFECTOS DE DETERIORO Y DAÑO A MIEMBROS ESTRUCTURALES.

En general, el deterioro menor no tiene una influencia importante en la evaluación de carga de un puente. De cualquier forma, deben considerarse las reducciones significativas del área de la sección transversal de puentes de concreto y/o acero o madera. Previo a los ensayos de carga, es imperativo ejecutar una valoración completa y total de la condición del puente para evaluar el deterioro observado. Frecuentemente, es difícil analizar el efecto de dicho deterioro en la capacidad de carga del puente; en tales casos, los ensayos de

carga son justificables y deseables, ya que éstos pueden develar la capacidad de carga actual de puentes deteriorados.

Por otro lado, el daño en miembros de concreto, acero o madera puede también reducir el rango del comportamiento lineal.

### **3.3 INSTRUMENTACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA.**

La instrumentación de la estructura consiste, básicamente, en la colocación de aparatos de medida (en puntos prefijados en el proyecto de la prueba de carga) que proporcionen los datos de los parámetros que se pretenden evaluar.

La instrumentación para el ensayo de carga se usa para medir, fundamentalmente, lo siguiente (aunque también es posible medir humedades, temperaturas, vibraciones, etc.):

- a) Deformaciones (esfuerzos) en los componentes del puente.
- b) Desplazamientos relativos o absolutos de los componentes del puente.
- c) Rotaciones relativas o absolutas de los componentes del puente.

Previo a la ejecución de un ensayo de carga en campo, el ingeniero debe determinar los objetivos de la prueba y los tipos y magnitud de las mediciones a realizar (ver sección 3.4.2). Los cálculos preliminares pueden ser necesarios para estimar el rango de las mediciones, así como las mejores ubicaciones para la instrumentación.

En las siguientes dos secciones, se describirán las mediciones y equipos típicos de los ensayos de carga en puentes.

### **3.3.1 MEDICIONES TÍPICAS.**

Las mediciones de deformaciones, desplazamientos y rotaciones en puentes son desarrolladas en un amplio rango de condiciones ambientales, de carga y de respuesta. Es necesario tener precaución en cada etapa del ensayo de carga desde la planificación inicial hasta la ejecución y la adquisición e interpretación de información. El equipo utilizado para realizar estas mediciones se describe, a manera de guía, en la sección 3.3.2.

#### **A) DEFORMACIONES.**

La medición de deformaciones<sup>73</sup> puede ser necesaria en varios puntos del puente, en función de las necesidades del tipo de ensayo que se ejecute; estos puntos se seleccionan de tal forma que el modelo analítico pueda ser validado. Esto se hace colocando sensores en varios miembros críticos para monitorear su respuesta; posteriormente, las respuestas medidas pueden compararse con los valores predichos por el modelo analítico. La información deberá ser monitoreada en el campo para asegurar el funcionamiento correcto del equipo y para prevenir cualquier tipo de daño a la estructura. En una instalación típica, la información será tomada con cada incremento de carga así como con cada nueva posición de ésta.

#### **B) DESPLAZAMIENTOS.**

Las mediciones de desplazamientos son frecuentemente una parte importante del programa de ensayo de carga, especialmente en el caso de ensayos de

---

<sup>73</sup> Es importante aclarar que las deformaciones obtenidas de la medición son diferenciales (relativas).

prueba. Estas ayudan a determinar el comportamiento lineal (mientras las cargas de ensayo son incrementadas) y también si los miembros recuperan su posición original cuando las cargas son retiradas. Típicamente, solamente unos cuantos puntos necesitan ser monitoreados durante el ensayo. Las deflexiones verticales son usualmente medidas a la mitad del vano de la estructura.

La medición de desplazamientos verticales relativos entre la parte superior e inferior de los patines de una viga puede establecer la integridad de la sección, particularmente si existe un gran deterioro. En algunos casos, como en los apoyos, la medición de desplazamientos horizontales puede ser útil para determinar si un apoyo está funcionando de acuerdo a su diseño.

### C) ROTACIONES Y OTRAS MEDICIONES.

Las mediciones de rotaciones en los extremos pueden establecer la magnitud de las restricciones que existen en los apoyos. Se puede desarrollar la curva elástica para un miembro sometido a momento midiendo las rotaciones en toda la longitud del miembro.

### **3.3.2 EQUIPO TÍPICO.**

Los instrumentos y equipos especializados existentes para pruebas de carga y que actualmente se usan en varios países, son producto del desarrollo paralelo que de ellos han requerido la evolución de dichas pruebas. De hecho, existen empresas especializadas en este campo que no solamente mantienen actualizados tecnológicamente sus equipos e instrumentos de medición, sino que también poseen equipo o accesorios auxiliares que le permiten desarrollar

de mejor forma el servicio que ofrecen; tal es el caso de plataformas aéreas que permiten realizar inspecciones bajo el puente y acceder más fácilmente a las zonas de éste donde serán colocados los aparatos de medición (ver figura 3.2), hardware y software que permite el registro continuo de los datos pudiendo controlarse el ensayo en tiempo real, etc.



**Fig. 3.2. Utilización de plataformas aéreas en puentes.**

A continuación, se describirá, brevemente, la instrumentación utilizada en las mediciones de deformaciones y desplazamientos; así como los equipos auxiliares que facilitan esta tarea.

#### A) MEDICIONES DE DEFORMACIÓN.

Los dispositivos más comunes para las mediciones de deformaciones en campo son las galgas extensométricas -electrical resistance gages- (galgas resistentes adhesivas para medir deformaciones -bonded resistance strain gages-), indicadores mecánicos de deformación y transductores.

La más usada es la galga extensométrica, que consiste de una matriz de bobinas o cable muy fino, que varía su resistencia linealmente dependiendo de la carga aplicada al dispositivo.

El equipo necesario para el uso de galgas de deformación incluye:

1. Sensores de deformación.
2. Acondicionadores de señal para accionar los sensores y amplificar y filtrar las señales.
3. Instrumentos de registro como osciloscopios, registradores análogos o computadoras digitales.

Debido a que las mediciones de deformaciones en puentes se desarrollan bajo condiciones climáticas variables, la selección e instalación de sensores de deformación puede afectar la calidad y fiabilidad de la información. Para tipos comunes de sensores de deformación existen galgas adhesivas, galgas soldables, transductores de deformación y extensímetros de hilo vibrante (vibrating wire gages). Los primeros tres tipos utilizan galgas de deformación extensométricas con hojas de metal finas o alambre y el cuarto tipo un filamento delgado de alambre.

El tipo de sensor utilizado dependerá de cierto número de factores, incluyendo los siguientes:

1. *Magnitud de la deformación.* Frecuentemente los niveles de deformación en los componentes del puente serán bajos, en el rango de 50 a 150  $\mu\text{m}$ , correspondiendo a 2 - 4 ksi en el acero. Las galgas de deformación con

valores altos de impedancia (1000 ó 350 ohms versus 120 ohms) proveerán una mejor relación señal-ruido<sup>74</sup>. Los transductores de deformación con amplificación mecánica también mejoran la relación señal-ruido.

2. *Gradiente de deformación.* En la selección del tipo de galga se deberá considerar su longitud, ya que la galga produce resultados proporcionales a la deformación a lo largo de su longitud. Por ejemplo, en puntos donde se miden concentraciones de esfuerzos, la longitud de la galga debe ser pequeña y es más apropiado el uso de galgas adhesivas que de transductores.
3. *Condiciones ambientales.* La temperatura y la humedad afectan la instalación de galgas de deformación, particularmente en el caso de galgas adhesivas. Los adhesivos utilizados para instalar este tipo de galgas requieren temperaturas de 65 °F (18.33 °C) o superiores. La humedad es una causa común de falla en galgas, pero su efecto puede ser mitigado aplicando un recubrimiento a prueba de agua inmediatamente después de haber instalado la galga.
4. *Precisión.* Las galgas adhesivas son más precisas. Las galgas soldables son un tanto menos precisas pero poseen una mejor estabilidad a largo plazo.

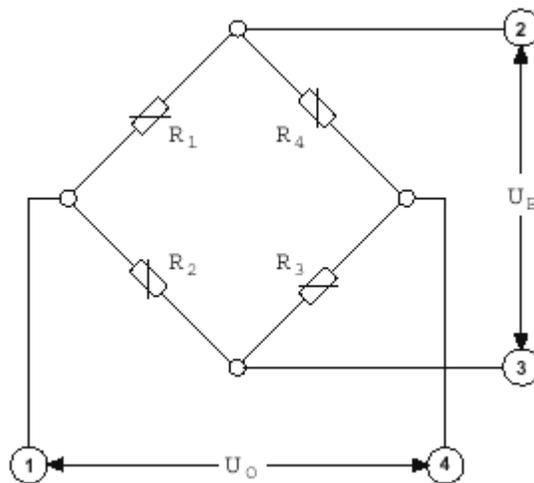
---

<sup>74</sup> ruido, perturbación eléctrica, interferencia.

5. *Ruido electromagnético.* Este ruido puede ser un problema especialmente si el sitio se localiza cerca de líneas de suministro de energía eléctrica o radio transmisores. El puente de Wheatstone (que se explicará más adelante) será instalado lo más cerca posible de la galga.
6. *Período de medición.* La mayoría de los ensayos de carga involucran mediciones de deformación por un corto período de tiempo, usualmente uno o dos días. Las mediciones de deformación por un largo período de tiempo requieren precauciones especiales debido a los cambios en las condiciones ambientales, intemperismo y, en algunos casos, vandalismo. Los ensayos a largo plazo pueden requerir el uso de extensímetros de hilo vibrante, las cuales han probado ser estables por largos períodos de tiempo.

Las galgas se adhieren directamente al miembro bajo prueba (con adhesivo, soldadura o medios mecánicos) en puntos y orientaciones previamente seleccionadas y se incorporan a un puente de Wheatstone. La medición de deformación se basa en el cambio de la resistencia eléctrica de la galga causado por el cambio en su longitud cuando el miembro, al cual se encuentra adherida, experimenta una deformación. Las galgas extensométricas también son usadas en sensores que detectan fuerza, aceleración, presión y vibración.

Los cambios relativos de resistencia en una galga de deformación son, usualmente, del orden de  $10^{-6}$  a  $10^{-2}$ . Para poder transformar estos pequeños cambios en voltajes medibles se usa el circuito del puente de Wheatstone en las técnicas de medición de deformaciones. La representación tipo rombo es la forma usual de esquematizar el circuito del puente, el cual se muestra en la figura 3.3.



**Fig. 3.3. Esquema del circuito del puente de Wheatstone. Los brazos del puente, también llamados ramas, están formados por las resistencias  $R_1$  a  $R_4$ .**

El puente puede ser alimentado con corriente continua o alterna. Si los puntos 2 y 3 del puente son conectados a un voltaje de entrada (que constituye el voltaje de excitación,  $U_E$ ), aparece entonces un voltaje de salida,  $U_o$ , entre los puntos 1 y 4. Su cuantificación depende de los valores de las resistencias.

El voltaje relativo de salida, también llamado tensión de desequilibrio del puente (bridge unbalance)  $V$ , se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V = \frac{U_o}{U_E} = \frac{R_1 + \Delta R_1}{R_1 + \Delta R_1 + R_2 + \Delta R_2} - \frac{R_4 + \Delta R_4}{R_3 + \Delta R_3 + R_4 + \Delta R_4} \quad (3.1)$$

En las técnicas de medición de deformaciones, las parejas de resistencias ( $R$ )  $R_1$ ,  $R_2$  y  $R_3$ ,  $R_4$  de las dos mitades del puente, deberán tener el mismo valor:  $R_1 = R_2$  y  $R_3 = R_4$ .

Como se dijo anteriormente, una deformación ( $\epsilon$ ) produce en una galga de deformación un cambio relativo de resistencia ( $\Delta R$ ). La sensibilidad de una galga de deformación se representa con el símbolo  $\kappa$ , que es el factor de galga y deberá ser verificado experimentalmente por el fabricante. Esto lleva a:

$$\frac{U_o}{U_E} = \frac{\kappa}{4}(\epsilon_1 - \epsilon_2 + \epsilon_3 - \epsilon_4) \quad (3.2)$$

Los subíndices corresponden a las designaciones de los brazos del puente. De la ecuación 3.2 puede notarse que los cambios en la resistencia, o mejor dicho las deformaciones que los causan, de las galgas de deformación adyacentes, son sustraídos si tienen signos iguales.

Dependiendo de si los cambios de resistencia ocurren en uno o más brazos del puente y en cual de ellos, existen diferentes versiones del circuito:

- Cuarto de puente: 1 resistencia cambia su valor en  $\Delta R$ .
- Medio puente (mitad izquierda de la fig. 3.3): 2 resistencias en brazos adyacentes cambian sus valores.
- Puente completo: 4 resistencias cambian sus valores

La designación de medio puente indicará que dos brazos de éste contienen galgas de deformación activas, que están en el espécimen a probar, las cuales son completadas por dos resistores.

En las mediciones del análisis experimental de esfuerzos se acostumbra a usar una configuración especial de medio puente con una galga de deformación activa y otra para compensación por temperatura (Fig. 2 de la Tabla 3.2). Este arreglo es también conocido como “cuarto de puente activo”.

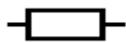
En la mayoría de los casos prácticos se superponen dos o más tipos de esfuerzos. Ocurrirán también, frecuentemente, alteraciones; por ejemplo, la expansión térmica debida a los cambios en la temperatura, lo cual influye en la misma medida a brazos adyacentes del puente. Todos estos problemas pueden ser solventados usando el puente de Wheatstone.

Dependiendo del problema de medición, las galgas son colocadas y conectadas de diferentes maneras en el objeto a ensayar. Las siguientes tablas (3.2, 3.3 y 3.4) muestran algunos ejemplos sobre la dependencia de la posición geométrica de las galgas, el tipo de circuito de puente usado y el factor de puente resultante para fuerzas, momentos flexionantes, torques y temperaturas. Este factor se muestra, para cada caso, en las pequeñas tablas que acompañan a cada ejemplo. Las ecuaciones son usadas para calcular la deformación efectiva.

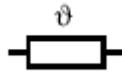
En las tablas 3.2, 3.3 y 3.4, se usará la siguiente simbología:



= Galga de deformación activa.



= Galga de deformación pasiva o resistor

 = Galga de deformación para compensación por temperatura.

$\varepsilon_g$  = Indicación de deformación debida a temperatura.

T = Resultado debido a temperatura (  $\varepsilon_g$  ).

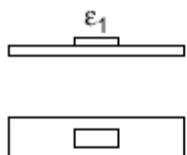
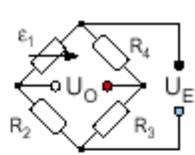
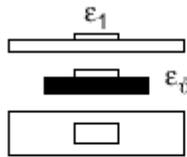
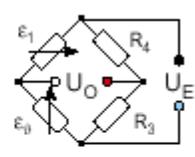
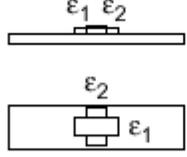
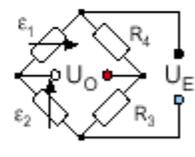
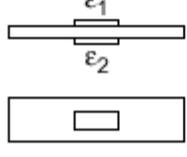
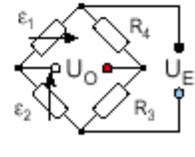
F = Resultado debido a fuerza normal (n).

$M_b$  = Resultado debido a momento flexionante (b).

$M_{bx}$  = Resultado debido a momento flexionante en el eje x.

$M_{by}$  = Resultado debido a momento flexionante en el eje y.

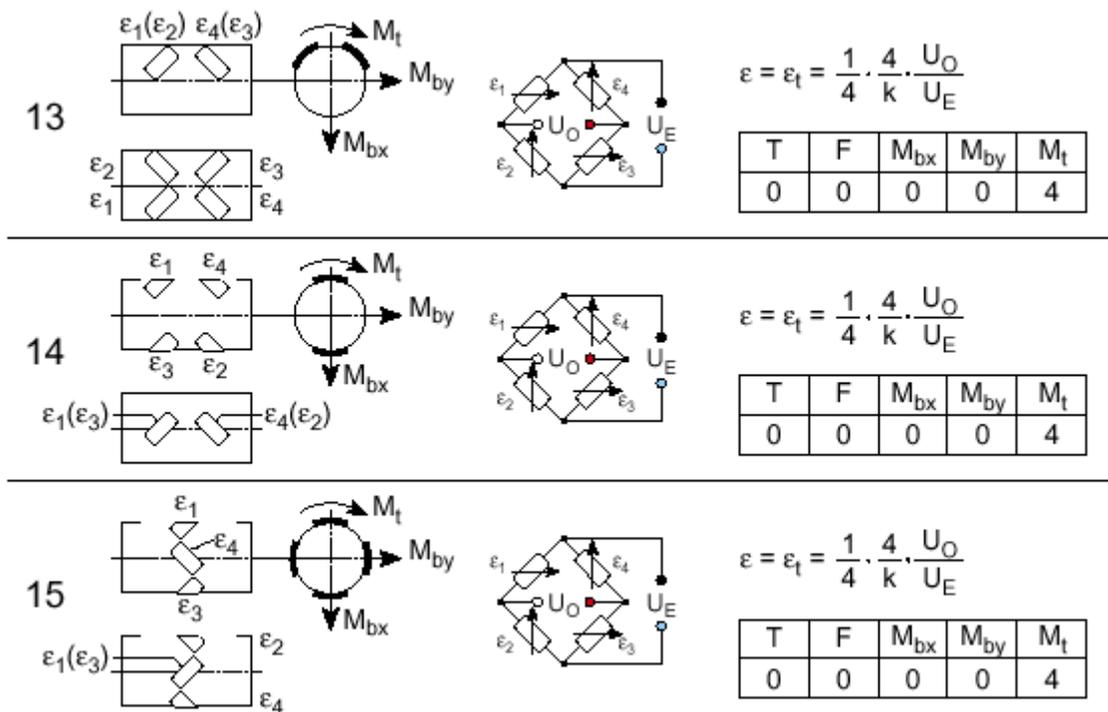
$M_t$  = Resultado debido a torque (t).

1			$\varepsilon = \varepsilon_n + \varepsilon_b = \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E} - \varepsilon_g$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th><math>M_b</math></th> <th><math>M_t</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	$M_b$	$M_t$	1	1	1	0
T	F	$M_b$	$M_t$									
1	1	1	0									
2			$\varepsilon = \varepsilon_n + \varepsilon_b = \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th><math>M_b</math></th> <th><math>M_t</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	$M_b$	$M_t$	0	1	1	0
T	F	$M_b$	$M_t$									
0	1	1	0									
3			$\varepsilon = \varepsilon_n + \varepsilon_b = \frac{1}{(1 + \mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th><math>M_b</math></th> <th><math>M_t</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td><math>1 + \mu</math></td> <td><math>1 + \mu</math></td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	$M_b$	$M_t$	0	$1 + \mu$	$1 + \mu$	0
T	F	$M_b$	$M_t$									
0	$1 + \mu$	$1 + \mu$	0									
4			$\varepsilon = \varepsilon_b = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E}$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th><math>M_b</math></th> <th><math>M_t</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>2</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	$M_b$	$M_t$	0	0	2	0
T	F	$M_b$	$M_t$									
0	0	2	0									

**Tabla 3.2. Configuraciones de galgas de deformación en el puente de Wheatstone.**

5		$\varepsilon = \varepsilon_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E} - \varepsilon_{\theta}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>M<sub>b</sub></th> <th>M<sub>t</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>2</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	2	2	0	0
T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>							
2	2	0	0							
6		$\varepsilon = \varepsilon_n + \varepsilon_b = \frac{1}{2(1+\mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>M<sub>b</sub></th> <th>M<sub>t</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>2(1+μ)</td> <td>2(1+μ)</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	0	2(1+μ)	2(1+μ)	0
T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>							
0	2(1+μ)	2(1+μ)	0							
7		$\varepsilon = \varepsilon_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>M<sub>b</sub></th> <th>M<sub>t</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>2</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	0	2	0	0
T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>							
0	2	0	0							
8		$\varepsilon = \varepsilon_b = \frac{1}{4} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>M<sub>b</sub></th> <th>M<sub>t</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>4</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	0	0	4	0
T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>							
0	0	4	0							
9		$\varepsilon = \varepsilon_b = \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>M<sub>b</sub></th> <th>M<sub>t</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>2</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	0	0	2	0
T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>							
0	0	2	0							
10		$\varepsilon = \varepsilon_b = \frac{1}{2(1-\mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>M<sub>b</sub></th> <th>M<sub>t</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>2(1-μ)</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	0	0	2(1-μ)	0
T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>							
0	0	2(1-μ)	0							
11		$\varepsilon = \varepsilon_b = \frac{1}{2(1+\mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>M<sub>b</sub></th> <th>M<sub>t</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>0</td> <td>2(1+μ)</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	0	0	2(1+μ)	0
T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>							
0	0	2(1+μ)	0							
12		$\varepsilon = \varepsilon_n = \frac{1}{2(1+\mu)} \cdot \frac{4}{k} \cdot \frac{U_O}{U_E}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>T</th> <th>F</th> <th>M<sub>b</sub></th> <th>M<sub>t</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>2(1+μ)</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	0	2(1+μ)	0	0
T	F	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>							
0	2(1+μ)	0	0							

Tabla 3.3. Configuraciones de galgas de deformación en el puente de Wheatstone.



**Tabla 3.4. Configuraciones de galgas de deformación en el puente de Wheatstone.**

Se describirán, a continuación, los dispositivos de uso más común en la medición de deformaciones en campo.

**A.1) GALGAS RESISTENTES ADHESIVAS PARA MEDIR DEFORMACIONES (BONDED RESISTANCE STRAIN GAGES).**

Dependiendo de los objetivos de la medición, pueden usarse diferentes tipos de galgas resistentes adhesivas para medir deformaciones. Para mediciones de deformación unidireccionales en miembros de acero puede ser suficiente una galga de deformación común con un cuarto de puente de Wheatstone. Para mediciones de deformación en dos direcciones, se usan rosetas de deformación con dos galgas de deformación lineales en direcciones determinadas. Comúnmente, se usan galgas especiales que contienen hojas alargadas finas

de metal para medir deformaciones en elementos de concreto y evitar cualquier fluctuación local en la interfase de los agregados o en las zonas donde hay microfisuras.

La flexión y el cortante puros pueden medirse usando una combinación de galgas con circuitos del puente de Wheatstone medios o completos. Además, las variaciones de temperatura pueden compensarse, como se mencionó con anterioridad, incorporando una galga compensadora de temperatura en un brazo del puente de Wheatstone. Es de hacer notar que, cuando se miden deformaciones, el uso de galgas compensadoras de temperatura elimina solamente los efectos de ésta en la instrumentación.

Usualmente, las galgas adhesivas requieren un mayor tiempo de instalación. Existen muchos tipos de agentes adhesivos con una variedad de estabilidad a largo plazo, propiedades de temperatura, protección contra la humedad, etc.

#### *A.2) GALGAS DE DEFORMACIÓN SOLDABLES.*

Este tipo de galgas ofrecen una alternativa aceptable a las galgas adhesivas cuando las condiciones climáticas no permiten el curado del adhesivo o cuando el tiempo de instalación es corto. Estas galgas son más caras que las de hojas finas metálicas y requieren un área de contacto mayor para su instalación.

#### *A.3) TRANSDUCTORES DE DEFORMACIÓN.*

Los transductores de deformación son ensamblados y calibrados en el laboratorio y son fáciles de instalar en campo, incluso en condiciones climáticas adversas.

Las galgas adhesivas son colocadas en un marco metálico y junto con los alambres principales se sellan para ser protegidos de las condiciones ambientales. En cambio, los transductores tienen la ventaja de ser fácilmente instalables en elementos de madera, acero o concreto y son reutilizables aunque su costo inicial es elevado; no obstante, su tamaño usualmente no permite mediciones en áreas de grandes gradientes de deformación. Los transductores de deformación deben ser instalados con abrazaderas tipo "C", adhesivos, taladrando o colocando una o más anclas.

#### *A.4) EXTENSÍMETROS DE HILO VIBRANTE (VIBRATING WIRE GAGES).*

Miden deformaciones por medio de un alambre en tensión. La frecuencia de vibración del alambre es una función de la tensión en el mismo. Cuando el miembro experimenta una deformación, la tensión en el alambre cambia y el correspondiente cambio en la frecuencia es una medida del cambio en la deformación del alambre. Esta galga es ideal para mediciones a largo plazo, requiriéndose condiciones iniciales estables, pero su uso es limitado en la medición de deformaciones inducidas por cargas móviles o de rápida aplicación.

#### **B) MEDICIONES DE DESPLAZAMIENTOS.**

Las mediciones de desplazamientos usualmente requieren un punto de referencia fijo. Los instrumentos más comúnmente usados en la medición de desplazamientos son los deformímetros (dial gages) y los transductores

eléctricos. También son aplicables instrumentos mecánicos y técnicas de nivelación con agua.

#### *B.1) DEFORMÍMETROS.*

El deformímetro generalmente está formado por un dial (semejante a un reloj de agujas) con una graduación que varía cada 0.01 mm y por una espiga móvil (conectada a un resorte que le permite contraerse). La medición se realiza colocando el aparato sobre una estructura rígida y nivelada, que permita apoyar el aparato vertical u horizontalmente, para luego ajustar la espiga hasta que haga contacto con un segundo objeto al cual se le desea conocer los desplazamientos o deformaciones relativas en ese punto; el dial se puede ajustar a cero u otro valor conocido y práctico. Cuando el aparato se ha colocado y el dial se ha ajustado, se procede a colocar la carga; las lecturas se toman a intervalos de tiempo definidos o cuando así lo indiquen los criterios de estabilización.

#### *B.2) TRANSDUCTORES ELÉCTRICOS.*

Los transductores eléctricos son dispositivos que convierten fenómenos físicos como temperatura, carga, presión o luz a señales eléctricas como voltaje y resistencia.

El transductor más utilizado para medir temperatura es el termopar o termocupla, el cual es económico, resistente y puede operarse en un amplio rango de temperaturas. Otro sensor de temperatura es el detector resistencia-

temperatura (RTD), un dispositivo que incrementa su resistencia con la temperatura.

Los transformadores lineales de voltaje diferencial (linear variable differential transformers, LVDT) y potenciómetros son dispositivos utilizados para medir desplazamiento lineal, ya que transforman dicho desplazamiento a un cambio proporcional en el voltaje eléctrico de un circuito. Tanto los desplazamientos estáticos como dinámicos pueden ser monitoreados.

Las galgas de deformación eléctricas colocadas sobre pequeñas piezas de metal pueden también servir como instrumentos de desplazamiento precisos, dichas piezas metálicas pueden colocarse como una viga o columna cantilever, de forma que puedan medirse desplazamientos verticales y horizontales. Los transductores de desplazamiento eléctricos deben estar debidamente calibrados para establecer la relación entre el voltaje y el desplazamiento.

### *B.3) INSTRUMENTOS MECÁNICOS.*

Los deformímetros son los de uso más común en la medición de desplazamientos debidos a cargas estáticas; además, son fáciles de instalar y su precisión es usualmente suficiente para los ensayos de carga. Si se requiere una mejor precisión, un mínimo acceso al puente y un efecto mínimo sobre el tráfico, pueden usarse métodos láser u otras herramientas de levantamiento topográfico. Con el equipo láser se logra un registro continuo y se obtienen mediciones de desplazamiento y velocidad en un punto determinado del puente.

Este sistema puede ser usado tanto en estructuras de acero como de concreto y no requiere preparar previamente la superficie donde se hará la medición.

El empleo de este equipo es de gran utilidad en aquellos casos en que es imposible utilizar los instrumentos de medición antes reseñados, dado que no requiere conexión física con el terreno bajo el tablero. Por otra parte, el uso de instrumentación convencional para evaluar la estructura podría resultar incómodo para el público si el tráfico en la zona del puente es alto. Durante la prueba, la circulación de vehículos bajo la estructura no se verá alterada y el tráfico sobre el puente será interrumpido brevemente para la colocación del vehículo de ensayo.

El equipo láser consta, básicamente, de un diodo que emite un haz dirigido hacia el punto de la estructura cuya magnitud se desea monitorizar y en el que previamente se fija una lámina reflectante. En las figuras 3.4 y 3.5 se ilustra el uso de este sistema.



***Fig. 3.4. Uso de sistema láser en pruebas de carga.***



*Fig. 3.5. Ejemplo del uso del sistema láser durante el ensayo.*

Cuando es difícil obtener un punto de referencia fijo, puede usarse un instrumento de nivelación con agua para medir los desplazamientos verticales; estos instrumentos consisten de dos recipientes, uno adherido a la estructura y el otro a un punto de referencia fijo, unidos entre sí por una manguera flexible. Se medirán los cambios en las alturas de agua en los recipientes para obtener los desplazamientos relativos. Estos instrumentos son especialmente útiles en la medición de asentamientos y movimientos lentos a largo plazo. Los inclinómetros (tilt meters) pueden usarse para medir rotaciones.

### C) INSTRUMENTACIÓN PARA LA ADQUISICIÓN DE DATOS.

El sistema de adquisición de datos incluye el acondicionador de señales, el convertidor análogo-digital (A/D) y el sistema de registro de datos.

Un acondicionador de señales proporciona excitación a la galga de deformación, compara las señales positivas y negativas del circuito del puente de Wheatstone y amplifica la señal.

Las ampliaciones del acondicionador de señales están gobernadas por el rango del convertidor A/D o el registrador analógico. Finalmente, el acondicionador de señales filtrará las señales para reducir el ruido de alta frecuencia. La selección del convertidor A/D estará gobernada por la precisión de los sensores, el rango de los datos de salida y el rango de muestreo.

Los registradores de deformación (strain recorders) son necesarios para procesar la información obtenida en campo. En muchos ensayos anteriores, las deformaciones eran registradas en papel oscilográfico, en cintas magnéticas o manualmente. Actualmente, la mayoría de las deformaciones son registradas por sistemas de adquisición de datos que poseen computadoras tanto para registrar como para procesar información (ver figura 3.6). El número de canales que pueden ser grabados es alto y la velocidad de recolección de información no se ve sacrificada.



**Fig. 3.6. Equipo computarizado para la obtención y análisis de datos provenientes de la prueba de carga.**

En los ensayos de carga en puentes es importante que el sistema de registro sea capaz de presentar la respuesta del puente mientras el ensayo de carga se ejecuta en campo. Este tipo de monitoreo es importante para la integridad y seguridad del ensayo de carga.

#### D) EQUIPO AUXILIAR.

Unos de los equipos auxiliares de mayor uso en puentes para inspecciones, pintado, limpieza con chorro de arena, reparaciones, mantenimiento general, instalación de equipo para pruebas de carga, instalación y mantenimiento de tuberías y cables bajo el puente, operaciones de desmoldado o desencofrado, sustitución y mantenimiento de apoyos, etc. son las plataformas aéreas, las cuales, en muchos casos, se encuentran integradas a un camión, constituyendo un sistema de acceso funcional, seguro y de fácil erección y operación.

Estas unidades tienen una extensa capacidad de alcance en una gran variedad de puentes y viaductos y le permite al operador posicionarse exactamente en el lugar donde necesita desarrollar cualquier tipo de tarea bajo el puente; además, reemplazan a los andamios, los cuales muchas veces pueden resultar peligrosos por el poco mantenimiento que se les da. En las figuras 3.7 – 3.11 se muestran detalles de estas plataformas.

El equipo auxiliar es, entonces, aquel que contribuye indirectamente a la medición de las variables consideradas en el proyecto de la Prueba; por ejemplo, el mencionado anteriormente, básculas de carga de ruedas, andamios, planta generadora de energía, equipo de señalización y seguridad vial, etc.



**Fig. 3.7. Erección hidráulica de la plataforma aérea.**



**Fig. 3.8. Plataforma aérea en operación.**



**Fig. 3.9.** Escalera de acceso a la plataforma aérea ubicada dentro de la torre para el acceso seguro del personal mientras la unidad está erigida y en operación.



**Fig. 3.10.** En la figura se presenta un andamio adicional que puede ser colocado sobre la plataforma para permitir un mejor acceso a la parte inferior del puente.



*Fig. 3.11. En la figura se presenta un sistema de comunicación, el cual se activa por voz desde la plataforma aérea hasta el control central ubicado en la cabina del camión.*

### **3.4 PROCEDIMIENTOS GENERALES EN PRUEBAS DE CARGA.**

Debido a la variedad de tipos de puentes, sistemas estructurales, materiales, cargas, grado de deterioro, etc. Los procedimientos usados para cada puente específico deberán ser desarrollados basados en las condiciones del sitio en el que se ubica la estructura.

Se describirán a continuación los procedimientos y consideraciones generales a seguir tanto para las pruebas de carga estáticas como dinámicas, haciendo énfasis en las primeras por ser de especial interés en el presente trabajo de graduación. Los pasos requeridos, para la evaluación de puentes mediante un ensayo de carga, incluyen los siguientes:

- 3.4.1 Inspección preliminar y evaluación teórica.
- 3.4.2 Planificación y preparación para el ensayo de carga.
- 3.4.3 Ejecución del ensayo de carga.
- 3.4.4 Análisis de los resultados del ensayo de carga.
- 3.4.5 Reporte o informe.

Cada uno de estos pasos se detalla en las secciones siguientes.

### **3.4.1 INSPECCIÓN PRELIMINAR Y EVALUACIÓN TEÓRICA.**

#### **A) INSPECCIÓN PRELIMINAR.**

Antes de ejecutar cualquier prueba de carga se realizará una inspección de la obra que incluirá, además de la estructura resistente, los aparatos de apoyo, juntas y otros elementos singulares. Hay que destacar la importancia de esta inspección, pues pudiera dar lugar, en ocasiones, a modificar las condiciones en que la prueba de carga estaba concebida e incluso a desaconsejar la realización de la misma, además de permitir la observación de detalles que pueden ser concluyentes a la hora de interpretar los resultados de la prueba.

Los resultados de una inspección de campo reciente del puente a ensayar son necesarios para ser usados como la condición base para la planificación y conducción del ensayo de carga. En algunos casos, como cuando faltan los apoyos o cuando existe socavación de la subestructura, los ensayos de carga pueden no ser aplicables.

En la inspección de las condiciones del puente se incluirán mediciones que permitan determinar factores tales como desplazamientos, anchos de fisuras, desalineamientos y movimientos en las juntas y apoyos. Deberán hacerse mediciones que determinen las cargas muertas actuales, incluyendo las capas adicionales de pavimento y otras modificaciones. Adicionalmente, se determinará la condición de las juntas de expansión, los movimientos térmicos

inusuales, la condición de los accesos y otros factores que afecten el ensayo de carga.

Durante la prueba se realizarán controles periódicos de los elementos más característicos de la obra (en función de su estructura resistente principal), señalándose los defectos que se vayan observando. En las estructuras de concreto es fundamental y del mayor interés un control riguroso del posible proceso de fisuración. Al finalizar las pruebas, volverá a realizarse una última inspección de la obra.

#### B) EVALUACION PRELIMINAR.

Si es factible, el puente deberá ser evaluado teóricamente. El modelo analítico desarrollado en esta etapa será también usado en la evaluación de los resultados del ensayo de carga y en el establecimiento de la evaluación de carga final del puente.

La información obtenida de las investigaciones de campo y la revisión de los registros del puente se usarán para calcular la capacidad de carga aproximada del mismo como un todo, para identificar elementos estructurales críticos y para evaluar la presencia de condiciones que puedan mejorar la respuesta del puente frente a las cargas aplicadas. Adicionalmente, esta información servirá para seleccionar el método de ensayo, planificar la estrategia general para la evaluación y determinación de la evaluación de carga y para controlar la intensidad y posición de las cargas durante el ensayo.

Los cálculos serán desarrollados de forma que puedan predecir, lo más pronto posible, la respuesta del puente frente a las cargas aplicadas antes de que los ensayos sean ejecutados. Este procedimiento establecerá la cantidad aproximada de carga requerida y la magnitud esperada de las deflexiones y deformaciones a ser medidas en campo. El procedimiento para interpretar los resultados obtenidos del ensayo deberá ser determinado antes de que la prueba de inicio, de tal manera que la instrumentación pueda ser colocada de forma que proporcione la información necesaria y relevante para los cálculos.

#### **3.4.2 PLANIFICACIÓN Y PREPARACIÓN DEL ENSAYO DE CARGA.**

Es requisito que se elabore un Proyecto del Ensayo de Carga, el cual deberá estar incluido en el Proyecto de la Obra, correspondiendo, por tanto, su redacción al autor de dicho proyecto. Si bien es deseable que el proyecto del ensayo de carga sea redactado por el propio proyectista, dicho documento podría ser elaborado por un tercero con experiencia en la materia; esto es casi inevitable en puentes ya existentes.

El Proyecto del Ensayo de Carga de un puente se planificará basado en los resultados de la inspección preliminar y de la evaluación teórica, descritos en la sección 3.4.1. La planificación de dicho proyecto se preparará antes de que la prueba se inicie y se deberá organizar cuidadosamente las distintas actividades del ensayo para asegurarse que los objetivos de éste se cumplan.

El Proyecto del Ensayo de Carga incluirá los puntos que a continuación se describen.

#### A) ESTABLECIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL ENSAYO.

Se definirán claramente los objetivos del ensayo de carga a fin de seleccionar adecuadamente el tipo de ensayo a desarrollar. Por ejemplo, si el objetivo del ensayo de carga es confirmar las suposiciones que se hicieron considerando una distribución de carga lateral, entonces, es necesario realizar un ensayo de diagnóstico. Las mediciones de campo requeridas son también funciones de los objetivos del ensayo.

#### B) SELECCIÓN DEL TIPO DE ENSAYO.

La selección del método de ensayo de carga depende de varios factores tales como el tipo de puente, disponibilidad de los detalles de diseño y construcción, condición del puente, resultados de la inspección y evaluación preliminar, disponibilidad de equipo y dinero, y objetivos del ensayo.

Como se dijo anteriormente y de acuerdo al Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga, los ensayos de diagnóstico son recomendados si existe suficiente información disponible del puente. Este tipo de ensayo se realiza para verificar las suposiciones usadas en los cálculos y para establecer si la capacidad de carga del puente es mejor que la estimada por los valores de diseño. Los ensayos de diagnóstico no son apropiados cuando la magnitud de los esfuerzos, debidos a la carga muerta u otros esfuerzos permanentes, no puede ser estimada fidedignamente. Los ensayos de prueba pueden ser desarrollados si los detalles de construcción del puente

no están disponibles y/o si los efectos del deterioro y otros factores no pueden ser evaluados de otro modo.

Otro factor a ser considerado es el nivel de riesgo. Generalmente, los ensayos de diagnóstico son ejecutados en o cerca de los niveles de servicio apropiados, con un pequeño riesgo asociado. Por otro lado, es necesario reconocer que, si los ensayos de prueba no son adecuadamente ejecutados, habrá un alto nivel de riesgo de falla de uno o más componentes del puente.

#### C) MEDICIONES DE LOS EFECTOS DE CARGA.

Los efectos de las cargas que serán medidos en campo durante el ensayo de carga deberán ser acordes con los objetivos de la prueba. Desplazamientos, rotaciones, deformaciones, anchos de fisura y movimientos de junta son efectos típicos que pueden ser monitoreados directamente durante el ensayo de carga. Los esfuerzos axiales y de flexión pueden ser determinados a partir de las deformaciones medidas.

#### D) SELECCIÓN DEL EQUIPO.

La instrumentación deberá ser seleccionada de acuerdo a los objetivos del ensayo de carga, a los efectos de carga que serán medidos y a la disponibilidad del equipo (Ver secciones 3.3.1 y 3.3.2). Generalmente, estará limitada al mínimo que provea la información adecuada y precisa para la correcta interpretación de los resultados.

Deberá tenerse conocimiento exacto de los puntos de medida y de las características y condicionantes de los aparatos de medida utilizados. Además,

deberán preverse e inspeccionarse los medios auxiliares necesarios para el acceso a todos los puntos de medida que lo requieran y a las zonas que deban ser observadas o controladas durante la prueba.

Los aparatos de medida que se usen deberán haber sido utilizados, de preferencia, en pruebas similares y garantizarán una apreciación mínima del orden de un 5% de los valores máximos esperados de las magnitudes que se van a medir. Su campo deberá ser como mínimo superior en un 50% a los valores esperados de dichas magnitudes. Los aparatos de medición deberán quedar libres de influencias extrañas que afecten su precisión y en el caso de la medición de deflexiones, serán tales que garanticen una aproximación de un décimo de milímetro<sup>75</sup>. Las mediciones pueden ser registradas manual o automáticamente dependiendo de factores tales como el tamaño y tipo de puente, la ubicación de la instrumentación, el número de lecturas y el tipo de carga usada.

El diseño de la prueba suministrará la posición de cada uno de los aparatos de medida. En este sentido, se incluirán los planos necesarios para describir con carácter general la posición de todos los aparatos de medida (puntos de medida). En caso de ser necesario, se incluirá un plano de los andamiajes y medios auxiliares que sean precisos instalar.

---

<sup>75</sup> Instructivo propuesto por los ingenieros Antonio Gómez Penagos y Germán Arias Lewing en el documento "Anotaciones sobre Pruebas de Carga en Puentes". (instructivo Col)

De acuerdo a la precisión de las medidas y al detalle de las observaciones que hayan de realizarse, así como para la colocación y control de los aparatos de medida, se deberá disponer de elementos auxiliares tales como accesos adecuados (fáciles y seguros), plataformas de trabajo rígidas, medios de protección contra los agentes atmosféricos, etc. Todas estas precauciones están encaminadas a la mejor ejecución de los ensayos.

#### E) REQUERIMIENTOS DEL PERSONAL.

Deberá estudiarse la distribución y organización del personal que intervendrá en el ensayo. Se debe de contar con personal idóneo para la realización de la prueba, para el control del tráfico durante el ensayo y para la asistencia en la evaluación de los resultados. Se requiere experiencia en este tipo de ensayos, en instrumentación, en investigaciones de campo y conocimiento del comportamiento estructural del puente.

La dirección de las pruebas estará a cargo del Ingeniero Director de la Obra, el cual podrá, ante las incidencias habidas durante la ejecución de las mismas, introducir cuantas modificaciones al programa general sean necesarias, ordenar la realización de pruebas complementarias, modificar o adaptar el tren de carga a las condiciones de las pruebas o las características de la estructura, intensificar las medidas a realizar, ampliar los tiempos de carga, etc. Será quien dará por terminadas las pruebas una vez que las considere realizadas en todas sus fases y deberá, en su caso, ordenar la suspensión de las mismas cuando así lo exija el comportamiento de la estructura durante el ensayo; es decir, si a

su juicio se presentan síntomas de falla en la estructura (aún antes de haber colocado la totalidad de la carga física), tales como la aparición de grietas o el aumento desproporcionado de las deflexiones. Deberá efectuar una inspección previa a la realización del ensayo y otra posterior al mismo en la que se refleje el estado final de la obra después del proceso de carga. Con todos estos datos, descripción del ensayo, incidencias y presentación de resultados redactará el Reporte de la Prueba.

El Director de la Obra podrá encargarse de la realización de las pruebas a personal calificado, al frente del cual estará un Ingeniero especializado en este tipo de trabajos, a quien se le denominará Director de las Pruebas; o a una entidad competente especializada en este campo.

#### F) REQUERIMIENTOS EN LA APLICACIÓN DE LA CARGA.

La magnitud, configuración y posición de la carga de ensayo variará en función del tipo de puente y del tipo de ensayo desarrollado. Se presentan, a continuación, algunos parámetros generales<sup>76</sup>.

##### *F.1) MAGNITUD DE LA CARGA.*

Las magnitudes a medir serán aquellas que especifique el autor del Proyecto, de forma que permitan deducir el correcto comportamiento de la obra frente a las solicitaciones producidas por los trenes de carga utilizados en las pruebas. Como se dijo anteriormente, el proyectista fijará los puntos de la estructura en

---

<sup>76</sup> En la sección 3.4.6, literal B se presentan especificaciones de los requerimientos en la aplicación de las cargas en el caso de pruebas de carga estática, tales como tipos y materialización de trenes de carga; y zonas y formas de aplicación de las cargas.

los que deban medirse las magnitudes correspondientes. Generalmente, se busca tomar medidas de aquellos puntos donde la deformación tenga mayor valor absoluto, para así reducir el porcentaje de error de la medida; tales puntos son los centros de vano y extremos de voladizo, en el caso de flechas y puntos de apoyo, en el caso de giros.

La carga de ensayo deberá producir esfuerzos en todos los miembros críticos del puente. Esta carga puede estar constituida por pesos muertos estáticos o por un(os) vehículo(s) cargado(s) de peso y configuración de ejes conocidos o puede ser aplicada por gatos hidráulicos.

En los ensayos de diagnóstico, la carga es generalmente lo suficientemente baja como para ser representada adecuadamente por uno o dos camiones de volteo cargados. La carga requerida para los ensayos de prueba es considerablemente superior y puede no estar disponible para cada propietario.

#### *F.2) APLICACIÓN DE LA(S) CARGA(S).*

La forma en que será cargado el puente deberá estar claramente identificada antes de que comience el ensayo. Deberá tenerse conocimiento exacto del tren de cargas a utilizar, los movimientos del tren de carga en las distintas fases de la prueba, tiempos para cada estado de carga, etc. En tal sentido, se incluirán los croquis o planos necesarios para describir con carácter general los distintos estados de carga.

La(s) carga(s) de ensayo será(n) colocada(s) en el puente en puntos preseleccionados para obtener el máximo efecto de carga estudiado (a manera

de ejemplo, ver figura 3.12) y deberán ser medidas antes de ser iniciada la prueba.

De acuerdo al “Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga”, cuando se lleven a cabo ensayos de diagnóstico, deberán identificarse y entenderse las distintas condiciones que pueden influir en la capacidad de carga del puente. Si es un ensayo de prueba el que se está ejecutando, la aplicación de cargas y las mediciones de la respuesta del puente deberán hacerse cuidadosamente.

Los ensayos de carga pueden ser una herramienta muy útil para los propietarios de puentes. Pueden traducirse en ahorro permitiendo la continuidad en el uso de puentes antiguos sometidos a un nivel de servicio superior y/o pueden reducir los costos de refuerzo estructural, en caso de ser necesarios. Además, los resultados del ensayo de carga pueden, también, emitir una advertencia cuando el puente no se esté comportando adecuadamente.

Por otro lado, el desconocimiento de los ensayos de carga ocasiona que algunos propietarios de puentes se muestren preocupados de que este tipo de pruebas originen algún tipo de daño en la estructura o que la evaluación de los resultados del ensayo sea arbitraria, resultando conclusiones poco confiables. Se requieren, por tanto, procedimientos y guías que impulsen y animen a la práctica de ensayos de carga estandarizados en puentes.

### F.3) PROVISIONES PARA IMPACTO.

En la evaluación teórica de los ensayos de diagnóstico se usa el factor de impacto establecido en las Especificaciones AASHTO<sup>77</sup>. Los niveles mínimos de carga en los ensayos de prueba deberán considerar un factor de impacto.

### G) SEGURIDAD Y CONTROL DE TRÁFICO.

La seguridad del personal, del equipo y del puente es primordial durante el desarrollo del ensayo. Deberán tomarse las precauciones necesarias para controlar y regular el tráfico peatonal y vehicular. Generalmente, la circulación de vehículos y peatones no es permitida bajo o sobre el puente.

### H) POSIBLES REDUCCIONES.

En las pruebas de carga de obra nueva se presentan casos en los que parece lógico adoptar alguna reducción en cuanto a la intensidad y detalle en su ejecución, siempre de acuerdo con el criterio del Ingeniero Director de las Obras. Los casos más frecuentes son los siguientes<sup>78</sup>:

- *Puentes con varios vanos iguales.* En este caso deberán ensayarse todos los vanos, pero la prueba de carga completa puede reducirse a un número de ellos, siempre y cuando el control llevado en la obra sea minucioso, realizando en el resto, pruebas de carga reducidas (las cuales se explican en el literal K). En el caso de puentes hiperestáticos con vanos iguales deberá efectuarse la prueba completa en los vanos

---

<sup>77</sup> Ver tabla 2.10, Sección 2.2.2, Capítulo II de este documento.

<sup>78</sup> Pruebas de Carga en Puentes de Carretera. Dirección General de Carreteras de España. España. Marzo 1988.

extremos y en al menos un número de vanos interiores que representen el 30% de la totalidad de vanos. Si se trata de vanos isostáticos iguales, será suficiente realizar la prueba completa en un número de vanos que represente el 30% de la totalidad de vanos del puente.

- *Obras iguales e independientes.* En este caso, la prueba se realizará en todas las obras, pero podrá hacerse la prueba de carga reducida en un número de ellas no superior al 50% siempre y cuando hayan sido ejecutadas en las mismas condiciones.

El instructivo Colombiano<sup>79</sup> establece que para la prueba estándar, en puentes sin reservas técnicas, se debe por lo menos ensayar la luz más larga en los puentes de varias luces simples y los sitios de máximos momentos en los demás puentes. En caso de varios puentes iguales se debe ensayar el 30% de los puentes, pero si se presenta un rechazo, se deben ensayar todos.

#### I) NIVELACION DE LA OBRA.

En el caso de puentes con luces superiores a 25 m, así como en el caso de estructuras con sustentación hiperestática o de estructuras de concreto en las que se prevea la existencia de deformaciones diferidas de cierta importancia, se realizará, una vez concluida la prueba de carga, una nivelación general de la obra referida a puntos fijos que deberán quedar materializados en el terreno circundante y de cuya situación se dejará constancia en el Reporte de la prueba.

---

<sup>79</sup> Idem 75.

#### J) PRUEBAS ADICIONALES.

El ingeniero Director de la Obra podrá ordenar la realización de pruebas adicionales si lo estima necesario, cuando haya duda de los resultados obtenidos en las pruebas o sobre la correcta ejecución de alguna parte de las mismas. Este tipo de pruebas no estará por lo general previsto en el proyecto, aunque sí pueden figurar en el mismo, algunos de los condicionantes que aconsejen su realización.

Para eliminar efectos secundarios (como el deslizamiento en las conexiones de miembros de componentes múltiples) los casos de carga de ensayo crítica se repetirán un mínimo de dos veces o hasta que se obtenga una correlación entre cada repetición. Se compararán los efectos de carga para las distintas posiciones medidas y se justificará cualquier desviación. Una buena concordancia entre los resultados obtenidos en las posiciones de carga repetidas, indican generalmente un comportamiento elástico del puente y proporcionan confianza en el correcto desempeño de la instrumentación.

#### K) PRUEBAS DE CARGA REDUCIDAS.

En este tipo de pruebas, una vez inspeccionada la obra, se le somete a un proceso de carga similar al de las pruebas completas, pero en el que sólo es preciso efectuar medidas en los puntos más característicos (de acuerdo a su tipología), bastando generalmente con la medida de las flechas en el centro de la luz de cada uno de los tramos. La aplicación de carga podrá, a juicio del Director de la prueba, reducirse a un solo ciclo y a un solo escalón de carga (la

aplicación de la carga para un ensayo de carga estático se explica en el literal B de la sección 3.4.6).

#### L) EFECTOS AMBIENTALES.

En el transcurso de la prueba puede producirse una continua variación en la temperatura y otros cambios en las condiciones ambientales que, en consecuencia, puede afectar de dos formas el ensayo:

- Por las deformaciones (y, en el caso de estructuras hiperestáticas, esfuerzos) inducidas en la estructura.
- Por su influencia sobre los aparatos y sistemas de medidas.

Es necesario compensar los efectos que la temperatura tiene sobre los instrumentos utilizados como los inducidos en miembros estructurales. Estos efectos se minimizan si la duración del ensayo es corta y la temperatura constante.

Con relación a la influencia de las condiciones ambientales sobre los aparatos y sistemas de medidas, durante la ejecución de las pruebas éstos deberán protegerse convenientemente de la influencia del medio ambiente y tomar las precauciones necesarias para asegurar la máxima concordancia entre los valores reales y los resultados medidos.

Siempre que sea posible, se procurará elegir para las pruebas la estación del año y las horas del día más apropiadas, de forma que las condiciones ambientales influyan lo menos posible sobre el comportamiento de la estructura y del sistema de medida.

### **3.4.3 EJECUCIÓN DEL ENSAYO DE CARGA.**

El primer paso en la ejecución del ensayo de carga es la instalación y control de la instrumentación a utilizar. El tiempo requerido para instalar la instrumentación depende del número de posiciones de medida y de la accesibilidad a las mismas, del tipo de instrumentos y de las condiciones ambientales. Generalmente, la instrumentación puede ser instalada sin cerrar el puente al tráfico.

Después de que la instrumentación ha sido colocada en su lugar puede iniciarse el ensayo. El método preferido para desarrollar la prueba es cerrar el puente a todo el tráfico vehicular y peatonal mientras dure el experimento, usualmente de 1 a 4 horas. Si fuese necesario, el puente puede ser reabierto al tráfico entre posiciones o incrementos de carga sucesivos, pero la instrumentación deberá ser calibrada a cero antes y después de cada uno de esos eventos.

Debido a los costos asociados al ensayo de carga y al cierre del puente, deben tomarse precauciones para asegurarse que durante la prueba se obtendrá información precisa y fiable. De esta manera, es importante monitorear el comportamiento del puente, evaluar su respuesta a posiciones de carga repetidas y considerar los cambios de temperatura durante el desarrollo del ensayo de carga.

Al inicio del ensayo de carga y al final de cada incremento de carga se medirán los desplazamientos, deformaciones, rotaciones y anchos de fisuras. Se harán

suficientes mediciones en todos los posibles puntos críticos para evaluar completamente la respuesta estructural del puente bajo cada incremento de carga. Durante el ensayo, los resultados obtenidos se compararán con los estimados (basados en cálculos previos) para detectar cualquier comportamiento inusual que pueda justificar cambios en los procedimientos de la prueba. La deformación y recuperación debidas a la carga y descarga, en puntos críticos, se monitorearán cuidadosamente después de cada incremento de carga con el fin de determinar el posible inicio de un comportamiento no lineal. Una vez que se observe un comportamiento no lineal significativo, el puente será descargado inmediatamente y se registrarán las mediciones para esta condición de descarga. Durante la prueba, se registrarán también las condiciones de temperatura y del ambiente.

#### **3.4.4 EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO DE CARGA.**

Al finalizar el ensayo de carga en campo y previo al uso de los resultados arrojados por el mismo es necesario valorar la fiabilidad de dichos resultados y comprender cualquier diferencia entre los efectos de carga medidos y los estimados. Así también, es importante evaluar los valores remanentes y los criterios de aceptación de resultados considerados para la prueba (Ver sección 3.4.6, literales D y E, respectivamente).

#### A) FIABILIDAD.

Los factores que pueden contribuir a la fiabilidad de los resultados de la prueba son la experiencia del personal, el tipo y alcance de la instrumentación utilizada, la repetición de los resultados para el mismo caso de carga, las condiciones de temperatura y la compatibilidad de los efectos medidos con aquellos pronosticados por la teoría. Todos estos factores serán considerados en la aceptación general de los resultados de la prueba.

#### B) DIFERENCIAS ENTRE VALORES MEDIDOS Y CALCULADOS.

Para utilizar cabalmente los resultados del ensayo de carga, es importante ser capaz de explicar por qué el puente se comporta de forma distinta al modelo analítico usado en los cálculos preliminares. Los factores que pueden explicar todas o parte de estas diferencias están descritos en la sección 3.2.

#### **3.4.5 REPORTE.**

Se preparará un reporte que describa los resultados de la investigación de campo, los procedimientos seguidos, tipo y localización de la instrumentación, descripción del ensayo de carga y los cálculos de evaluación finales del puente. El informe puede contener también recomendaciones para la reparación y/o reforzamiento y mantenimiento periódico de la estructura y todas las observaciones que se estime conveniente añadir.

El ensayo de carga será documentado en un reporte que contenga la siguiente información:

#### A) DATOS GENERALES.

Se hará constar la fecha de realización de los ensayos, la referencia del Proyecto de la prueba y el Autor del mismo, el nombre de la estructura, localización, la finalidad de la prueba, personas que asisten a la realización de la misma en representación de la Administración o, en general, de la propiedad de la obra, etc.

#### B) DESCRIPCIÓN DE LA OBRA.

Se indicará el tipo de la obra y sus características, tales como tamaño del puente, incluyendo su longitud, ancho, número de vanos, luces, número de carriles; descripción del vano ensayado incluyendo el tipo de superestructura, material y otra información pertinente, situación geográfica del puente y todos aquellos detalles que sirvan para definir de modo claro y preciso la obra a ensayar.

#### C) PROPÓSITO DEL ENSAYO DE CARGA.

Se explicarán las razones que motivaron el ensayo y los objetivos del mismo.

#### D) ESTADO PREVIO DE LA OBRA.

Se indicarán cuantos detalles de interés se hubieran observado durante la inspección previa (realizada según se indica en la sección 3.4.1), incluyendo la condición de los componentes estructurales y la condición global de la estructura. Incluir cualquier medición usada en el cálculo de las cargas muertas existentes, propiedades de los miembros, etc.

#### E) EVALUACIÓN DE CARGA PRELIMINAR / ANÁLISIS.

Descripción de la evaluación de carga y el análisis realizado previo al ensayo de carga incluyendo las suposiciones hechas, tipo de modelo analítico y resultados de la evaluación.

#### F) CARGA DE ENSAYO.

Descripción de las cargas de ensayo incluyendo si el puente fue cerrado o permaneció abierto al tráfico durante el ensayo, tipo de cargas, incrementos de carga, número de vehículos de carga empleados (o en su caso, la descripción del tren de carga utilizado) definiendo sus dimensiones, pesos totales, pesos por eje y distancias entre dichos ejes, velocidad del vehículo (si aplica), posición sobre la estructura, etc. Se indicarán también los casos de repetición de carga.

#### G) PUNTOS Y APARATOS DE MEDIDA.

Se indicará el número y la situación de todos los puntos de medida, así como el sistema de medida utilizado, tipo y precisión de los aparatos de medida y un rango aproximado de las mediciones esperadas bajo las cargas de ensayo.

#### H) MEDICIONES DE LOS EFECTOS DE CARGA.

Localización de la instrumentación, mediciones para cada caso de carga y comparación de los valores medidos versus los calculados.

#### I) CONDICIONES CLIMATOLÓGICAS.

Se incluirán los datos referentes a temperatura, lluvia, etc.

#### J) DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO.

Se indicará la hora de comienzo de cada estado de carga, la descripción de dicho estado, tiempo transcurrido entre carga y descarga, número de escalones, números de ciclos, medidas realizadas, etc., indicando en cada momento la hora y cualquier otro detalle significativo. En el caso de estructuras de concreto, se hará una descripción detallada del proceso de fisuración, si es que existe; se incluirán también los valores teóricos de cálculo para su comparación con los obtenidos experimentalmente.

#### K) ESTADO FINAL DE LA OBRA.

Se anotarán los resultados y observaciones correspondientes a la inspección efectuada una vez realizadas las pruebas.

#### L) NIVELACIÓN DE LA OBRA.

Se incluirán los datos referentes a la nivelación de la obra efectuada después de concluidas las pruebas, dejándose constancia de la situación de los puntos de referencia.

#### M) CÁLCULOS FINALES DE EVALUACIÓN DE CARGA.

Se incluirán los cálculos completos y las suposiciones asumidas. En los ensayos de diagnóstico, los cálculos deberán mostrar las diferencias entre los esfuerzos medidos y los estimados y las razones que expliquen dichas diferencias.

#### N) CONCLUSIONES.

En este apartado se describirán los resultados del ensayo, la evaluación de carga, recomendaciones para reparaciones o refuerzos (si fuese necesario) y las acciones de seguimiento, incluyendo la necesidad de ensayos de carga futuros. Esta información puede ser de ayuda para el propietario al decidir si debe o no tomar algún tipo de acción.

#### O) VARIOS.

Se incluirán cuantas incidencias o detalles se observen no incluidos en los apartados anteriores y cuyo conocimiento pueda ser necesario para una mejor comprensión del desarrollo de las pruebas y de los resultados obtenidos. Es conveniente dejar constancia tanto del desarrollo de las pruebas como de los detalles observados durante las inspecciones con una correspondiente documentación fotográfica.

#### P) FIRMA.

El Reporte será firmado por el Ingeniero Director de la Obra y, en su caso, por el Ingeniero director de las Pruebas, pudiendo también ser firmada por las demás personas asistentes a la Prueba por sí mismos o en representación de la Propiedad de la Obra o de la Administración. Además de las copias reglamentarias (para el propietario, la supervisión y el director de la obra), se enviará una copia del Reporte al Ingeniero Autor del Proyecto de la Obra.

### **3.4.6 DATOS GENERALES EN PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICAS.**

#### **A) PLAZO DE EJECUCIÓN.**

La prueba de carga de recepción se realizará antes de la puesta en servicio de la estructura.

En el momento de iniciarse la prueba, el concreto de cualquier elemento resistente de la obra deberá tener una edad mínima de 90 días según la reglamentación española y de 42 días según el instructivo colombiano. Ambos documentos permiten una reducción en la edad mínima del concreto. El primero de éstos, a 28 días, siempre y cuando el concreto haya alcanzado en ese plazo la resistencia característica exigida en el proyecto y que la obra haya estado sometida durante su construcción a una buena supervisión; y el segundo, antes de los 42 días, mediante un acuerdo explícito entre el diseñador de la prueba, el propietario y la supervisión. Cabe mencionar que dentro del concepto de “concreto” debe incluirse cualquier unidad resistente a base de cemento, como es el caso de la inyección de los conductos de postensado.

Estas mismas condiciones son aplicables a obras antiguas después de un proceso de reforma. En los elementos metálicos no se exigen plazos mínimos para la realización de las pruebas.

En general, la prueba de carga se realizará después de concluida totalmente la obra. Si por alguna circunstancia fuera necesaria realizarla antes de la ejecución de algunas de las unidades no estructurales que forman parte de la

carga permanente, tales como el pavimento, aceras, barandales, etc., pueden seguirse dos caminos:

- a) Materializar una carga permanente supletoria equivalente a esas unidades de obras, colocándola, en este caso, con una antelación no inferior a 12 horas en los puentes de concreto y prefabricados y de 4 horas en los metálicos. Según el instructivo colombiano la carga con la cual se remplazará la carga muerta faltante al momento de iniciar la prueba de carga (carga muerta supletoria) debe ser sustituida por otras cargas repartidas y/o concentradas, determinadas por el diseñador de la prueba, o en su defecto, por la supervisión. Esta carga muerta supletoria, a diferencia de lo estipulado en el manual español, debe permanecer sobre el puente el tiempo indicado por el diseñador de prueba, pero no menos de 24 horas antes de hacer las lecturas iniciales. Este plazo puede reducirse mediante un acuerdo explícito entre el diseñador de la prueba, el propietario y la supervisión. En cualquier caso, las lecturas iniciales deben hacerse cuando toda la carga muerta esté actuando sobre la estructura.
- b) Incrementar la carga de ensayo en la proporción que la ausencia de tales unidades represente.

De cualquier forma, esta circunstancia se reflejará en el Reporte de la prueba.

## B) TREN DE CARGAS.

Se pueden mencionar tres tipos de trenes de carga:

1. *Tren de carga de cálculo.* Es el definido en la norma o reglamento que se haya usado como base en el diseño del puente.
2. *Tren de carga del proyecto de la prueba.* Es el que adopta el proyectista con el único fin de prever las deformaciones que va a presentar la estructura durante la prueba de carga. Debe fijarse de tal forma que pueda luego materializarse en un tren de prueba y que los esfuerzos que produzca sobre la estructura no sean superiores a los que producirían el tren de carga de cálculo. Un concepto similar es usado en el instructivo colombiano, en el cual se define a la *carga de ensayo* como aquella condición teórica de carga con la cual se diseñará la prueba de recibo. La *carga de ensayo* para la prueba de recibo estándar, en puentes sin reservas técnicas, será por lo menos el 75% de la respectiva carga viva con impacto usada en el proyecto de la estructura, así:

$$0.75 * (\text{Carga viva, sin factorar y con impacto, usada en proyecto estructural}) \quad (3.3)$$

3. *Tren de carga de la prueba.* Es el conjunto de vehículos, generalmente camiones, realmente utilizados en la prueba de carga. Estos deberán reproducir lo más fielmente que sea posible los esfuerzos producidos por el tren de carga del proyecto de la prueba. El concepto equivalente utilizado en el instructivo colombiano es el de *sobrecarga física*, que es la condición real de carga con la cual se desarrollará la prueba de recibo; en otras palabras, el

diseñador materializará la *carga de ensayo* valiéndose, ordinariamente, de camiones y deberá aproximar lo mejor posible la *sobrecarga física* a la *carga de ensayo*. En el diseño de la *sobrecarga física*, cada vehículo debe de estar identificado y debe de contar con una localización exclusiva.

#### ***B.1) MATERIALIZACIÓN DEL TREN DE CARGA.***

Dada la dificultad de materializar el tren de cargas, se empleará, normalmente, un tren de carga constituido por camiones u otros vehículos análogos, que deberán ser entre sí lo más parecidos que sea posible en cuanto a forma, peso y dimensiones. Su número y características deberán ser los necesarios para adaptarse a los distintos estados de carga definidos en el proyecto de la prueba.

En ningún caso las solicitaciones a que dé lugar el tren de carga real podrán ser superiores a los valores que teóricamente producirían la aplicación del tren de carga definido en la norma o reglamento usado en el diseño del puente. Se aconseja no superar el 90% de dichos esfuerzos. Según el documento “Pruebas de cargas en puentes de carreteras” (Dirección General de Carreteras), se estima suficiente que las solicitaciones a que dé lugar el tren de carga real alcancen entre el 70 y 80% de los valores máximos producidos por el tren de carga definido en la IAP-98<sup>80</sup>.

Antes de comenzar el ensayo cada vehículo deberá estar debidamente identificado, disponiéndose de las características de todos los vehículos tales

---

<sup>80</sup> Instrucción Sobre las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carreteras. España. 1998.

como sus dimensiones, pesos por ejes y distancias entre dichos ejes. Se comprobará especialmente el peso real de cada uno de los vehículos o elementos de cargas debiendo tener el cuidado que su valor sea obtenido con una precisión no inferior al 5% y que se mantenga sensiblemente constante durante el ensayo.

Se recomienda conocer con anticipación, las condiciones climatológicas al momento de ejecutar la prueba de carga<sup>81</sup>. Es necesario tener en cuenta que la lluvia puede afectar el peso de los camiones, así como el peso del puente en sí, sobretodo si éste no cuenta con un adecuado sistema de drenaje; por otro lado, los equipos de medición podrían verse afectados por la lluvia, viento y/o altas temperaturas.

En cuanto a la materialización de las cargas, cabe mencionar lo que el “Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga” establece en su sección 2.5. De acuerdo a dicho documento es importante que cualquier sistema de carga considere la seguridad del personal y la anulación de daños considerables o la falla catastrófica de la estructura. Una aplicación conveniente de la carga, tanto para los ensayos de diagnóstico como para los de prueba, son las cargas estáticas, estacionarias o móviles. Si una carga estacionaria se aplica al puente, ésta no puede ser fácilmente reducida una vez que un valor pico de la capacidad de carga del puente haya sido alcanzado.

---

<sup>81</sup> Ver también sección 3.4.2, literal L

Un buen sistema de carga para ambos tipos de ensayos (de diagnóstico y de prueba) deberá poseer las siguientes características:

1. Ser representativo de los vehículos de prueba;
2. La carga sea ajustable en magnitud;
3. Las cargas sean maniobrables; y
4. Las cargas permitan repetición, de forma que pueda comprobarse tanto la respuesta lineal, del puente bajo los distintos ciclos de carga, como el regreso a cero de dicha respuesta, después de ser removidas las cargas.

#### *B.1.1) Aplicación de Cargas Estacionarias.*

Generalmente, las cargas estacionarias se aplican a puentes colocando, con ayuda de una grúa posicionada afuera del mismo, bloques de peso conocido. Este tipo de cargas presentan varias desventajas en términos de su manejabilidad para ser colocadas en distintas posiciones de carga y posterior remoción. Además, si las cargas son aplicadas lentamente, se deberán considerar los efectos de la temperatura para ciertos tipos de estructuras.

#### *B.1.2) Aplicación de Cargas Móviles.*

Una carga móvil es aquella que puede ser fácilmente aplicada en diferentes posiciones, tanto longitudinal como transversalmente, para simular todos los posibles estados de carga en el puente. Estas posiciones serán determinadas previamente por el ingeniero en función de la tipología del puente y de los objetivos que persigue el ensayo de carga. Generalmente, se usan uno o más camiones de volteo o camiones de ensayo especialmente diseñados.

En este tipo de ensayo, el vehículo deberá acercarse y circular sobre el puente a una velocidad de 5 millas/hora (8 km/hora) o menor y la respuesta estructural será monitoreada constantemente. El camión de ensayo se detendrá en posiciones predeterminadas sobre el puente y la respuesta de éste será medida bajo condiciones de carga estáticas. Un vehículo de ensayo típico es aquel cuyas cargas y espaciamentos por eje son conocidos, como por ejemplo los vehículos que se definen en la Especificaciones AASHTO. El camión puede estar cargado con el peso total requerido o aumentar su peso durante la prueba (adicionándosele bloques de concreto, por ejemplo).

#### *B.2) ZONAS DE APLICACIÓN DE LA CARGA.*

Generalmente, la sobrecarga que sustituye al tren de cálculo se aplicará solamente en la calzada y hombros, sin que sea necesario someter a prueba las aceras. Los estados de carga serán determinados por el proyectista de la prueba de forma que, cargando convenientemente distintas zonas de la estructura, se alcancen los porcentajes deseados de los esfuerzos máximos producidos por el tren de carga de cálculo en las secciones críticas.

Como norma general se aconseja la aplicación de los siguientes criterios:

- En los tramos simplemente apoyados de un puente tipo viga, se cargará la luz total.
- En puentes tipo viga (hiperestáticos y de múltiples apoyos) se cargarán escalonadamente dos vanos consecutivos y alternos.

- En el caso de los pórticos se cargarán la luz entre apoyos, la luz total y las zonas en voladizo.
- En el caso de puentes de arcos se cargará cada tramo en escalones sucesivos, una mitad de la luz, la otra mitad, la luz total y la mitad central.

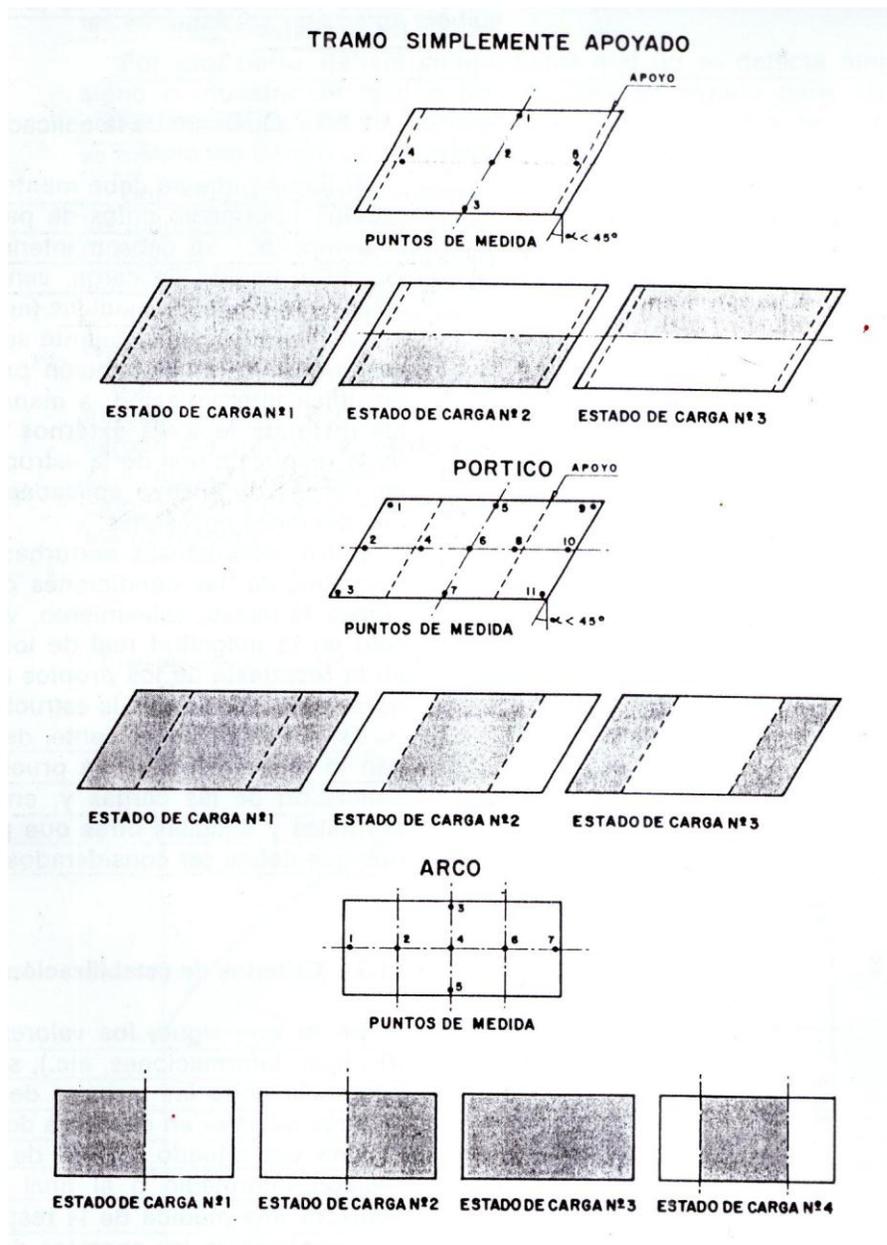


Fig. 3.12. Estados de carga recomendados para tramos simplemente apoyados, pórticos y arcos.

Como se mencionó con anterioridad, se distribuirán uniformemente los vehículos de carga en el ancho de la calzada y hombros. Su localización debe estar señalizada oportunamente y su puesto en el orden de entrada y salida perfectamente determinados. En la figura 3.12 se presentan los estados de carga recomendados para algunos de los casos anteriores.

### **B.3) FORMA DE APLICACIÓN DE LAS CARGAS.**

- a) *Ciclos de carga.* Se aconseja efectuar un mínimo de dos ciclos para cada uno de los estados de carga definidos en el proyecto de la prueba, con el fin de observar la concordancia de las medidas obtenidas.
- b) *Escalones de carga.* Una vez decidida la carga de ensayo es frecuente que ésta se aplique de forma progresiva en varias fases o escalones, la carga de ensayo se aplicará en un mínimo de dos escalones; en el caso de puentes de varios vanos iguales o análogos podrán, a juicio del Director de la prueba, reducirse, e incluso limitarse, a uno; también podrá reducirse el número de escalones en los ciclos de carga posteriores al primero, una vez visto el comportamiento de la estructura en los ciclos anteriores. En cualquier caso, el número de ciclos y de escalones vendrá determinado por las condiciones previstas en el proyecto de la prueba de carga.

Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o de descarga se efectuarán con la suficiente lentitud para no provocar efectos dinámicos no deseados y se organizarán de forma que la

realización de cualquier estado de carga no produzca sobre otras partes de la estructura solicitaciones superiores a las previstas.

- c) *Duración de la aplicación de las cargas.* El tiempo que se debe de mantener la carga en un escalón intermedio antes de pasar al escalón siguiente, así como el tiempo que se debe mantener la carga total correspondiente a un cierto estado de carga, vendrá determinado por el criterio de estabilización de las medidas (ver sección 3.4.6, literal C).

De forma general, la sección D.3.6.2.5 del instructivo colombiano establece que “En el diseño de la prueba deben quedar establecidos en forma específica el número de las etapas de carga y de descarga así como las medidas que deben efectuarse entre una y otra etapa. El diseñador de la prueba procurará que los pesos colocados en cada etapa sean aproximadamente iguales”. La sección D.3.6.3.7 complementa lo recientemente enunciado: “La sobrecarga física se colocará en las etapas señaladas en el diseño de la prueba, pero esas etapas no podrán ser menos de tres. En cada una de las etapas se incrementará en una cantidad aproximadamente igual la carga física hasta completar la totalidad de la carga en la última etapa”.

#### C) CRITERIOS DE ESTABILIZACION.

El criterio de estabilización de las medidas, se refiere a que al transcurrir el tiempo se registre, aproximadamente, el mismo valor de la medida, de acuerdo a los parámetros que en esta sección se definen.

Los valores de la respuesta de la estructura (flechas, deformaciones, etc.) se obtienen en cada momento como una diferencia entre las lecturas de los aparatos en ese instante y las lecturas iniciales en descarga del ciclo que se está realizando.

Colocado el tren de carga correspondiente, en un escalón determinado o al final de cualquier estado de carga, se realizará una medida de la respuesta instantánea de la estructura, y se controlarán los aparatos de medición situados en los puntos en que se esperen las deformaciones más desfavorables desde el punto de vista de la estabilización.

Transcurridos 10 minutos se realizará una nueva lectura en dichos puntos. Si las diferencias entre los nuevos valores de la respuesta y los instantáneos son inferiores al 5% de éstos últimos, o bien son del mismo orden de la precisión de los aparatos de medida, se considerará estabilizado el proceso de carga y se realizará la lectura final en todos los puntos de medida.

En caso contrario, se mantendrá la carga durante un nuevo intervalo de 10 minutos, y deberá cumplirse al final de los mismos que la diferencia de lecturas correspondiente a ese intervalo no supere en más de un 20% a la diferencia de lecturas correspondientes al intervalo anterior o bien del orden de la precisión de los aparatos de medida.

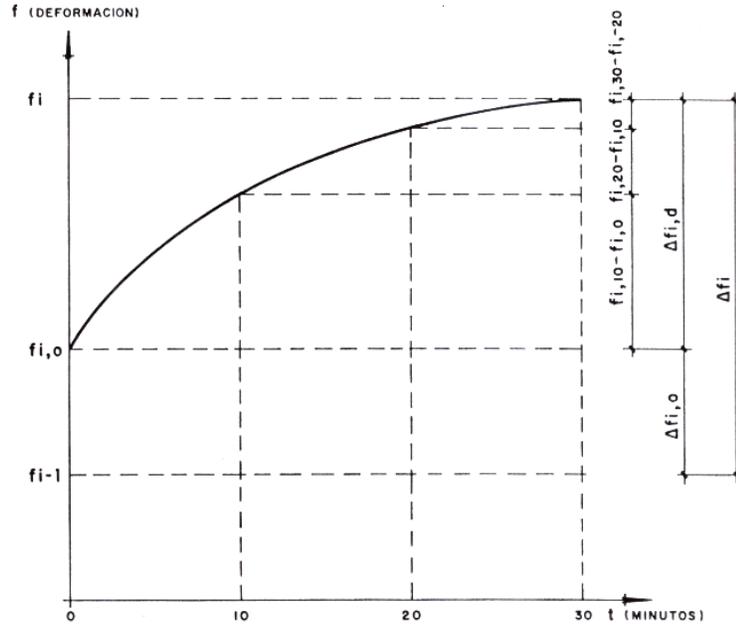
Una vez alcanzada la estabilización se tomarán las lecturas finales en todos los puntos de medición. Además, deberá comprobarse que no se detecta ningún signo o muestra de fallo o inestabilidad en alguna parte de la estructura; si es

de concreto armado, se comprobará que las fisuras se mantengan dentro de los márgenes admisibles (ver literal E, Criterios de Aceptación, en esta misma sección).

Una vez descargada totalmente la estructura se esperará a que los valores de las medidas estén estabilizados, aplicando el mismo criterio seguido para el proceso de carga. La diferencia entre los valores estabilizados después de la descarga y los iniciales antes de cargar, serán los valores remanentes correspondientes al estado considerado.

En el caso que la diferencia entre los valores obtenidos inmediatamente después de la descarga y los obtenidos antes de cargar sea inferior al límite que para cada caso se establece en el literal D de la sección 3.4.6 (del presente documento), no será necesaria la comprobación del criterio de estabilización y podrá procederse a la lectura definitiva de todos los aparatos de medida.

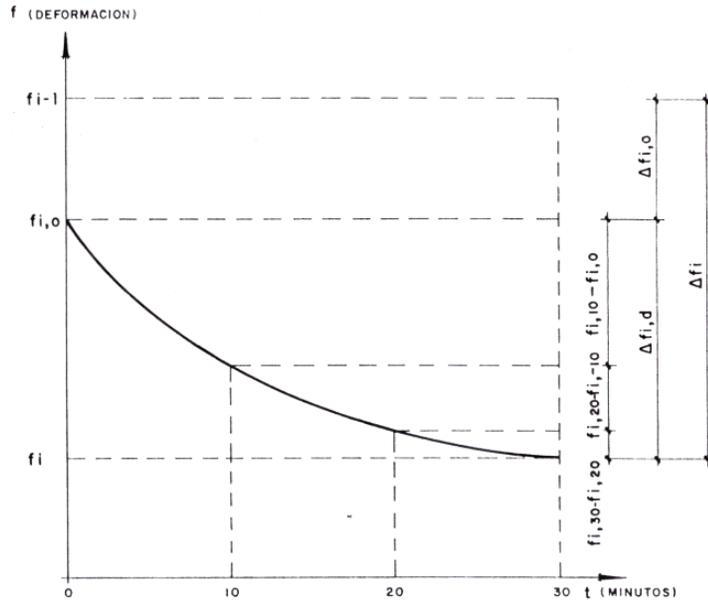
En ningún caso se iniciará la ejecución de un nuevo ciclo de carga antes de haber transcurrido al menos 10 minutos desde la descarga correspondiente al ciclo precedente. El proceso general de carga y descarga está detallado en las figuras 3.13, 3.14, 3.15.



**Fig. 3.13. Escalón de carga.**

Donde:

- $f_i - 1$  : Deformación final estabilizada del escalón anterior (si se trata del primer escalón será el valor inicial en descarga).
- $f_{i,0}$  : Deformación instantánea, al principio del escalón  $i$ .
- $f_{i,t}$  : Deformación a los  $t$  minutos del escalón  $i$ .
- $f_i$  : Deformación final estabilizada del escalón  $i$ .
- $\Delta f_{i,0}$  : Incremento de deformación instantánea del escalón  $i$ .
- $\Delta f_{i,d}$  : Incremento de deformación diferida del escalón  $i$ .
- $\Delta f_i$  : Incremento de deformación del escalón  $i$ .



**Fig. 3.14. Escalón de descarga.**

Donde:

$f_{i-1}$  : Deformación final estabilizada del escalón anterior.

$f_{i,0}$  : Deformación instantánea, al principio del escalón i.

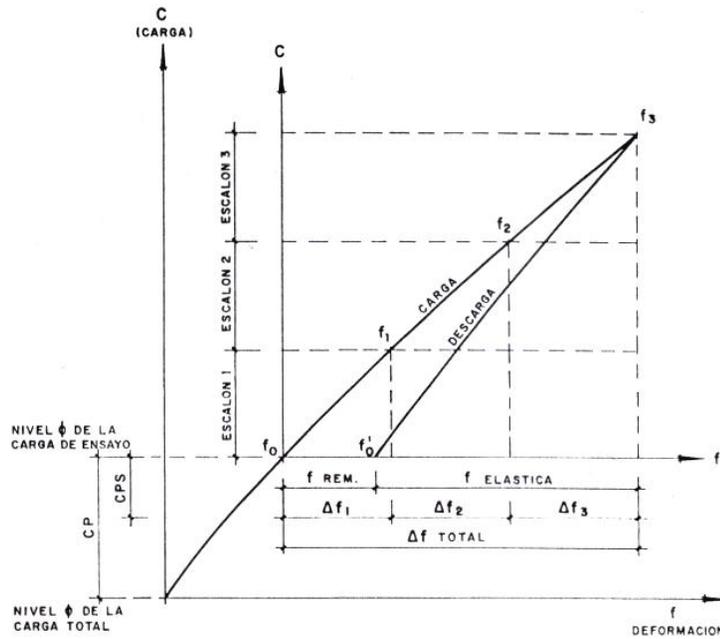
$f_{i,t}$  : Deformación a los t minutos del escalón i.

$f_i$  : Deformación final estabilizada del escalón i.

$\Delta f_{i,0}$  : Decremento de deformación instantánea del escalón i.

$\Delta f_{i,d}$  : Decremento de deformación diferida del escalón i.

$\Delta f_i$  : Decremento de deformación del escalón i.



**Fig. 3.15. Proceso de carga/descarga.**

Donde:

CP : Carga permanente.

CPS : Carga permanente supletoria (en el supuesto de colocarla antes de la prueba).

De forma general, la sección D.3.6.3.7 del instructivo colombiano establece que cada vez que se termine de colocar una etapa de la carga física, se hará por lo menos una ronda completa de lecturas, las cuales serán analizadas inmediatamente por el Director de la Prueba mediante la comparación con los datos esperados. En cuanto a la permanencia de las cargas sobre la estructura y su posterior descarga, dicho documento menciona que la totalidad de la

sobrecarga física y de la carga muerta supletoria<sup>82</sup> deberán permanecer sin modificación durante el tiempo indicado en el diseño de la prueba. Este período no puede ser menor de 24 horas contadas a partir de haberse completado la ronda de lecturas posterior a la colocación de la última etapa de la carga física. Terminado este período, se hará una nueva ronda de lecturas y se procederá al descargue de la estructura. La descarga de la sobrecarga física se realizará en el mismo número de etapas en que se efectuó la carga. Después de cada etapa de descarga se hará por lo menos una ronda completa de lecturas. La última ronda de lecturas se hará después de por lo menos 24 horas de haberse retirado la última etapa de la sobrecarga física, pero sin retirar la carga muerta supletoria, si la hay.

#### D) VALORES REMANENTES.

Los valores remanentes (dr) después del primer ciclo de carga se considerarán aceptables siempre que sean inferiores a los límites previamente establecidos en el proyecto de la prueba. A falta de otros criterios, pueden considerarse los siguientes<sup>83</sup>:

a) Puentes de fábrica y de concreto armado:

25% si la edad de la obra es inferior a dos meses.

15% si la edad de la obra es superior a seis meses.

b) Puentes de concreto pretensado o mixtos:

---

<sup>82</sup> Tal como se definió en la sección 3.4.6, literal A, la carga muerta supletoria es aquella carga con la cual se reemplazará la carga muerta faltante al momento de iniciar la prueba de carga. La carga muerta faltante se refiere a unidades no estructurales que forman parte de la carga permanente, tales como el pavimento, aceras, barandales, etc.

<sup>83</sup> Pruebas de Cargas en Puentes de Carreteras. Dirección General de carreteras. España. 1988.

15% si la edad de la obra es inferior a dos meses.

10% si la edad de la obra es superior a seis meses.

c) Puentes metálicos:

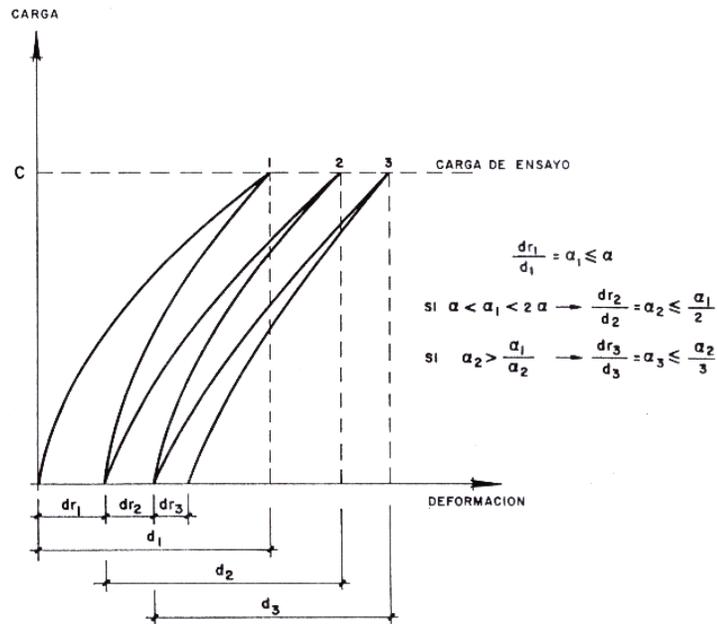
10% cualquiera que sea la edad de la obra.

Estos límites están referidos a las deformaciones máximas.

Al terminar el primer ciclo de carga y obtener valores remanentes que superen los límites que se hubieran previsto como admisibles se procederá de la forma siguiente:

- Si los valores remanentes alcanzan el doble de los admisibles se suspenderá la aplicación de la carga.
- Si los valores remanentes superan el límite admisible, pero sin llegar a doblar este valor, se deberá realizar un segundo ciclo de carga y deberá entonces cumplirse que la deformación remanente correspondiente a este segundo ciclo no supere el 50% de la correspondiente al primer ciclo.
- Si esto no se cumple se realizará un tercer ciclo de carga y deberá verificarse que la deformación remanente correspondiente al mismo no supere a la tercera parte de la correspondiente al segundo ciclo. Caso que, realizado el tercer ciclo no se hubieran alcanzado resultados satisfactorios, el ingeniero director de la prueba suspenderá la aplicación de la carga correspondiente, tomando respecto a los demás estados de carga, las medidas que crea convenientes.

El proceso anterior se indica en la figura 3.16, donde C es el valor de carga;  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$  son las deformaciones totales y  $dr_1$ ,  $dr_2$ ,  $dr_3$  son las deformaciones remanentes correspondientes a cada uno de los ciclos de carga realizados.



**Fig. 3.16. Valores remanentes.**

Donde:

A : Valor admisible de la relación Deformación remanente / Deformación total.

$dr_1$  : Deformación remanente correspondiente al ciclo 1.

$D_1$  : Deformación total correspondiente al ciclo 1.

$A_1 = \frac{dr_1}{d_1}$  : Relación Valor remanente / Valor total en el ciclo 1.

En su sección D3.6.3.12, titulada “Recuperación”, el instructivo colombiano estipula que “La comparación de las lecturas durante las etapas de carga y de descarga permitirá medir la capacidad de recuperación de la estructura. Esta

capacidad constituye el parámetro principal para la evaluación de la prueba de recibo. La recuperación se mide como una fracción de la deflexión máxima medida en los puntos críticos”<sup>84</sup>.

#### E) CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.

En general estos criterios serán definidos por el Proyectista, quien señalará en el proyecto de la prueba, además de los valores esperados para las medidas, los límites o tolerancias admisibles de los resultados respecto a dichos valores teóricos, los cuales pueden ser:

- a) Los valores de las magnitudes máximas determinadas en las pruebas al finalizar el ciclo de carga, medidas después de la estabilización, no superarán las máximas calculadas en el proyecto de la prueba de carga según lo detallado en el literal D de la sección 3.4.6.
- b) Las flechas medidas no excederán los valores establecidos en el proyecto como máximos compatibles con la correcta utilización de la estructura. Por condiciones de servicio e incluso por razones estéticas, la relación flecha/luz (f/l) no superará un valor límite determinado en el proyecto de la prueba. Si dicho proyecto no establece condiciones más restrictivas este límite será:

$f/l < 1/300$  para puentes metálicos

$f/l < 1/500$  para puentes de concreto, prefabricados o mixtos.

---

<sup>84</sup> Es necesario recordar que el instructivo colombiano limita sus pruebas de carga a ensayos de flexión con cargas estáticas (sección D.3.6.12 del instructivo), tal y como se mencionó en la sección 3.1.3 de este documento, en el apartado dedicado a la clasificación de las pruebas de carga.

c) En el transcurso del ensayo no se producirán fisuras que no correspondan con lo previsto en el proyecto y que puedan comprometer la durabilidad y seguridad de la estructura; se establecerá, entonces, una anchura máxima de fisura. Si el proyecto no establece valores distintos, la abertura máxima será:

Concreto armado:

- Ambiente normal, 0.2 mm.
- Ambiente agresivo, 0.1 mm.

Concreto pretensado<sup>85</sup>:

- Clases I y II, no aparecerán.
- Clase III, 0.1 mm.

d) No deberán aparecer signos de agotamiento de la capacidad portante en ninguna parte de la estructura. Desde el punto de vista experimental estos signos son:

- Destrucción propiamente dicha de la estructura ensayada o de algunos de sus elementos.
- Aparición de tensiones superiores a los límites admisibles, dependientes del tipo de material. A estos efectos, en las estructuras de concreto se tendrá en cuenta la variación con el tiempo del módulo de elasticidad.

---

<sup>85</sup> En el concreto pretensado Clase I, el concreto está completamente comprimido; en el Clase II, presenta alguna tracción (tensión) pero siempre por debajo su esfuerzo de rotura y en el Clase III, presenta tracciones (tensiones) mayores a su esfuerzo de rotura pero con un ancho de fisura controlado.

- Aparición de deformaciones o desplazamientos que crecen rápidamente sin que la carga aumente o con muy pequeños incrementos de ésta.
- e) La flecha residual después de retirada la carga, transcurrido el tiempo en que ésta última se ha mantenido, será lo suficientemente pequeña como para estimar que la estructura presenta un comportamiento esencialmente elástico (ver literal D, Valores Remanentes, en esta misma sección).

El documento propuesto para la sección D.3.6 del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes resume sus criterios de aceptación y rechazo de la siguiente manera: Se especifican dos criterios para determinar si la estructura cumple con los requerimientos de la prueba de recibo:

- Las muestras evidentes de falla en cualquier momento durante la prueba. El criterio más categórico de rechazo tiene lugar cuando se presentan, a juicio del Director de la Prueba, signos evidentes de falla en la estructura que se está probando. Tales muestras pueden consistir en fisuras visibles o en un aumento exagerado de las deflexiones. En estos casos, el Director de la Prueba debe suspender la prueba inmediatamente y ordenar el retiro de las cargas que ya se hayan colocado. No se permiten nuevas pruebas de carga de estructuras que ya presentaron signos visibles de falla.
- La capacidad de recuperación que manifieste la estructura después de retirar la sobrecarga física. Se estima que el puente cumplió con la prueba de recibo si la recuperación a las 24 horas de la descarga es de, por lo

menos, 80% en puentes de concreto presforzado y de, por lo menos, 75% en otros puentes. Si la recuperación de los puentes no es satisfactoria, se puede intentar una segunda prueba de recibo, no antes de 72 horas de haber concluido la primera. La recuperación resultante entonces, no debe ser menor del 80% de la máxima deflexión obtenida en la segunda prueba.

#### **3.4.7 DATOS GENERALES EN PRUEBAS DE CARGA DINÁMICAS.**

En general, se recomienda la realización de ensayos dinámicos en el caso de puentes con luces superiores a 60 m según la normativa española y 150 m según la propuesta de la normativa colombiana, de diseño inusual, así como en el caso de utilización de nuevos materiales. De igual manera, se recomienda la realización de este tipo de ensayo en el caso de que se prevea un efecto considerable de vibración y en pasarelas en las que, por su esbeltez, se prevea la aparición de vibraciones que puedan causar molestias a los usuarios. Los criterios de aceptación y tolerancia de este fenómeno, siguen dependiendo en gran medida del buen criterio del proyectista o de las simplificaciones que comienzan a aparecer en algunas recomendaciones.

La metodología habitual para controlar las vibraciones de los tableros esbeltos consiste en un análisis modal, obteniendo los principales modos de vibración y amortiguamiento. Este punto de partida permite conocer y comprender el comportamiento de la estructura frente a cargas dinámicas; a su vez, la obtención de las frecuencias propias de los modos principales permite aplicar los criterios de diseño de las normativas en vigor.

En el documento “Efectos vibratorios y de inestabilidad de chapas del dintel esbelto de un puente mixto de gran luz: Viaducto s/ garganta de Juan Ramos (autovía A-381. Tramo VI)”<sup>86</sup> se menciona que aunque sí existe cierta generalidad acerca de las vibraciones como un estado límite, no existen muchas referencias normativas en cuanto a los rangos de validez para puentes de carreteras. En las Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Mixtos para Carreteras RPX – 95<sup>87</sup>, se establece como aceleración vertical máxima el valor de  $0.5 \cdot f_0^{0.5}$  m/s<sup>2</sup> en zonas transitables por peatones. Por otra parte, la sensibilidad del cuerpo humano frente a las vibraciones depende de muchos parámetros entre los que no se pueden dejar de citar la posición (de pie, sentado, etc.), la actividad y actitud frente al fenómeno, la edad y sexo del individuo, la duración y evolución de la vibración, frecuencia y amplitud de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones.

De acuerdo al primer documento citado en el párrafo anterior, puede establecerse, en general, que la sensibilidad es proporcional a las aceleraciones en el rango de frecuencias menor a los 10 Hz, y proporcional a las velocidades para frecuencias superiores. Dado que el rango de frecuencias propias de los tableros de puentes es habitualmente inferior, incluso para estructuras muy rígidas con luces pequeñas, los controles se centran fundamentalmente en la percepción a las aceleraciones. Bajo esta perspectiva,

---

<sup>86</sup> “Efectos vibratorios y de inestabilidad de chapas del dintel esbelto de un puente mixto de gran luz: Viaducto s/ garganta de Juan Ramos (autovía A-381. Tramo VI)”. Sánchez Jiménez, José Luis; García Miguel Morales, José; Moreno Jiménez, Juan de Dios; Calzada Movilla, José Ignacio. España. 2002.

<sup>87</sup> Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Mixtos para Carreteras (RPX). Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. España. Octubre, 1995.

pueden establecerse rangos de aceleraciones verticales en función de su perceptibilidad, entre los que pueden señalarse el valor de  $34 \text{ mm/s}^2$  como ligeramente perceptible, el de  $100 \text{ mm/s}^2$  como claramente perceptible, el de  $550 \text{ mm/s}^2$  como molesto o desagradable y de  $1800 \text{ mm/s}^2$  como insoportable o intolerable<sup>88</sup>.

A juicio de los autores de dicho informe, el criterio de la RPX es adecuado para puentes fuera de poblados, no accesibles a peatones salvo a los servicios de mantenimiento. Para puentes urbanos deberían establecerse criterios de comprobación que limiten las aceleraciones en valores máximos entre 50 y  $100 \text{ mm/s}^2$ , o incluso inferiores en casos especiales en zonas en las que existan antecedentes de estructuras vibrantes.

Mientras tanto, el Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga menciona en su sección 5.3.3 que la respuesta dinámica de los puentes carreteros puede ser de hasta 12 Hz para miembros principales. Pueden encontrarse frecuencias superiores en puentes ferroviarios.

Finalmente, la instrucción de Hormigón Estructural, en el comentario del artículo 51 establece que “El comportamiento dinámico de estructuras de hormigón (concreto) resulta difícil de caracterizar de forma precisa, ya que está influenciado por el cambio de las frecuencias naturales, por cambios de las condiciones de rigidez de la estructura, debido a la fisuración, o de los parámetros de amortiguamiento. Además, resulta difícil la caracterización de las

---

<sup>88</sup> Problemas de vibraciones en estructuras. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. España. 2001.

cargas dinámicas. En el caso de pasarelas peatonales debe evitarse estructuras con frecuencias comprendidas entre 1.6 y 2.4 Hz y entre 3.5 y 4.5 Hz".<sup>89</sup>

#### A) EXCITACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Normalmente la excitación de la estructura se puede alcanzar de cualquiera de las siguientes formas:

- Paso de un vehículo de ensayo, de dimensiones conocidas, para hacerlo correr a lo largo del puente a velocidades normales de uso. Esto deberá hacerse en diferentes trayectorias y en ambos sentidos a lo largo del puente para crear una superficie de influencia para posteriores controles de carga. La máxima velocidad del vehículo deberá también ser variada, de forma que pueda cubrir los efectos máximos de impacto. Además, podrán colocarse pequeños obstáculos en la calzada para incrementar el efecto dinámico del vehículo.
- Liberación repentina de una masa sujeta a la superestructura del puente.
- Utilización de sistemas mecánicos o inerciales de vibración.

La utilización de un medio u otro dependerá del tipo de análisis a realizar y de los medios disponibles.

Las cargas móviles, además de proveer información sobre la carga dinámica vehicular permisible, pueden también proporcionar datos sobre la frecuencia del puente.

---

<sup>89</sup> Instrucción de Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento. España. 2000.

## B) MAGNITUDES A MEDIR.

Las magnitudes a medir dependerán, como se dijo anteriormente, de la finalidad de la prueba y de las características dinámicas de la estructura que se trate de evaluar. Estas magnitudes son cinemáticas y vibratorias: amplitud, frecuencia, período, amortiguación, aceleraciones máximas e instantáneas, reacciones en aparatos de apoyo, etc. La instrumentación utilizada dependerá de los medios de equipamiento y del equipo técnico que ejecute los ensayos. La profundidad y tipo de análisis a realizar con los datos procedentes de los ensayos estará en función de los parámetros que se pretenden evaluar.

### **3.5 EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LOS PUENTES.**

En los Estados Unidos, la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO) regula el proceso de la evaluación de los puentes mediante el Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes. En esta guía se presentan dos métodos de evaluación de carga, el esfuerzo admisible (Admissible Stress) y el factor de carga (Load Factor).

Este Manual evalúa, teóricamente, la condición de los puentes a partir de datos de campo y su propósito es servir como norma y proveer uniformidad en los procedimientos y políticas que determinen la condición física, necesidades de mantenimiento y capacidad de carga de los puentes carreteros estadounidenses.

El Manual se divide en siete secciones, cada una de las cuales representa una fase distinta dentro de todo el programa de inspección y evaluación de carga de puentes. Se hará a continuación una breve descripción de dos de estas secciones.

### **3.5.1 PRUEBAS DE CARGA NO DESTRUCTIVAS.**

El capítulo cinco del Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes (AASHTO) hace una descripción general acerca de las pruebas de carga no destructivas. De acuerdo a dicho capítulo y en concordancia con lo establecido por el “Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga” de la Nacional Cooperative Highway Research Program (NCHRP), las pruebas de carga son un medio efectivo para evaluar el comportamiento de un puente o de algunos de sus componentes. Esto se aplica, particularmente, a aquellos puentes que no pueden ser descritos con precisión por un modelo matemático de análisis o a aquellos cuya respuesta estructural a las cargas vivas esté en duda. Previo a cualquier prueba de carga, se deberá llevar a cabo un estudio de las condiciones en que se encuentra el puente y un análisis estructural de los componentes críticos del mismo.

Los ensayos de carga en puentes consisten, generalmente, de ensayos de evaluación de carga, ensayos de diagnóstico o ensayos de prueba (proof-load testing). Los ensayos de evaluación de carga están hechos para determinar la magnitud y variación de cargas (y sus efectos) tales como aquellas debidas al tráfico, cambios de temperatura y viento. Los ensayos de diagnóstico son

ejecutados para determinar los efectos de una carga conocida sobre varios componentes de la estructura. Los ensayos de prueba de carga están diseñados para determinar directamente la carga viva máxima que un puente puede soportar de forma segura.

### **3.5.2 EVALUACIÓN DE LA CARGA.**

El capítulo seis del Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes está dedicado en su totalidad a la evaluación de la carga admisible. Los cálculos de evaluación de carga en puentes proveen una base para determinar la capacidad de carga segura en este tipo de estructuras. Es recomendable que los propietarios de puentes implementen procedimientos estandarizados, para determinar la evaluación de carga en puentes.

El Manual permite escoger entre dos métodos de evaluación, tanto para el nivel de Operación como para el nivel de Inventario (tanto los métodos como los niveles de evaluación se describen más adelante en esta misma sección). Las evaluaciones de carga pueden ser calculadas usando el método de esfuerzos permisibles y ser especialmente útiles para la comparación con prácticas usadas en el pasado. Similarmente, las evaluaciones de carga también pueden ser calculadas tomando de base el método de factor de carga.

La capacidad de carga segura de un puente estará basada en las condiciones estructurales existentes. Para mantener esta capacidad, los puentes deberían estar sujetos a inspecciones competentes (tan frecuentes como las condiciones existentes de la estructura lo requieran) y a juicios ingenieriles válidos que

permitan la determinación de un margen de seguridad apropiado para los ensayos de carga. Al determinar el factor de seguridad para un puente, se deberán considerar los tipos de vehículos que normalmente hacen uso de él.

La evaluación de carga involucra varios aspectos que son descritos en las secciones 6.2 a 6.8 del Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes. Se abordarán a continuación, de forma breve, algunos de estos aspectos.

#### A) NIVELES DE EVALUACIÓN.

Cada puente carretero deberá ser evaluado en dos niveles:

- a) *Nivel de Inventario.* Generalmente, corresponde al nivel de diseño usual de esfuerzos, pero refleja las condiciones existentes del puente y sus materiales, tomando en cuenta el deterioro. La evaluación de carga basada en este nivel permite comparaciones de capacidad para nuevas estructuras y es por eso que resulta en una carga viva que puede ser utilizada de forma segura por una estructura existente por un periodo de tiempo indefinido.
- b) *Nivel de Operación.* Las evaluaciones basadas en este nivel, generalmente, describen la carga viva máxima permisible a la cual puede estar sujeta la estructura. Permitir que un número ilimitado de vehículos use el puente en el nivel de Operación puede acortar su vida útil.

## B) MÉTODOS DE EVALUACIÓN.

Se proveen en el Manual dos métodos para la evaluación de carga de miembros en el puente: el método de esfuerzos admisibles y el método de factor de carga.

**a) Método de esfuerzos admisibles.** Constituye una especificación tradicional de proveer seguridad estructural. Las cargas actuales se combinan para producir en un miembro el máximo esfuerzo, el cual no excederá el esfuerzo permisible o de trabajo. El esfuerzo último se encuentra aplicándole al esfuerzo límite del material un factor de seguridad apropiado.

**b) Método de factor de carga.** Está basado en el análisis de una estructura sujeta a múltiplos de sus cargas actuales (cargas factorizadas). Diferentes factores se aplican a los distintos tipos de carga, los cuales reflejan la incertidumbre inherente a los cálculos de la misma. La evaluación se determina de tal forma que el efecto de las cargas factorizadas no exceda la resistencia del miembro.

## C) ECUACIÓN DE EVALUACIÓN.

Se usará la siguiente expresión general para determinar la evaluación de carga de la estructura:

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)} \quad (3.4)$$

Donde:

RF = El factor de evaluación para la capacidad de carga de la carga viva. El factor de evaluación multiplicado por el vehículo de ensayo (en toneladas) proporciona la evaluación de la estructura (ver ecuación 3.5).

C = La capacidad del miembro.

D = El efecto de la carga muerta sobre el miembro. Cuando se usa el método de esfuerzos admisibles en miembros compuestos, es necesario evaluar el efecto de la carga muerta tanto en la sección compuesta como en la no compuesta.

L = El efecto de la carga viva en el miembro.

I = El factor de impacto a ser usado con el efecto de la carga viva.

A<sub>1</sub> = Factor para las cargas muertas.

A<sub>2</sub> = Factor para la carga viva.

En la ecuación 3.4, *el efecto de la carga* es el efecto de las fuerzas aplicadas en el miembro. Típicamente, estos esfuerzos son la fuerza axial, la fuerza cortante vertical, momentos flexionantes, esfuerzos axiales, esfuerzos de cortante y esfuerzos de flexión. Una vez que el ingeniero selecciona *el efecto de la carga* a ser evaluado, se puede determinar la *capacidad* de un miembro para resistir dicho efecto de carga (ver literal "D").

Para determinar la evaluación del miembro de un puente (en toneladas), se puede usar el factor de evaluación (RF), de esta forma:

$$RT = (RF) W \quad (3.5)$$

Donde:

RT = Evaluación del miembro del puente en toneladas.

W = peso (en toneladas) de los vehículos usados en la determinación del efecto de la carga viva (L).

La evaluación de un puente estará controlado por el miembro que posea el resultado de evaluación más bajo en toneladas.

En el método de Esfuerzos Admisibles, el valor, tanto para  $A_1$  como para  $A_2$  en la ecuación general de evaluación, será de 1.0. La capacidad (C) dependerá del nivel de evaluación deseado, usándose el mayor valor para C en el nivel de Operación.

En el método de Factor de Carga,  $A_1=1.3$  y  $A_2$  varía en función del nivel de evaluación deseado. Para el nivel de Inventario,  $A_2=2.17$  y para el nivel de Operación,  $A_2=1.3$ . La capacidad nominal (C) es la misma, indiferentemente del nivel de evaluación deseado.

Las condiciones y magnitudes del deterioro de los componentes estructurales deberán ser consideradas cuando se selecciona el esfuerzo como *el efecto de la carga* a evaluar (para el cálculo de la carga muerta y viva), así como cuando se escoge una fuerza o momento para el uso de la ecuación general de evaluación (para el cálculo de la capacidad).

#### D) CAPACIDAD NOMINAL (C).

La capacidad nominal a utilizar en la ecuación de evaluación depende de los materiales estructurales, del método de evaluación y del nivel de evaluación

usados. El propietario del puente es el responsable de seleccionar el método de evaluación, el cual deberá ser identificado para futuras referencias. Las capacidades nominales basadas en el método de esfuerzos admisibles se discuten en la sección D.1 y aquellas basadas en el método de factor de carga se discuten en la sección D.2 de este documento.

#### *D.1) MÉTODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES.*

En este método la capacidad de un miembro se basa en el nivel de evaluación considerado. Las propiedades a utilizar para determinar la capacidad nominal, se describen a continuación, dependiendo del material usado.

##### *D.1.1) Acero Estructural.*

Los esfuerzos admisibles usados para determinar la capacidad de carga segura dependen del tipo de acero utilizado en los miembros estructurales. Cuando no hay información disponible sobre las especificaciones del acero, los esfuerzos admisibles se tomarán, según corresponda, de la columna “fecha de construcción” (date built) de las tablas 6.6.2.1-1 y 6.6.2.1-2<sup>90</sup> (Ver anexo 1) del Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes. La tabla 6.6.2.1-1 proporciona los esfuerzos admisibles para el nivel de Inventario y la tabla 6.6.2.1-2 provee los esfuerzos admisibles para el nivel de Operación; en ambas, se muestra el esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ ). Además, las tablas 6.6.2.1-3 y

---

<sup>90</sup> Las tablas a las que en esta sección se hace referencia (6.6.2.1-1 a 6.6.2.1-4) pueden ser consultadas en el documento Manual for Condition Evaluation of Bridges de la AASHTO, año 2000 o en el Anexo 1 de esta tesis.

6.6.2.1-4 proporcionan los esfuerzos admisibles para los niveles de Inventario y de Operación para tornillos y remaches.

Para miembros en compresión, la longitud efectiva (KL) puede ser determinada de acuerdo a las Especificaciones de Diseño de la AASHTO o tomar los siguientes valores:

KL = 75% de la longitud total de una columna con conexiones remachadas.

KL = 87.5% de la longitud total de una columna con conexiones atornilladas.

El Módulo de Elasticidad (E) del acero deberá ser 29,000,000 lbs/pulg<sup>2</sup>.

#### D.1.2) Hierro Forjado.

Los esfuerzos permisibles máximos en tensión y momento son:

Nivel de Operación	20,000 psi
Nivel de Inventario	14,600 psi

#### D.1.3) Acero de Refuerzo.

En la tabla 3.5 se proporcionan los esfuerzos permisibles en tensión para el acero de refuerzo. Éstos serán ordinariamente usados sin reducciones cuando la condición del acero es desconocida.

	Esfuerzos (psi)		
	Nivel de Inventario	Nivel de Operación	Esfuerzo de fluencia
Grado desconocido (previo a 1954)	18,000	25,000	33,000
Grado 40 o grado desconocido (después de 1954)	20,000	28,000	40,000
Grado 50	20,000	32,500	50,000
Grado 60	24,000	36,000	60,000

*Tabla 3.5. Esfuerzos permisibles en tensión para aceros de refuerzo.*

#### D.1.4) Concreto.

Los esfuerzos en el concreto pueden ser determinados de acuerdo con el Método de Diseño de la Carga de Servicio de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO o basarse en los literales que posteriormente se describen (para momento, compresión y cortante). Cuando el esfuerzo de fluencia en el concreto ( $f'_c$ ) es desconocido y este material se encuentra en condiciones satisfactorias,  $f'_c$  puede ser determinado de acuerdo a la tabla 3.6:

Año de Construcción	$f'_c$ (psi)
Antes de 1959	2,500
Después de 1959	3,000

**Tabla 3.6. Esfuerzos de fluencia del concreto, cuyo  $f'_c$  sea desconocido.**

#### a) Momento.

Pueden usarse los siguientes esfuerzos máximos permisibles (en lbs/pulg<sup>2</sup>) debidos a momento:

$f'_c$ (psi)	Compresión debido A momento $f'_c$ (psi)	
	Nivel de Inventario	Nivel de Operación
2000 – 2400	800	1200
2500 – 2900	1000	1500
3000 – 3900	1200	1900
4000 – 4900	1600	2400
5000 ó más	2000	3000

**Tabla 3.7. Esfuerzos máximos permisibles debido a momento.**

#### b) Compresión.

La determinación de la capacidad de un miembro a compresión basado en las Especificaciones de Diseño de la AASHTO resulta en una capacidad de

nivel de Inventario. La siguiente aproximación simplificada establece la máxima capacidad en el nivel de Operación:

- Máxima carga axial segura en columnas en el nivel de Operación:

$$P = f_c A_g + f_s A_s \quad (3.6)$$

Donde:

$P$  = Carga axial permisible en la columna.

$f_c$  = Esfuerzo permisible del concreto tomado de la ecuación 3.7 ó 3.8.

$A_g$  = Área gruesa de la columna.

$f_s$  = Esfuerzo permisible del acero =  $0.55f_y$ .

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

$A_s$  = Área del acero de refuerzo longitudinal.

- Compresión, columnas cortas, en las cuales  $L/D$  es igual o menor a 12:

$$f_c = 0.30f'_c \quad (3.7)$$

- Compresión, columnas largas, en las cuales  $L/D$  es mayor a 12:

$$f_c = 0.3f'_c (1.3 - 0.03 L/D) \quad (3.8)$$

$L$  = Longitud libre (no soportada) de la columna.

$D$  = Dimensión más pequeña de la columna.

c) *Cortante (tensión diagonal).*

El esfuerzo cortante en el nivel de Inventario estará determinado por el Método de Diseño de la Carga de Servicio de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO.

El esfuerzo cortante en vigas que no presenten fisuración tensional diagonal en el nivel de operación, puede encontrarse así:

Esfuerzo cortante total = Cortante tomado por el acero +  
Cortante tomado por el concreto

$$o: \quad V = V_s + V_c \quad (3.9)$$

El esfuerzo cortante permisible tomado por el concreto,  $V_c$ , puede tener el valor de  $1.3\sqrt{f'_c}$ . Puede usarse también un cálculo más detallado:

$$V_c = 1.25\sqrt{f'_c} + 1600\rho_w (Vd/M) \leq 2.3\sqrt{f'_c} \quad (3.10)$$

Donde:

$d$ : distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tensión.

$\rho_w$ : relación de refuerzo =  $A_s/(b_w d)$ .

$b_w$ : ancho del alma.

$M$ : es el momento actuando simultáneamente con la fuerza cortante  $V$  en la sección bajo consideración.

$Vd/M$ : esta cantidad no deberá tomar un valor mayor a 1.0.

Cuando ocurra una fisuración tensional diagonal severa,  $V_c$  deberá ser considerada como cero y todo el esfuerzo de cortante será tomado por el acero de refuerzo.

#### D.1.5) Concreto Presforzado.

La evaluación de miembros de concreto presforzado estará basada en el criterio presentado en la sección D.2.3 de este documento.

## *D.2) MÉTODO DE FACTOR DE CARGA.*

La capacidad nominal del acero estructural, concreto reforzado y presforzado deberá ser el mismo que el especificado en las secciones que se refieren al factor de carga de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO. Los cálculos del esfuerzo nominal deberán tomar en consideración los efectos observables de deterioro, tales como pérdida del área transversal del concreto o acero, pérdida de la acción conjunta en elementos compuestos o corrosión.

### *D.2.1) Acero Estructural.*

Los esfuerzos de fluencia usados para determinar las evaluaciones, dependerán del tipo de acero utilizado en los miembros estructurales. Cuando no están disponibles especificaciones para el acero, los esfuerzos de fluencia serán tomados, según corresponda, de la columna “fecha de construcción” (date built) de las tablas mencionadas en la sección D.1.1 (ver anexo 1).

La capacidad de miembros estructurales de acero estará basada en los requerimientos de factor de carga establecidos en las Especificaciones de Diseño de la AASHTO. La capacidad (C), para miembros típicos de acero en puentes, está resumida en el Apéndice C (ver anexo 2) del Manual para la Evaluación de la Condición de Puentes.

### *D.2.2) Concreto Reforzado.*

Los esfuerzos de fluencia para el acero de refuerzo se presentan en la tabla 3.8:

	Punto de fluencia
Acero de refuerzo	$f_y$ (psi)
Acero desconocido (antes de 1954)	33,000
Grado estructural	36,000
Grado intermedio y desconocido después de 1954 (Grado 40)	40,000
Grado 50	50,000
Grado 60	60,000

*Tabla 3.8. Esfuerzos de fluencia para el acero de refuerzo.*

La capacidad de los miembros de concreto deberá basarse en los requerimientos establecidos en las Especificaciones de diseño de la AASHTO El Apéndice C del Manual para la Evaluación de la Condición de Puentes contiene fórmulas para la capacidad de miembros típicos de concreto reforzado.

#### *D.2.3) Concreto Presforzado.*

La evaluación de miembros de concreto presforzados en los niveles de Operación y de Inventario se establecerá en concordancia con los requerimientos de esfuerzo de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO; adicionalmente, en el nivel de Inventario, la evaluación deberá considerar los esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio como se establece en dichas Especificaciones.

En el Apéndice C del Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes se incluyen fórmulas para la capacidad (C) de miembros de concreto presforzados típicos. En la sección 6.6.3.3 de dicho Manual se presenta un resumen de las ecuaciones de evaluación para este tipo de elementos, tanto para el nivel de Inventario como para el nivel de Operación (ver anexo 3).

Típicamente, los miembros de concreto presforzado usados en puentes requerirán el mínimo refuerzo propuesto por las Especificaciones de Diseño de la AASHTO.

#### E) CARGAS.

Las cargas que se usarán en la determinación de los efectos de las mismas en la ecuación básica de evaluación (ec. 3.4) han sido discutidas en la Sección 2.2.2 del Capítulo II de la presente tesis y están basadas en la Especificaciones de Diseño de la AASHTO.

Cabe mencionar que, en el Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes, la carga viva a utilizar en la ecuación básica de evaluación es el camión HS20 (Ver sección 2.2.2, Capítulo II). Las reacciones, cortantes y momentos producidos por la carga viva (del camión HS20) para puentes tipo viga pueden ser calculados usando las tablas y fórmulas proporcionadas en los Apéndices A3 - A10 (ver anexo 4) de dicho Manual.

La evaluación de los miembros del puente para incluir los efectos de las cargas longitudinales y ambientales en combinación con los efectos de la carga viva y muerta se hará en nivel de Operación.

Las cargas laterales debidas al viento, normalmente, no necesitan ser incluidas en la evaluación de carga. No obstante, los efectos del viento serán evaluados en estructuras especiales como puentes móviles o suspendidos.

Las cargas de sismo no serán consideradas en el cálculo de la evaluación de carga ni en la determinación de las restricciones por carga viva. Para evaluar la

resistencia de una estructura a fuerzas sísmicas, pueden usarse los métodos descritos en la sección de Diseño Sísmico de las Especificaciones de Diseño de la AASHTO.

Los esfuerzos ocasionados por cambios térmicos no serán considerados en el cálculo de la evaluación de carga, excepto en puentes de grandes claros y arcos de concreto.

#### F) DOCUMENTACIÓN DE LA EVALUACIÓN.

Se documentará por escrito la evaluación de carga del puente incluyendo toda la información que se considere necesaria, tal como los reportes de inspecciones de campo, datos de materiales y de ensayos de carga, cálculos y las suposiciones asumidas para el cálculo de la evaluación de carga. Si se utilizó un modelo computarizado, se deberá conservar el archivo que contiene los datos de entrada y salida, para usos futuros.

**CAPITULO IV**  
**EJEMPLO PRÁCTICO DE LA**  
**PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA**

## **4.1 INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN PRELIMINAR.**

### **4.1.1 CONSIDERACIONES GENERALES.**

Para la selección del puente evaluado en el presente trabajo de graduación se han considerado parámetros que posibilitan la ejecución de una prueba de carga estática en nuestro medio y que además sean acordes a los fines didácticos y de investigación que se persiguen. Los criterios que se tomaron en cuenta para seleccionar el puente fueron los siguientes:

- Que esté ubicado en el Área Metropolitana de San Salvador o en sus alrededores.
- Que sea carretero.
- Con una tipología estructural de vigas isostáticamente apoyadas y de un solo claro.
- Que esté bajo la responsabilidad del Ministerio de Obras Públicas (MOP).
- Con información específica (Planos y Especificaciones Técnicas) disponible y accesible de parte del MOP.
- Que sea de construcción reciente o que su construcción concluya en un periodo de tiempo tal que sea contemporáneo al desarrollo del presente estudio y que además permita la correcta ejecución de una prueba de carga estática.

El puente seleccionado se encuentra ubicado en el Est. 0+971.95 del Proyecto: "Apertura conexiones Nejapa – Apopa – Troncal del Norte, Tramo 1". La

información obtenida para esta estructura consiste en un juego de nueve planos y un cuadro resumen de las Especificaciones Técnicas Generales del proyecto (ver anexo 5).

Teniendo los Planos y Especificaciones del puente, se procedió al análisis de los mismos y a la identificación y descripción estructural de éste para luego realizar la inspección de campo con la que se verificó la información de los planos, se recopiló información adicional y además se determinó el estado actual de los componentes de la estructura.

En los apartados siguientes, se hará una descripción tanto de la Evaluación Teórica como de la Inspección Preliminar de Campo.

#### **4.1.2 INFORMACIÓN PRELIMINAR.**

##### **A) DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL:**

El puente carretero evaluado es un paso elevado de geometría recta con respecto al eje longitudinal de la carretera; cuenta con un solo vano, de 27.41 m de luz libre y posee un gálibo vertical de 5.15 m en el centro del puente. Sus elementos principales se indican a continuación:

##### **1) SUPERESTRUCTURA.**

La estructura resistente está formada por un conjunto de cinco vigas prefabricadas de concreto postensado, isostáticamente apoyadas y de sección transversal tipo T, con un peralte de 1.20 m y un alma de 20 cm. de ancho; el ancho de las alas superiores es de 1.30 m y el de las inferiores de 44 cm., éstas últimas tienen una altura de 25 cm. medidos a

partir del asiento de la viga (como se observa en el anexo 5, plano hoja ES1-7/9). En los extremos (en una longitud de 2 m), las vigas se macizan, pasando a ser vigas T con un alma de 44 cm. Cada una de las 5 vigas que forman el tablero se componen de dos vigas de 14.205 m de longitud, que unidas entre sí (al centro del claro) forman las vigas longitudinales de 28.41 m de longitud total, las cuales tienen una área de apoyo de 44x50 cm. Los apoyos están configurados por una placa de neopreno de 1 pulg. de espesor y un área de 50x44 cm. Se cuenta, además, con dos topes sísmicos (uno a cada costado de la viga) de 20x20 cm. en planta y 30 cm. de alto; de estos topes se sujetan las vigas con pasadores de varilla de acero de 1 ¼ de pulgada de diámetro y de 74 cm. de largo tal como se indica en el plano hoja ES1-7/9 del anexo 5. Transversalmente, las vigas están conectadas por tres diafragmas (estructuras dispuestas para dar rigidez en la dirección transversal del tablero y que sirven como elementos de transmisión de carga de una viga a la otra) de 30 cm. de ancho por 80 cm. de alto y un largo de 7.25 m, dispuestos de la siguiente manera: un diafragma en cada extremo del tablero de vigas, este diafragma se encuentra a 70 cm. (medidos desde su eje) del rostro del estribo; el tercer diafragma se ubica en la parte central del tablero, a 14.205 m del extremo de la viga (ver plano en hoja ES1-6/9 del anexo 5).

El ancho total de la losa es de 8.00 m (que es el ancho total del puente). El ancho de rodamiento es de 6.50 m y el resto del espacio es utilizado por las aceras, las cuales son de 70 cm. de ancho cada una y tienen una contrahuella de 23 cm. con una pendiente de 5 cm. a 23 cm. El espesor de la losa en el eje de la vía es de 18.5 cm. sobre las alas de las vigas T; de este punto, se parte hacia los laterales con una pendiente del 2% (bombeo transversal).

## 2) SUBESTRUCTURA.

La superestructura (el tablero de vigas) está sustentada por dos estribos iguales, los cuales están formados por una viga cabezal de 85 cm. de ancho (con un asiento de recibo para las vigas de 55 cm.), 1.30 m de alto y 8 m de largo. Esta viga cabezal está soportada por cuatro contrafuertes rectangulares de sección transversal 0.55 m por 0.95 m unidos, todos ellos, por aquella; estos contrafuertes están cubiertos por una cortina de 0.25 m de espesor de concreto reforzado. De esta cortina se prolongan dos aletones de concreto reforzado de 25 cm. de espesor y de 3.0 m de largo, que salen a 45 grados (medidos horizontalmente) de la cortina que cubre los contrafuertes. Estos aletones tienen una altura de 3.15 m en el extremo adyacente a la cortina y 2.50 m en el extremo final del aletón. La cimentación de los estribos está formada por una losa de fundación de 5.00 m de ancho, por 9.50 m de largo y 0.75 m de peralte (ver plano en hoja ES1-3/9 y ES1-5/9 del anexo 5).

### 3) ELEMENTOS ADICIONALES:

Los elementos adicionales, según planos, son el barandal y las juntas de expansión.

El barandal del puente tiene una altura de 70 cm. sobre la acera y está formado por dos elementos prefabricados de concreto: los postes y las vigas. Los postes se encuentran anclados a las aceras y tienen una altura de 78 cm. Se tienen 14 postes a cada costado del puente (28 postes en total) espaciados a cada 2 m y son los que soportan a las vigas que forman el barandal; estas vigas tienen una sección transversal de 15 cm. de base, por 30 cm. de peralte y una longitud de 3.99 m.

En el sentido longitudinal, la losa posee, tanto en su inicio como en su final, juntas de expansión de 5 cm. de ancho protegidas por dos ángulos de 3"x3"x3/8", uno colocado sobre la arista de la losa y el otro en la arista del estribo, ambos cubiertos por una platina de 20 cm. que cubre también la junta (ver el plano en la hoja ES1-6/9 anexo 5).

#### **B) NORMATIVA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.**

La norma utilizada para el diseño de este puente es la duodécima edición de las Especificaciones Estándar para Puentes Carreteros (Standard Specifications for Highway Bridges) de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte (American Association of State Highways and Transportation Officials, AASHTO). La carga de diseño que se usó es la HS-20-44, la cual representa a un camión con remolque, cuyos pesos por eje son:

8,000 lbs (3.636 ton), para el primero y 32,000 lbs (14.545 ton) para el segundo y el tercero. La separación entre el primer eje y el segundo es de 14' (4.27m), mientras que la separación entre los dos ejes restantes varía de 14' a 30' (4.27m a 9.14m), según se mostró en la figura 2.35 del Capítulo II.

La construcción del puente se basó en las Especificaciones para la Construcción de Puentes y Carreteras de la Dirección General de Caminos (Especificaciones de la D.G.C.)<sup>91</sup>.

### **C) CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES:**

Los materiales utilizados para la construcción de la estructura, de acuerdo a las especificaciones técnicas, son de las características siguientes:

- Concreto: Para las vigas, concreto clase 5,000, con un esfuerzo de ruptura a compresión de aproximadamente  $350 \text{ kg/cm}^2$  ( $5000 \text{ lbs/pulg}^2$ ) a los 28 días. Para la losa, concreto clase 4,000, con un esfuerzo de ruptura a compresión de aproximadamente  $280 \text{ kg/cm}^2$  ( $4000 \text{ lbs/pulg}^2$ ).
- Acero de refuerzo: grado 60, en forma de barras corrugadas, de acuerdo con las especificaciones de la M31-54 de la AASHTO y A605-307 de la ASTM.
- Acero de preesfuerzo: se consideraron cables formados por 7 torones de 13 mm de diámetro ( $1/2''$  pulg.) cada uno. De conformidad con la ASTM A421 y AASHTO M204, la resistencia última del acero de preesfuerzo es

---

<sup>91</sup> Ver Especificaciones Técnicas del Proyecto en Anexo 5.

de aproximadamente  $19,000 \text{ kg/cm}^2$  ( $270,000 \text{ lbs/pulg}^2$ ) y los cables fueron tensados al 80% de su resistencia última.

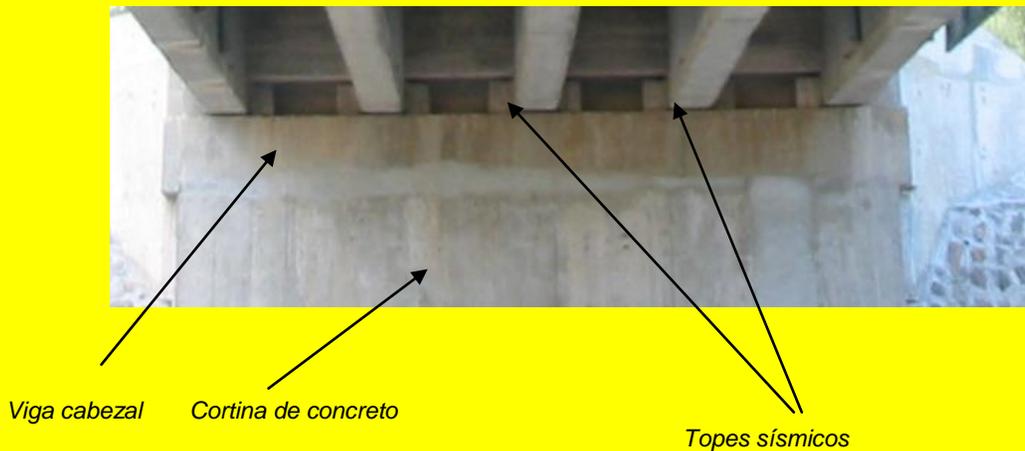
- Asientos de vigas de neopreno: de 1 pulg. de espesor, dureza shore 50 y placas de 50 x 44 cm.

#### **4.1.3 INSPECCIÓN PRELIMINAR DE CAMPO.**

Se procedió a la inspección de campo para verificar la información de los planos (la parte que se puede verificar con esta inspección es la parte geométrica y no la de las propiedades de los materiales) y para recopilar información acerca del estado de sus componentes.

Los elementos inspeccionados fueron los siguientes:

A) ESTRIBOS. Los estribos dispuestos en los extremos del puente están constituidos, cada uno de ellos, por una viga cabezal (que se observa en la figura 4.1), la cual se encuentra en buenas condiciones físicas (el concreto no está agrietado, ni reventado). Como se mencionó con anterioridad, esta viga se encuentra apoyada sobre cuatro contrafuertes de sección transversal rectangular, los cuales no se logran observar debido a que se encuentran cubiertos por una cortina de concreto reforzado de 25 cm. de espesor (según la hoja ES1-9 del anexo 5), como se puede observar en la figura 4.1.



**Fig. 4.1. Estribo poniente del puente. En la fotografía se aprecia la viga cabezal que soporta el tablero de vigas. Además de la viga cabezal, se puede observar la cortina de concreto que cubre los contrafuertes del estribo y los topes sísmicos unidos a las vigas longitudinales, los cuales no les permiten a éstas ningún tipo de movimiento.**

B) ALETONES. Los aletones de concreto descritos en la sección 4.1.2, literal A.2, se encuentran protegidos por revestimientos de mampostería de piedra, como se muestra en la figura 4.2.



**Fig. 4.2. Protección de los aletones. La fotografía muestra la protección del aletón sur-poniente del puente (que es la misma en todos los aletones), con revestimientos de mampostería de piedra y barreras vivas en el resto del relleno.**

Pero sin embargo, carecen de obras de drenaje protectoras en su corona. Estas obras de drenaje, detalladas en los planos del anexo 5 (hoja ES1-1 Y ES1-9), son canaletas que debieron haberse construido en las espaldas de los aletones; en lugar de ellas, existen rellenos de concreto, como se muestra en la figura 4.3.



*Fig. 4.3. Relleno de concreto en las espaldas de los aletones.*

C) CIMENTACIONES. La condición de las cimentaciones de los estribos no se puede evaluar con una inspección preliminar de campo debido a que éstas se encuentran cubiertas y protegidas por rellenos compactados y por el terraplén colocado justo antes y después del puente (en la espada de los contrafuertes). En este sentido, su estado y dimensiones (0.75 m de peralte, 5.00x9.50 m de planta, según la hoja ES1-3/9 del anexo 5) no fueron verificados.

Una obra de protección adicional para las cimentaciones es la encargada del drenaje inferior, la cual está formada por canaletas triangulares ubicadas en la vía inferior, entre el pavimento y el pie de los estribos, tal como se muestra en la figura 4.4.



**Fig. 4.4. Canaleta triangular, obra de drenaje inferior.**

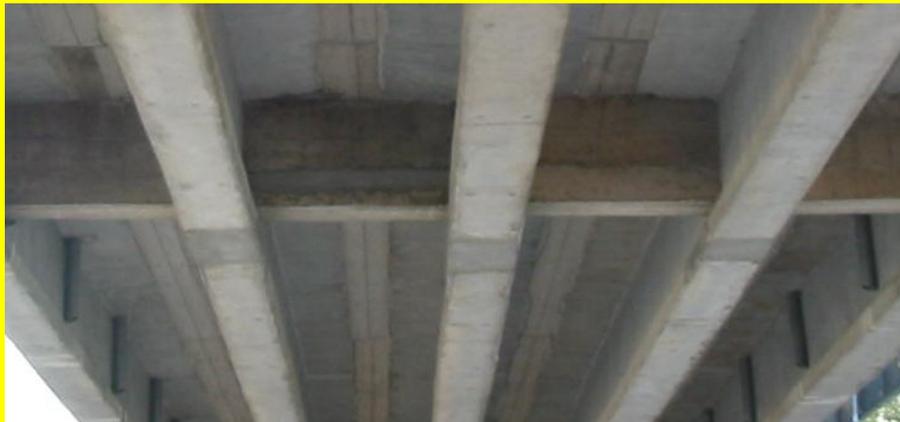
D) TABLERO DE VIGAS. De la inspección de campo se comprueba que el tablero está formado por cinco vigas de concreto postensado, de sección transversal tipo T y con un ensanchamiento en la parte inferior del alma, como se muestra en la figura 4.5.

Cada una de las vigas longitudinales, está formada por dos vigas prefabricadas de igual longitud (aproximadamente 14.20 m) unidas al centro con un lleno de concreto colado en campo, como se muestra en la figura 4.6. El detalle de esta unión no está descrito en los planos, ni en las especificaciones técnicas. Cabe mencionar que, en los planos, cada una de estas vigas aparece como una sola viga de 28.41m (longitud medida de extremo a extremo de viga).

Otros elementos identificables en el tablero son los tres diafragmas; éstos se encuentran colocados perpendicularmente al eje del tablero y están dispuestos en los extremos del mismo, cerca de los apoyos y al centro del claro, justo donde se da la unión de las vigas prefabricadas (ver figura 4.6).



**Fig. 4.5. Ensanchamiento de la parte inferior de las vigas de concreto postensado.**



**Fig. 4.6. Unión de los dos tramos de vigas longitudinales con concreto colado in situ.**  
*En la figura se observa, además, el diafragma central y los pasatubos del drenaje superior.*

E) LOSA. De la inspección preliminar de campo se comprueba que la losa de concreto del puente cumple también la función de ser la superficie de rodamiento. En ella no se detecta fisuración crítica, ni desgaste severo por abrasión (debido al paso de los vehículos); se observa, además, un estriado

transversal que proporciona la rugosidad necesaria para el agarre de las llantas de los vehículos (ver figura 4.7).

Otro elemento apreciable en la losa es el sistema de drenaje superficial, formado por pasatubos de hierro galvanizado, que es el material especificado en el plano hoja ES1-1/9 del anexo 5. En total, se tienen 18 pasatubos de 4 pulg. de diámetro cada uno (ver figura 4.7), nueve por cada costado del puente, espaciados a cada 3 m, de acuerdo a lo establecido en el plano. Este sistema de drenaje se complementa con la pendiente transversal (del 2% según especificaciones) y longitudinal del puente; esta última no se encuentra detallada en los planos ni en las especificaciones técnicas, pero si está presente en la losa y es el resultado de la contraflecha que poseen las vigas del tablero, la cual tampoco se encuentra especificada.

Las juntas de expansión que se encuentran en los extremos de la losa, tal como se muestra la figura 4.8, son elementos identificables en la inspección preliminar. Estas juntas están protegidas por dos ángulos (de 3"x3"x3/8" según plano de la hoja ES1-6/9) colocados de forma tal que cada uno de ellos cubre una arista de la junta, de acuerdo a lo explicado en la sección 4.1.2, literal A.3. Sobre estos ángulos se ha colocado una platina tapa-junta con una dilatación de 1 pulgada como se muestra en la figura 4.8.



**Fig. 4.7.** En la figura se muestra el estriado transversal de la losa del puente; se aprecia, además, en planta, los pasatubos para el drenaje superficial del puente.



**Fig. 4.8.** En la fotografía se muestra el tipo y estado de una de las juntas de expansión del puente; adicionalmente, se observa el acabado (estriado) de la losa del puente.

F) ELEMENTOS ADICIONALES. Los elementos adicionales inspeccionados fueron los siguientes:

- 1) Aceras. Fueron coladas monolíticamente con la losa del puente, sus dimensiones son: 71 cm. de ancho y 21 cm. de alto sobre el nivel de la losa adyacente (ver figura 4.9).

2) Barandal. Está formado por dos tipos de piezas prefabricadas de concreto: los postes y las vigas. En total, son 28 postes, 14 a cada costado del tablero y se encuentran espaciados aproximadamente a cada 2 m (hay variaciones del orden de los centímetros entre las separaciones). El barandal está formado por una sola línea de vigas prefabricadas de concreto como se observa en la figura 4.9.



*Asentamiento de aproximadamente 3 cm.*

**Fig. 4.9. En la fotografía se muestra la acera y el barandal; adicionalmente, se observa la junta de expansión y la losa de aproximación que presenta un asentamiento de aproximadamente 3 cm.**

3) Rótulos de Señalización. Existen seis rótulos de señalización vial, tres a cada costado del tablero (ver figura 4.10). Estos rótulos se encuentran anclados a la acera y a los postes del barandal, tal como se muestra la figura 4.9 y no están contemplados en los planos. Las dimensiones de los rótulos son: 4 m de largo y 2.45 m de alto; su estructura está formada por tubos industriales de 2"x2"x3/8" (distribuidos en un marco y en

refuerzos verticales a cada 100 cm.) y por un forro de lámina galvanizada.



**Fig. 4.10.** En la fotografía se muestran los rótulos del costado sur-orientado del puente.

4) Losa de Aproximación. Este es otro elemento que se detectó con la inspección de campo y que, al igual que los rótulos, no se encuentra especificado en los planos. Las losas de aproximación se encuentran ubicadas una a cada extremo del puente, partiendo de la viga cabezal de cada estribo; son de concreto y tienen una longitud de 3.00 m, su espesor no pudo ser determinado (ver figura 4.11).



**Fig. 4.11.** En la fotografía se muestra una de las dos losas de aproximación al puente, las cuales se encuentran justo a las espaldas de los estribos. Al fondo, se observa el cordón cuneta que encauza el agua lluvia en la vía superior.

5) Obras de Protección del Terraplén. Al igual que los rótulos y la losa de aproximación, las obras de protección del terraplén, no se encuentran especificadas ni detalladas en los planos. Estas obras son:

- Líneas de barreras vivas contra la erosión, dispuestas en surcos de zacate vetiver (ver figura 4.2).
- Cordón cuneta. Construidos en los costados de la vía y en los terraplenes de entrada y de salida del puente, tal como se observa en la figura 4.11. Cabe mencionar que los cordones cuneta ubicados en los terraplenes han experimentado una separación (del orden de 3 cm.) de la losa de aproximación debido al asentamiento sufrido por ésta última, como consecuencia de una compactación no adecuada del suelo.
- Revestimientos de mampostería de piedra. Además de proteger el pie del talud que forma el terraplén, protege los aletones y es en su sección (de los aletones) donde se describen. Estos revestimientos se pueden observar en la figura 4.2.

#### **4.1.4 EVALUACIÓN PRELIMINAR.**

La evaluación preliminar consiste en analizar teóricamente la estructura a ensayar mediante la creación de un modelo matemático en el que la estructura se vea sometida a las cargas estáticas (teóricas) de ensayo con el fin de determinar, de forma aproximada, los valores esperados de las magnitudes a medir en campo. En los literales siguientes, se da una descripción general del

software utilizado para la creación del modelo, los criterios y parámetros considerados en la modelización y una breve reseña de la introducción de datos e información al programa.

#### **A) BREVE DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE A UTILIZAR.**

El software utilizado para la realización de la evaluación teórica del modelo es el programa AVwin 98, el cual se basa en el análisis matricial de barras y nudos. La versión usada en la evaluación del puente estudiado es la denominada AVwin 98 Student, la cual es capaz de resolver solamente estructuras con un número de nudos igual o menor a 100. El AVwin 98 presenta ciertas ventajas sobre otros programas similares y es que además de encontrarse en español, la interfaz del mismo evita la búsqueda de la gran mayoría de comandos en los menús, ya que una gran parte de estos comandos se encuentran al alcance de un clic sobre los botones que los identifican, agilizándose de esta forma el proceso de introducción de información y cálculo. La figura 4.12 muestra la pantalla inicial del programa.

En general, los datos de entrada que requiere el programa Avwin98, para modelar y analizar una estructura como la que acá se desarrolla, son los que se detallan a continuación:

1. Coordenadas de nudos. Estos nudos surgen de la discretización de la estructura, la cual depende del criterio del Ingeniero.

2. Definición de elementos tipo barra que surgen, también, de la discretización realizada previo a la introducción de los datos al programa. Para el caso del modelo desarrollado, estos elementos son las vigas.
3. Número y tipo de restricciones, es decir, el número y tipo de apoyos que posee la estructura.
4. Asignación de nombre, sección y material a los elementos anteriormente definidos. Es posible generar nuevas secciones si éstas no se encuentran disponibles en la galería de secciones; así también, pueden definirse los tipos de materiales (y sus características) que serán usados en el modelo.
5. Asignación de cachos rígidos<sup>92</sup>.
6. Definición de los estados de carga a utilizar.
7. Cargas sobre los nudos o sobre los elementos anteriormente definidos.

El listado de todos los datos introducidos al programa se presenta en el anexo 6 y la forma en que éstos fueron introducidos se desarrolla en el literal C de la sección 4.1.4 de este documento.

Una vez realizado el análisis de la estructura, el programa arroja la siguiente información o resultados (de interés para el estudio que se está desarrollando):

1. Traslaciones y rotaciones de nudos.
2. Reacciones en los apoyos.

---

<sup>92</sup> Elementos que se disponen en las uniones de miembros de distintos tipos y que poseen una inercia y una rigidez muy grandes. Su valor representa el valor de la distancia entre los centroides de los elementos que une y su función es transmitir los esfuerzos de un miembro a otro y unificar estos miembros con el fin de que ellos se comporten como uno solo.

3. Momento y cortante en siete puntos distintos (0%, 16%, 33%, 50%, 66%, 83% y 100% de la longitud total de la viga, partiendo de su nudo inicial; es decir, el nudo “i”) de cada viga.
4. Fuerza axial en cada viga.
5. Momento torsor en cada viga.
6. Pendiente resultante en cada viga.

Los resultados del modelo se presentan en el anexo 7 de este documento.

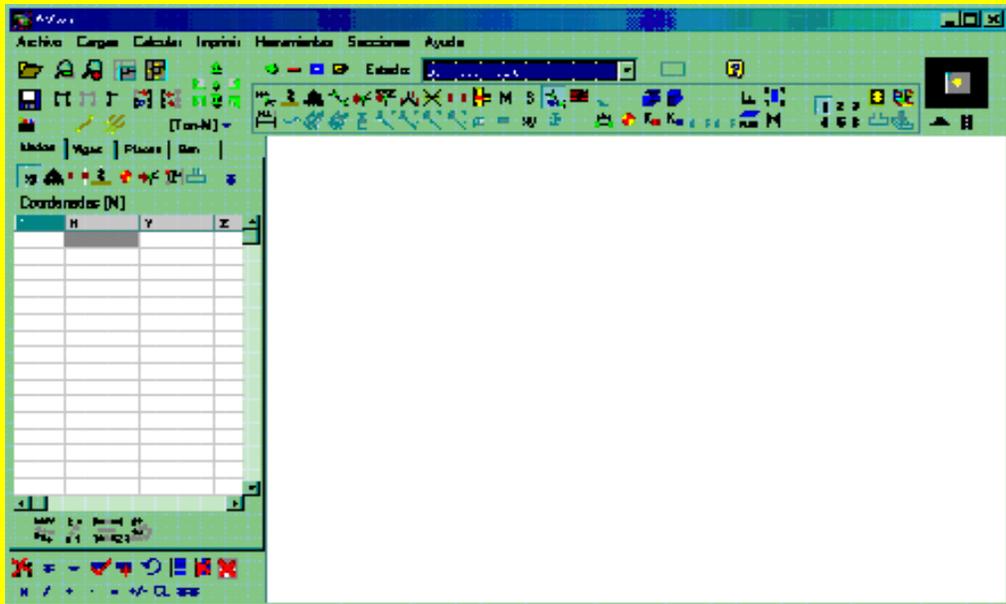
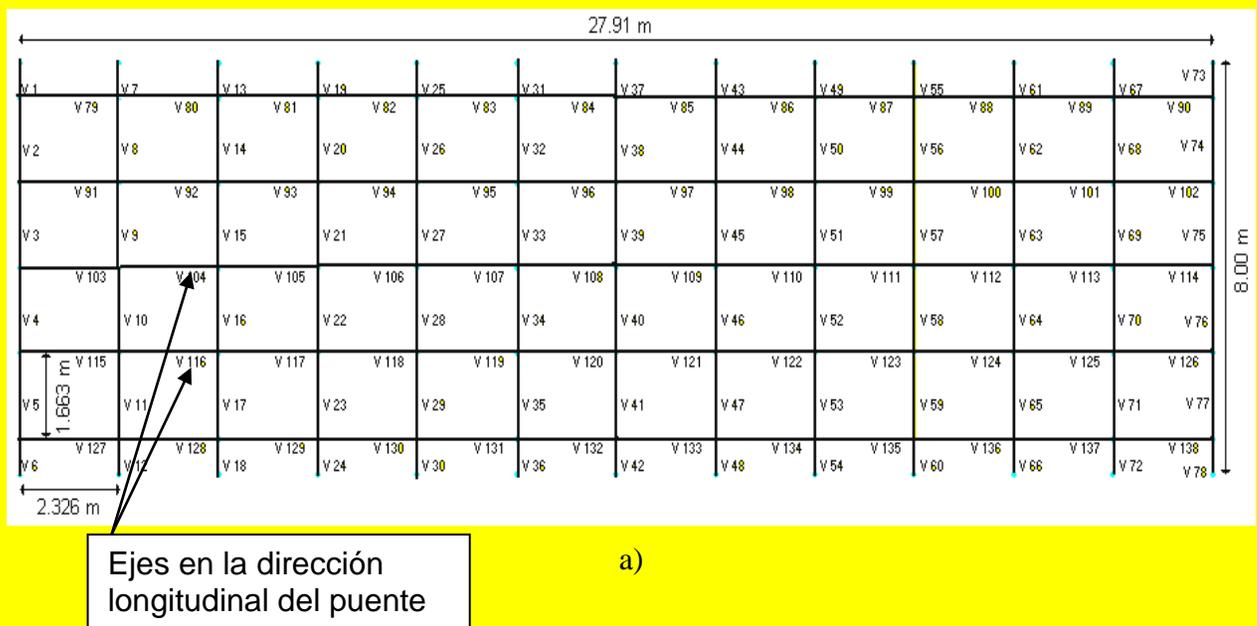


Fig. 4.12 Pantalla inicial del programa AVWIN 98.

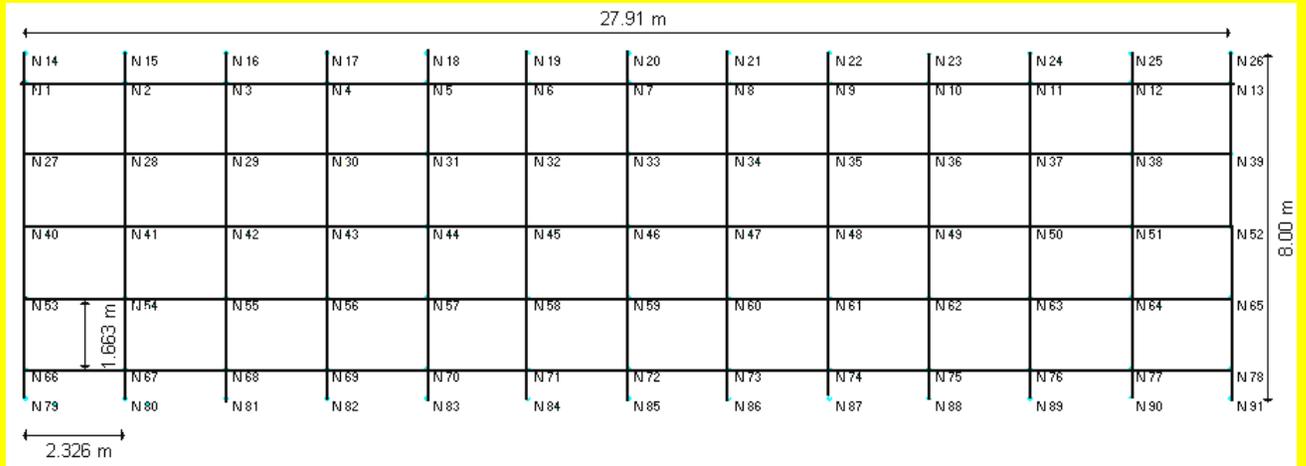
## B) MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La estructura analizada es un puente de vigas isostáticamente apoyadas. En tal sentido, se buscó evaluar el comportamiento estructural del puente, frente a las cargas de ensayo, en función de sus elementos resistentes principales que son, recisamente, las vigas. El comportamiento de los estribos y demás elementos no fue analizado.

Para discretizar<sup>93</sup> la estructura (elementos resistentes del puente) fueron considerados los ejes generados por las cinco vigas longitudinales de 27.91 m de luz de cálculo (medidos desde el eje de un apoyo hasta el eje del otro); transversalmente, se consideraron 13 ejes o barras que representan a la losa de concreto reforzado. Debido a que la versión utilizada del programa Avwin98 sólo puede resolver estructuras con 100 nudos o menos, se combinaron los 5 ejes longitudinales con los 13 transversales para generar un enmallado de 91 nudos y 138 barras. Los ejes longitudinales y transversales se encuentran espaciados a una distancia constante de 1.663 y 2.326 m. respectivamente, delimitando placas de 1.663x2.326 m tal como se muestra en las figuras 4.13a y 4.13b. La figura 4.14 muestra la ubicación, con coordenadas, de los nudos del enmallado.

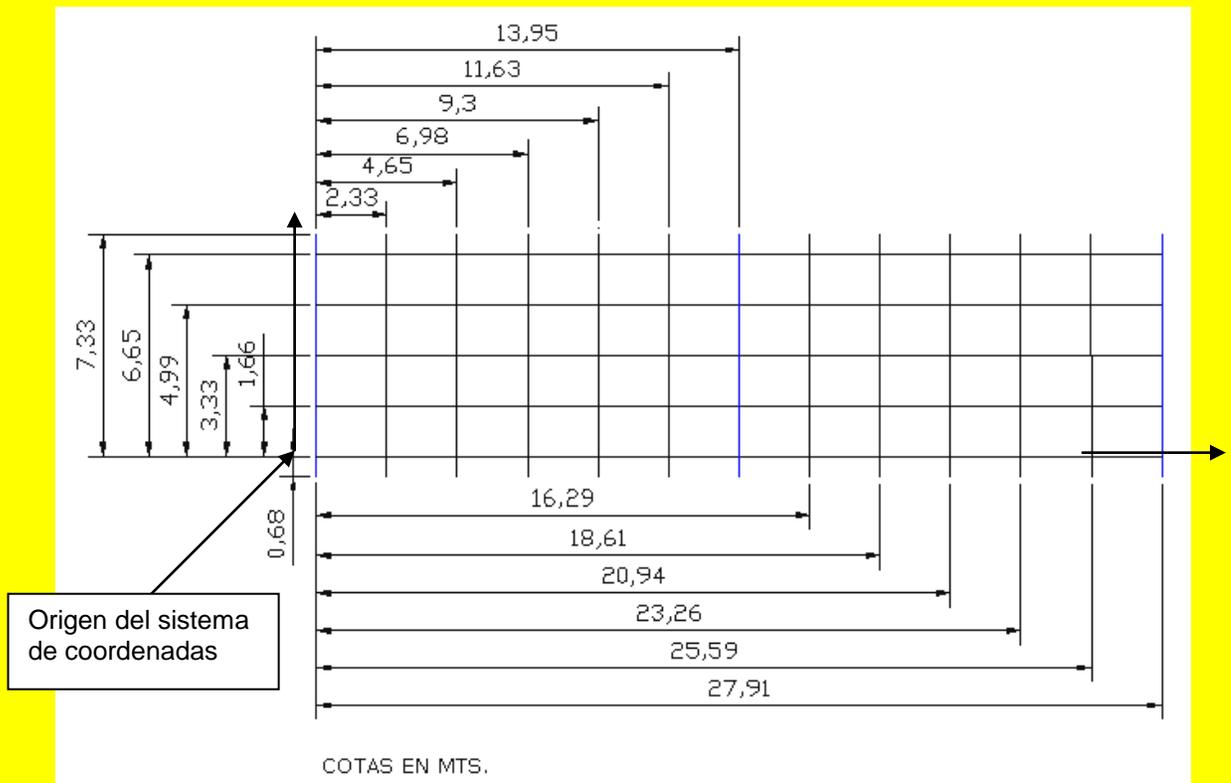


<sup>93</sup> Discretizar es el proceso mediante el cual una estructura compleja se transforma a otra más sencilla, dividiéndola en nudos y barras para generar un enmallado más fácil de analizar por métodos de cálculo estructural; como por ejemplo, el método matricial de barras y nudos.

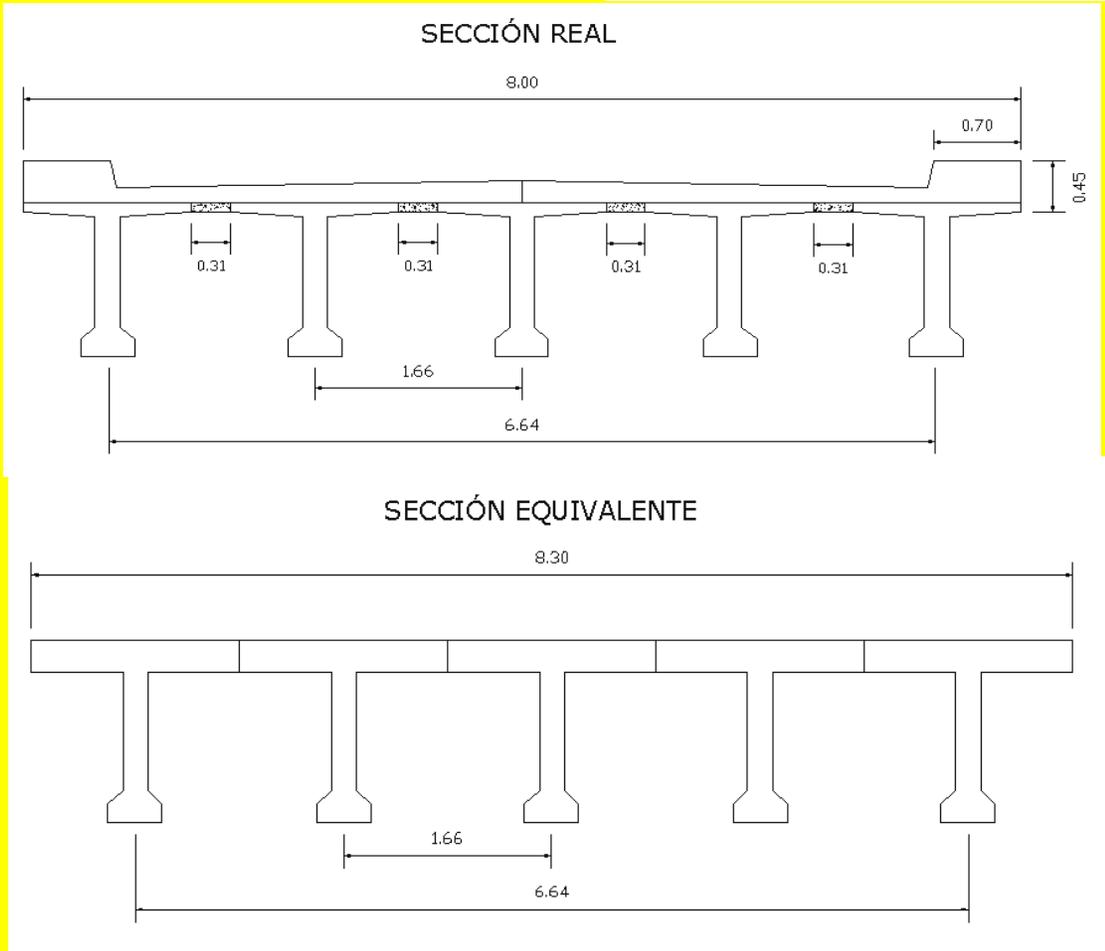
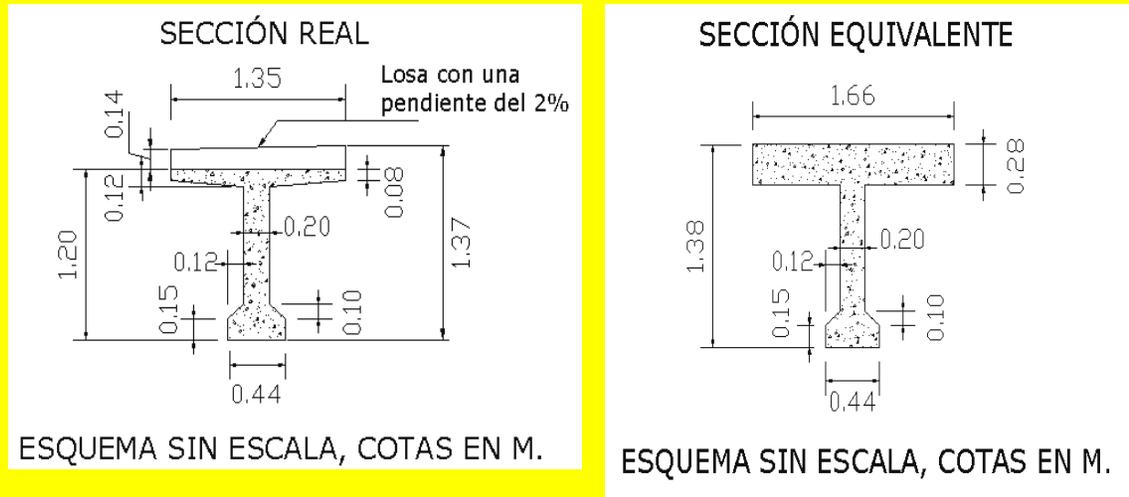


b)

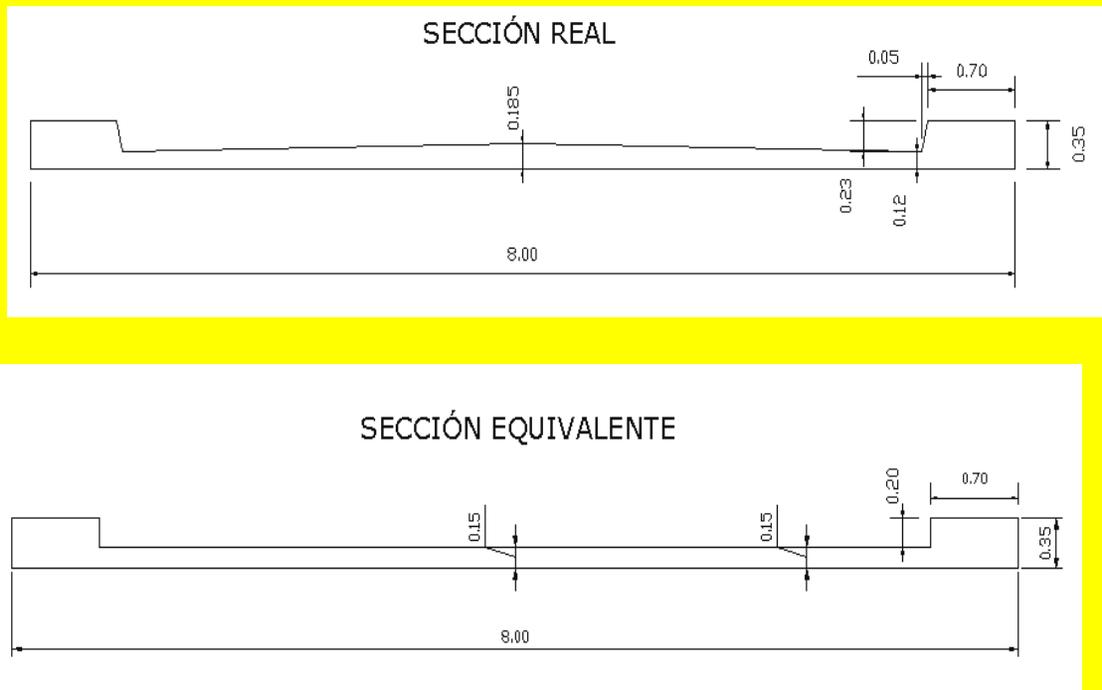
**Fig. 4.13 Vista en planta del enmallado utilizado en la modelización  
a) esquema de barras y b) esquema de nudos**



**Fig. 4.14 Ubicación, con coordenadas, del enmallado utilizado en la modelización.**



**Fig. 4.15. Esquemas sin escala (cotas en metros) de la sección transversal real de las vigas y sección equivalente, usada en el programa para modelar la estructura, la sección equivalente lleva fusionado el espesor de la losa**



**Fig. 4.16. Esquemas sin escala (cotas en metros) de las secciones real y equivalente de la losa en la dirección transversal.**

Para la modelización de la estructura es necesario definirle secciones al programa que representen lo mejor posible los elementos reales del puente; para ello se utilizaron secciones equivalentes tanto en la dirección transversal como en la dirección longitudinal del modelo y son las que se muestran en las figuras 4.15 y 4.16, así como en el plano 1 del anexo 8.

Las propiedades del material utilizado en el modelo se encuentran basadas en las especificaciones técnicas del proyecto (ver anexo 5). Estas propiedades se enuncian, a continuación, en las tablas 4.1 y 4.2:

- CONCRETO 280

PROPIEDAD DEL MATERIAL	VALOR	UNIDADES
Módulo de Elasticidad del Concreto <sup>94</sup>	252671.32	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	0.2	–
Peso Específico	2400	kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente de Dilatación Térmica	1E <sup>-5</sup>	1/C <sup>o</sup>
Tensión de Rotura del Concreto (f' <sub>c</sub> )	280	kg/cm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia del Acero (f <sub>y</sub> )	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Factor de Constante de Torsión (J)	0.01	-

*Tabla 4.1 Propiedades del material utilizado en el modelo de cálculo para el “Concreto 280”.*

- CONCRETO 350:

PROPIEDAD DEL MATERIAL	VALOR	UNIDADES
Módulo de Elasticidad del Concreto <sup>95</sup>	282495.13	kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	0.2	–
Peso Específico	2400	kg/m <sup>3</sup>
Coefficiente de Dilatación Térmica	1E <sup>-5</sup>	1/C <sup>o</sup>
Tensión de Rotura del Concreto (f' <sub>c</sub> )	350	kg/cm <sup>2</sup>
Tensión de Fluencia del Acero (f <sub>y</sub> )	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Factor de Constante de Torsión (J)	0.01	-

*Tabla 4.2 Propiedades del material utilizado en el modelo de cálculo para el “Concreto 350”.*

El concreto denominado “Concreto 280” es el material que se le asignó a las barras transversales que representan a la losa en el modelo. En tanto, el concreto denominado “Concreto 350” fue asignado a las barras longitudinales que representan a las vigas.

<sup>94</sup> Calculado con la fórmula  $E_c = 15100\sqrt{f'_c}$  de la sección 8.5.1 del ACI 318-95.

<sup>95</sup> Idem. 94.

### C) INTRODUCCIÓN DE DATOS AL PROGRAMA AVWIN 98.

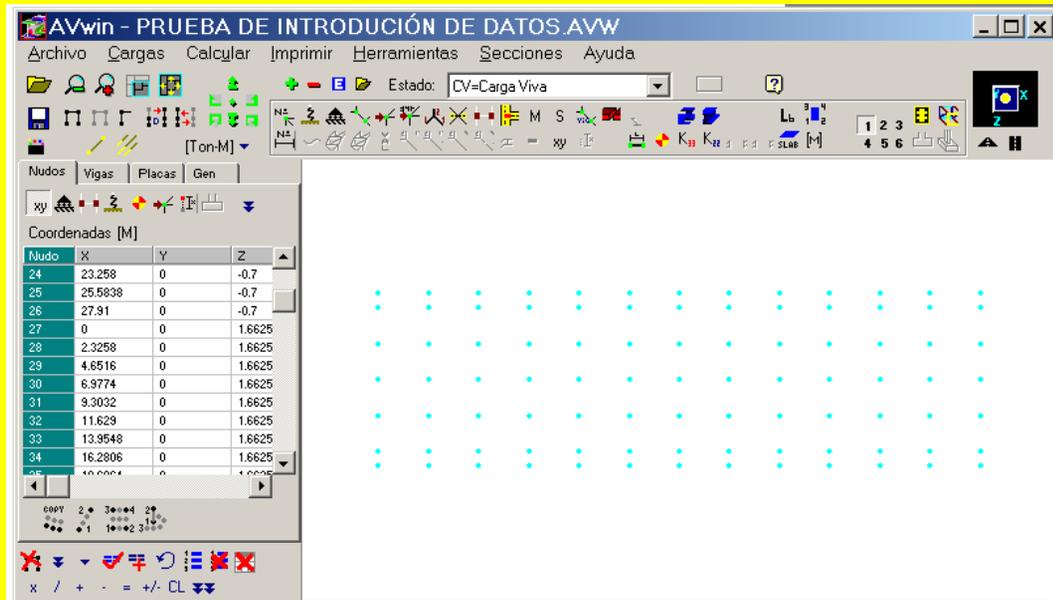
Con los planos y las especificaciones técnicas del proyecto se puede realizar la discretización, en barras y nudos, de la estructura. Se conocen, además, las características de los materiales y la carga viva a utilizar; información básica y necesaria para la modelización del puente, de la cual se hace, a continuación, un resumen del proceso de introducción de datos al programa Avwin98. Los datos introducidos se presentan en su totalidad en el anexo 6.

#### C.1) INTRODUCCIÓN DE COORDENADAS DE NUDOS.

Una vez abierto el programa Avwin98, se modifican las unidades en que se desea trabajar, que para el caso son Ton-m (toneladas y metros). Seleccionado el sistema de unidades y a partir de la discretización hecha de la estructura (ver figura 4.14), se procede a la introducción de las coordenadas de los nudos de la siguiente manera: se selecciona la pestaña “*nudos*” del área o panel de datos para activar el área de temas, donde se escoge el tipo de dato a introducir. Para el caso que acá se explica, se elige el botón “*coordenadas de los nudos (xy)*”, como se muestra en la figura 4.17, y se procede a la introducción de los nudos y sus coordenadas en el área de planilla de datos. En la figura 4.18 se presenta, gráficamente, el resultado de introducir los nudos y sus coordenadas.



**Fig. 4.17** En la figura se muestra seleccionado el botón “*coordenadas de los nudos (xy)*” en el área de temas de la pestaña “*nudos*” del panel de datos del programa Avwin98.



**Fig. 4.18** En la figura se muestra la nube de puntos que se genera al introducir las coordenadas de los nudos.

### C.2) INTRODUCCIÓN O LANZADO DE VIGAS.

A partir de la nube de puntos que representan a los nudos se realiza el lanzamiento de las vigas, seleccionando la pestaña “vigas” del panel de datos y el botón “conectividad y descripción” (como se muestra en la figura 4.19). Se eligen luego los nudos a conectar con las vigas y después se presiona el botón “conectar nudos con barras”. Se prosigue de esta forma hasta generar la malla completa. En la figura 4.20, se presenta la malla generada por la unión de nudos con barras.



**Fig. 4.19** En la figura se muestra seleccionado el botón “conectividad y descripción” en el área de temas de la pestaña “vigas” del panel de datos del programa Avwin98.

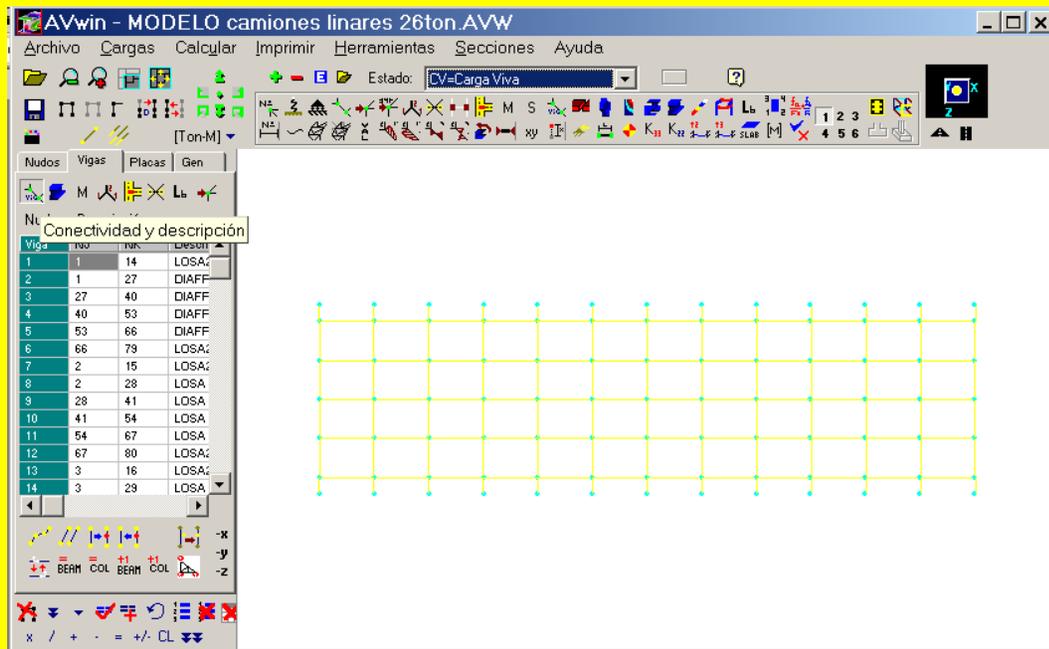


Fig. 4.20 En la figura se muestra la malla generada por la unión de los nudos con barras.

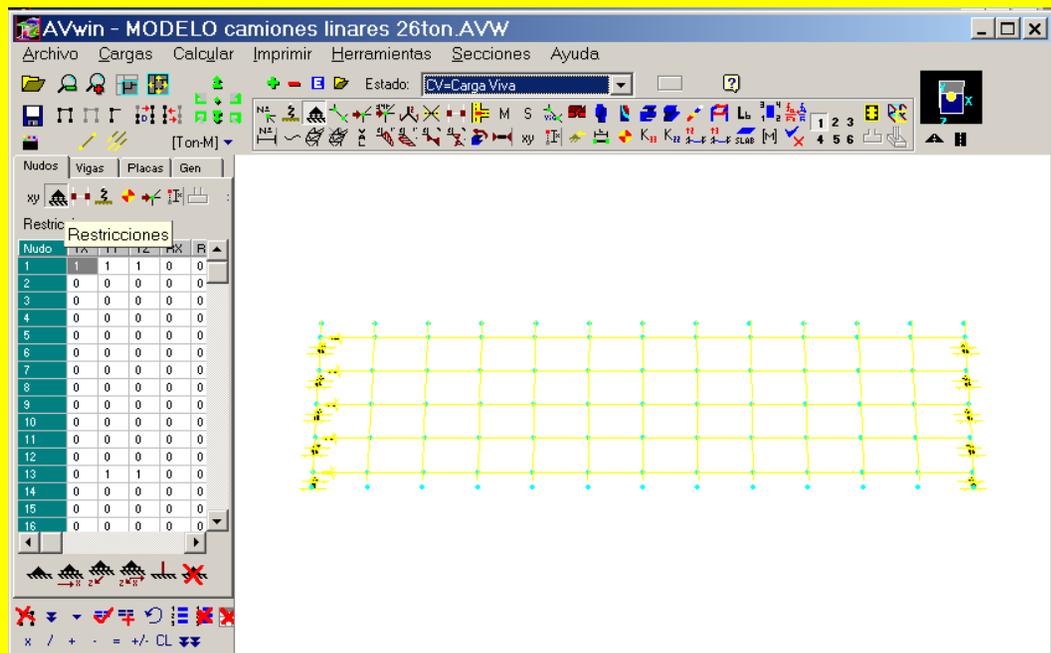
### C.3) ASIGNACIÓN DE APOYOS.

Al finalizar la creación del enmallado, se procede a introducir los apoyos, que para el caso que se ejemplifica, fueron usados apoyos articulados en ambos extremos del puente (las vigas están sujetadas, en sus extremos, a los topes sísmicos por pasadores de varillas de acero de 1 ¼ de pulg.).

Se activa de nuevo la pestaña “nudos” y se selecciona el botón “restricciones”, como se muestra en la figura 4.21. Para colocar la restricción, se selecciona el o los nudos que representan un apoyo, luego se presiona uno de los 5 botones de la esquina inferior izquierda de la pantalla (botón de articulado, articulado y libre en x, articulado y libre en y, articulado y libre en z o empotrado), generándose así el tipo de apoyo deseado. La representación gráfica de las restricciones en los nudos, se observa en la figura 4.22.



**Fig. 4.21** En la figura se muestra seleccionado el botón “restricciones” en el área de temas de la pestaña “nudos” del panel de datos del programa Avwin98.



**Fig. 4.22** En la figura se muestra la malla generada por la unión de los nudos con las barras y las articulaciones que representan los apoyos en los nudos que corresponden a los extremos del puente.

#### C.4) ASIGNACIÓN DE NOMBRE, SECCIÓN Y MATERIAL A LAS VIGAS.

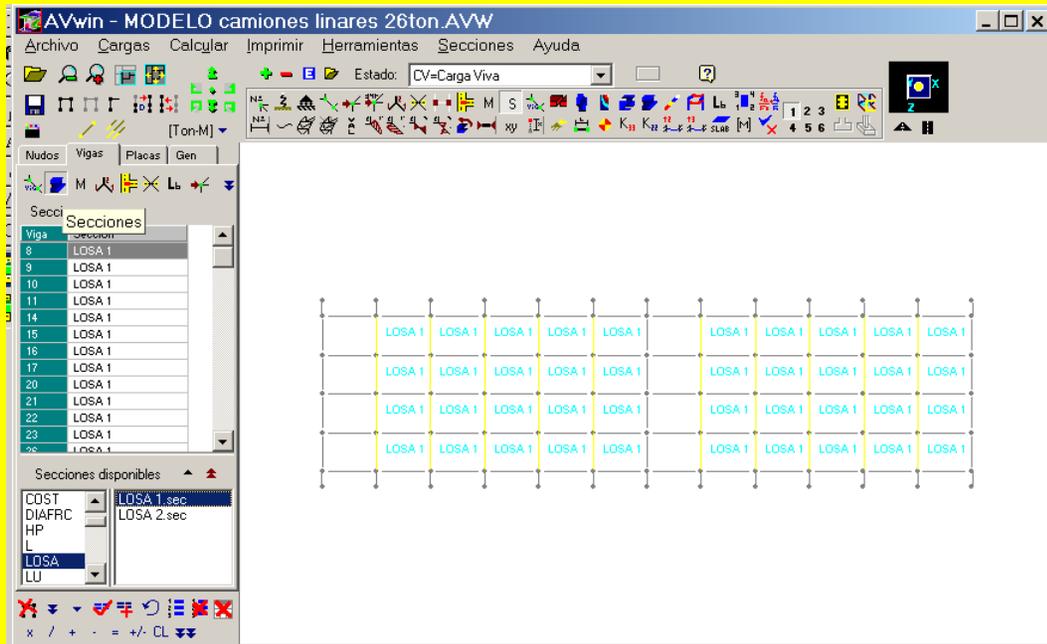
Se selecciona la pestaña “vigas” del área de temas y se presiona el botón “conectividad y descripción”, como se observa en la figura 4.23. Se escoge el conjunto de elementos (barras o vigas) que formen parte de una misma familia, luego, en el área de la planilla de datos, se posiciona en “descripción” y se le da un nombre al elemento. Para asignar el mismo nombre a la familia de elementos, simplemente se presiona el botón de “llenado de una columna

*rápidamente*". Se seguirá el procedimiento aquí descrito para todas las familias o grupos de elementos.



**Fig. 4.23** En la figura se muestra seleccionado el botón “conectividad y descripción” de la viñeta “vigas”. Adicionalmente, se presenta el llenado de la descripción de un grupo de elementos que, para el caso, se llama “VIGA T”.

Para la asignación de secciones nuevas (las que no existen en la base de datos), debe crearse primero la nueva sección; para ello debe abrirse la ventana “secciones” del submenú “secciones...”, del menú “secciones”. Se presiona el botón “nueva”, se selecciona un grupo (el cual representa el tipo de sección a utilizar) y la opción “editar”, donde se le asignan las características a la nueva sección. Estando creada la nueva sección, se selecciona el botón “secciones” de la viñeta “vigas” y se elige, en la parte inferior izquierda de la pantalla, el grupo y tipo de sección deseado para el elemento o familia de elementos seleccionados. En la figura 4.24 se muestra, a manera de ejemplo, la asignación del tipo de sección para las vigas transversales definidas en el modelo desarrollado.



**Fig. 4.24** En la figura se muestra la asignación del tipo de sección para las vigas transversales. El tipo de sección para el caso desarrollado se llama LOSA 1.

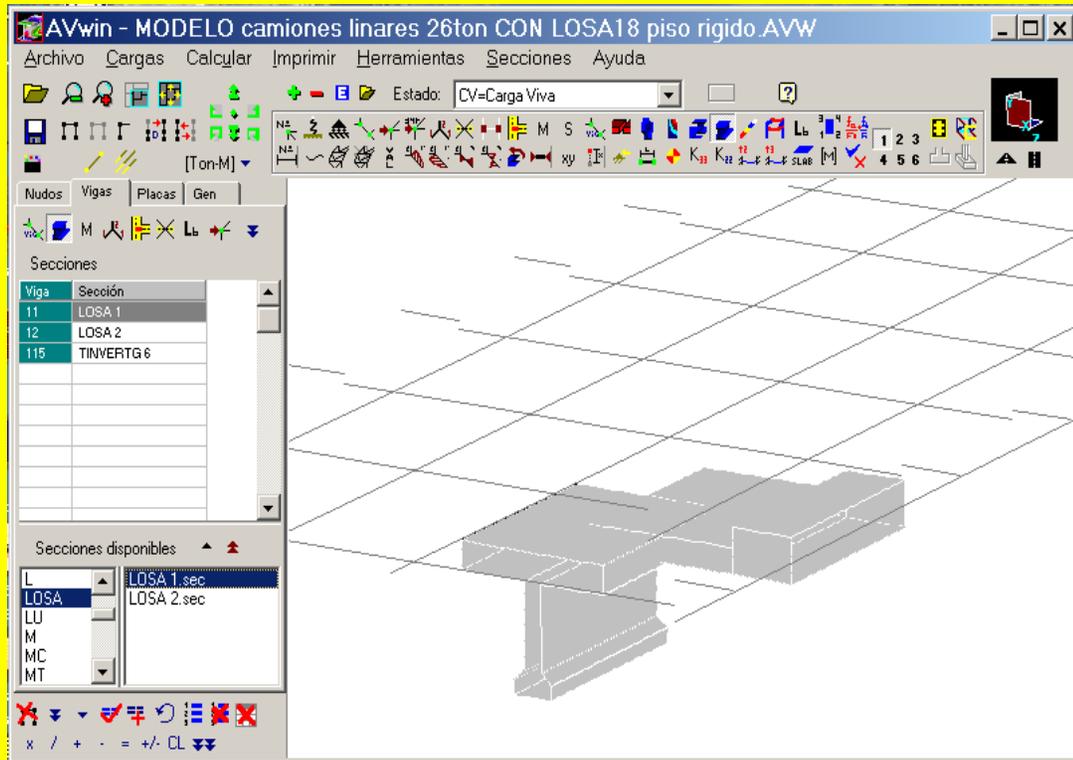
Para la asignación del material, se selecciona el botón “*materiales*” de la pestaña “*vigas*”, como se observa en la figura 4.25. Se escoge el o los elementos a los cuales se les desea asignar material, el cual se asigna seleccionando uno de los materiales disponibles en la parte inferior izquierda de ventana. Si se desea crear un nuevo material, se presiona el botón “*nuevo*” en la ventana “*material*” del submenú “*materiales*” del menú “*secciones*”, donde se llenan los datos requeridos en la ventana “*propiedades del material*”.



**Fig.4.25** En la figura se presenta seleccionado el botón “materiales” de la viñeta “vigas”. Adicionalmente, se muestra el llenado de la asignación del material “concreto 280” para un número determinado de elementos.

### **C.5) ROTACIÓN DE LOS ELEMENTOS Y CREACIÓN DE LOS CACHOS RÍGIDOS (PARA MODELAR LAS EXCENTRICIDADES DE LAS DISTINTAS SECCIONES).**

Seleccionando el botón “secciones 3D sin uniones” que se encuentra en el área de graficación, se pueden observar la orientación y posición relativa de cada sección (cada elemento). Con el botón “ejes locales” de la viñeta “vigas”, se puede rotar el elemento hasta llevarlo a una orientación adecuada (como la que se muestra en la figura 4.26), haciendo uso de los comandos que se encuentran en la parte inferior izquierda de la ventana.



**Fig. 4.26** En la figura se muestra la asignación de dos tipos de secciones. Para las vigas transversales el tipo de sección se llama LOSA 1 y para las vigas longitudinales se llama TINVERTIG 6.

Con el botón “*cacheo rígido*” de la viñeta “*vigas*” se modelan las excentricidades (que son las distancias que existen entre los centroides de cada sección cuando éstas se generan a partir de un eje base) existentes, entre una sección y otra, seleccionando el comando “*crear cacheo rígido*” de la parte inferior izquierda de la ventana y se colocan, en la planilla, las excentricidades de una sección con respecto a la sección que se tomará como base.

#### **C.6) CREACIÓN DE LOS ESTADOS DE CARGA E INTRODUCCIÓN DE CARGAS.**

Presionando el botón “*añadir un estado de carga (+)*”, que se encuentra en el “*Área de Estados de Carga*”, se creó el estado de carga “*CV = Carga Viva*”, tal

como se muestra en la figura 4.27. Activando el estado de carga creado, se procede a introducir las cargas puntuales sobre las vigas. Esto se hace seleccionando el comando de “*fuerzas puntuales*”, que se activa al seleccionar el botón “*cargas sobre vigas*”, de la viñeta “*vigas*”. Luego, se selecciona el comando “*fuerza concentrada sobre vigas*”, ubicado en la esquina inferior izquierda de la ventana, y se introduce el valor de la o las fuerzas junto con su distancia al nudo “J” (nudo de inicio de un elemento), en cada viga seleccionada. En la figura 4.28 se muestra, gráficamente, la forma en que se distribuyeron las cargas<sup>96</sup> antes de ser introducidas al modelo; la figura 4.29, presenta las cargas ya introducidas al modelo desarrollado.

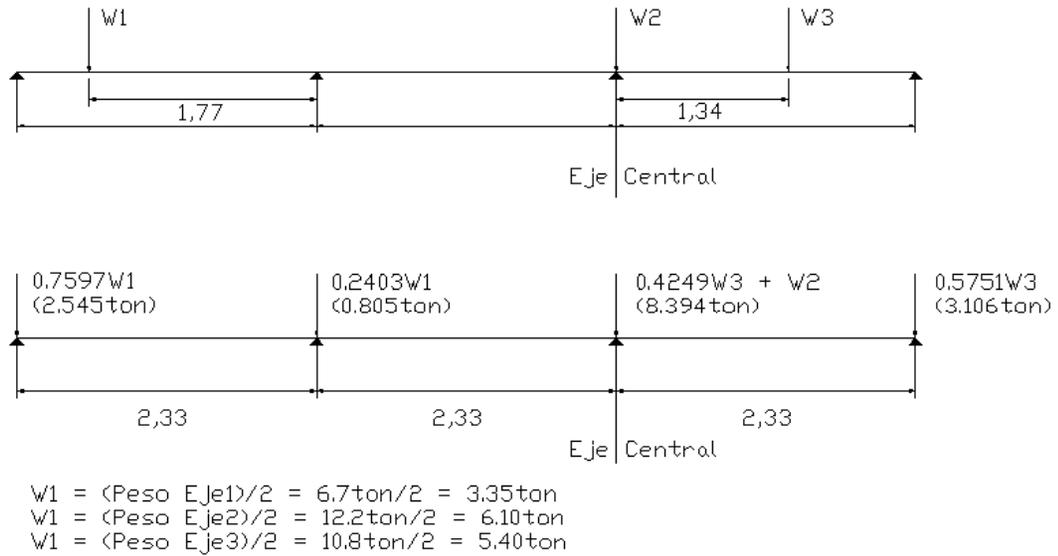


**Fig.4.27** En la figura se muestra el “*área de estado de carga*” encontrándose activo el estado de carga viva.

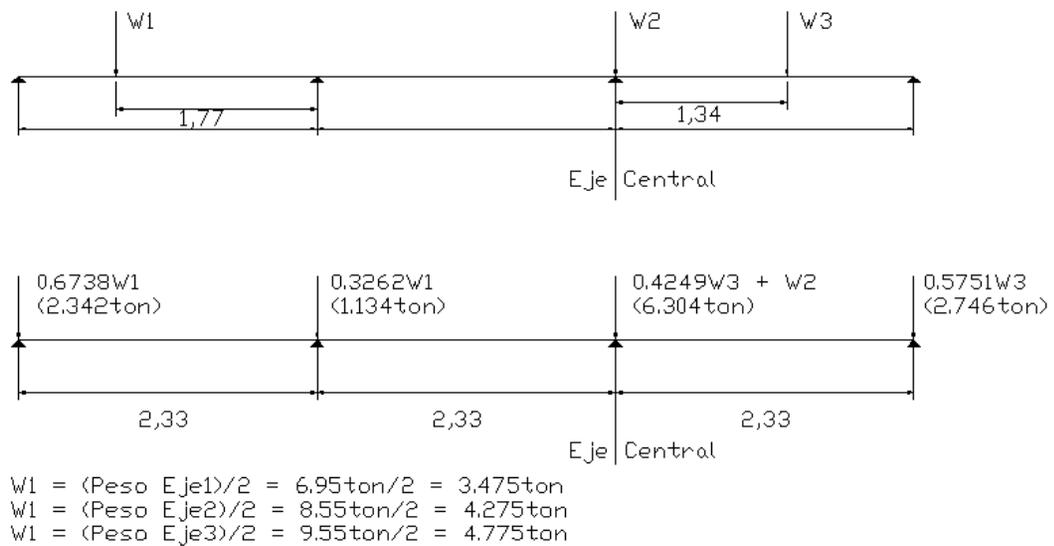
---

<sup>96</sup> Las cargas y características de los camiones se detallan en la sección 4.2.7, literal D de este documento.

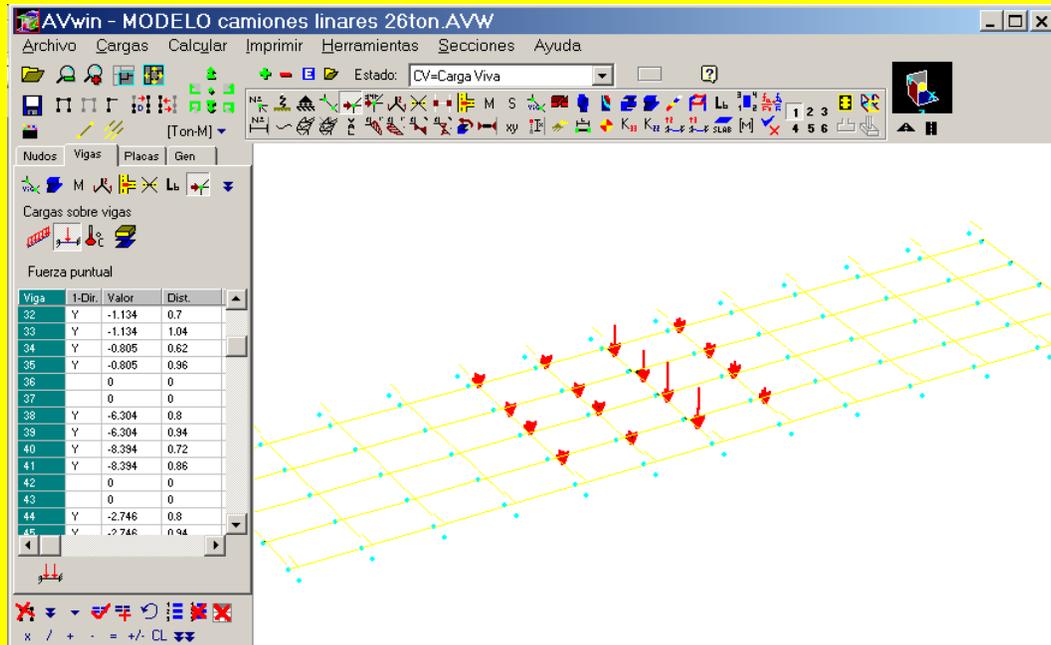
MACK C74-858



MACK C101-067



**Fig. 4.28** La figura muestra una viga longitudinal siendo los apoyos las vigas transversales de la discretización; además se muestra esquemáticamente, la forma en que las cargas de ambos camiones fueron distribuidas antes de ser introducidas al modelo.



**Fig. 4.29** La figura muestra las cargas introducidas sobre las vigas transversales.

### C.7) ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA E IMPRESIÓN DE RESULTADOS.

Para analizar el modelo, se presiona el botón “analizar” de la ventana “análisis”, que se abre al seleccionar el submenú “analizar estructura...” del menú “calcular”. Para observar los resultados obtenidos (traslaciones, pendientes, cortante, momentos, etc.), se selecciona el submenú “resultados de análisis” del menú “imprimir”. A manera de ejemplo, en la figura 4.30, se presentan los resultados parciales obtenidos de las traslaciones de nudos en el estado de Carga Viva.

R E S U L T A D O S   D E L   A N A L I S I S						
Archivo	: C:\AVwin98\Data\MODELO camiones lineares 26ton.AVV					
Proyecto	:					
Unidades	: Ton-M					
Fecha	: 18/04/2005					
Hora	: 01:21:18 a.m.					
N U D O S						
-----						
T R A S L A C I O N E S						
Nudo	T R A S L A C I O N E S [M]			R O T A C I O N E S [Rad]		
	TX	TY	TZ	RX	RY	RZ
-----						
Estado	CV=Carga Viva					
1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00001	-0.00130
2	0.00000	-0.00300	-0.00002	0.00008	0.00001	-0.00126
3	0.00000	-0.00582	-0.00005	0.00016	0.00001	-0.00114
4	0.00000	-0.00829	-0.00008	0.00024	0.00001	-0.00095
5	0.00000	-0.01023	-0.00009	0.00030	0.00000	-0.00069
6	0.00000	-0.01147	-0.00010	0.00032	-0.00000	-0.00036
7	0.00000	-0.01189	-0.00008	0.00034	0.00000	0.00001
8	-0.00000	-0.01141	-0.00009	0.00032	0.00000	0.00039
9	-0.00000	-0.01012	-0.00008	0.00027	-0.00001	0.00070
10	-0.00000	-0.00817	-0.00007	0.00021	-0.00001	0.00095
11	-0.00000	-0.00572	-0.00004	0.00015	-0.00001	0.00113
12	0.00000	-0.00295	-0.00002	0.00007	-0.00001	0.00124
13	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001	0.00127
14	-0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	0.00001	-0.00130
15	-0.00001	-0.00294	-0.00002	0.00008	0.00001	-0.00126
16	-0.00001	-0.00571	-0.00005	0.00016	0.00001	-0.00114
17	-0.00001	-0.00812	-0.00008	0.00024	0.00001	-0.00095
18	-0.00000	-0.01002	-0.00009	0.00030	0.00000	-0.00069
19	0.00000	-0.01124	-0.00010	0.00032	-0.00000	-0.00036
20	0.00000	-0.01165	-0.00008	0.00034	0.00000	0.00001

**Fig.4.30** En la figura se muestran los resultados parciales obtenidos de las traslaciones de nudos debidas a las cargas del estado de Carga Viva.

## **4.2 PLANIFICACIÓN, PREPARACIÓN Y EJECUCIÓN DEL ENSAYO DE CARGA.**

### **4.2.1 OBJETIVOS DEL ENSAYO.**

El propósito básico con que se ejecutó la prueba de carga estática está ligado a fines puramente didácticos y académicos. Se pretende determinar teóricamente (mediante un modelo de cálculo, analizado con un software especializado) las magnitudes resultantes de la sollicitación de un puente sometido a la acción de un tren de carga predefinido. En el modelo matemático se reproducirán las cargas reales utilizadas durante el ensayo y los resultados generados por el mismo serán comparados con las magnitudes medidas en campo al momento de ejecutar el ensayo de carga sobre la estructura. En resumen, la finalidad de la prueba se puede enlistar en los siguientes objetivos:

1. Registrar las deflexiones de la estructura en puntos predefinidos para el estado de carga ejecutado<sup>97</sup>.
2. Determinar la posición y magnitud de la deflexión máxima.
3. Corroborar visualmente que la estructura, por ser de concreto postensado, no presente fisuraciones una vez que se haya colocado el tren de carga y estabilizado las lecturas de deformación.
4. Determinar los esfuerzos inducidos en la estructura después de haber colocado el tren de carga.

---

<sup>97</sup> Ver sección 4.2.7, literal E y figura 4.36.

5. Determinar las deformaciones remanentes después de haber retirado el tren de carga.

#### **4.2.2 TIPO DE ENSAYO SELECCIONADO.**

El Ensayo de carga realizado es el de Diagnóstico, basado en el “Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga” de la National Cooperative Highway Research Program. Este tipo de ensayo se seleccionó tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

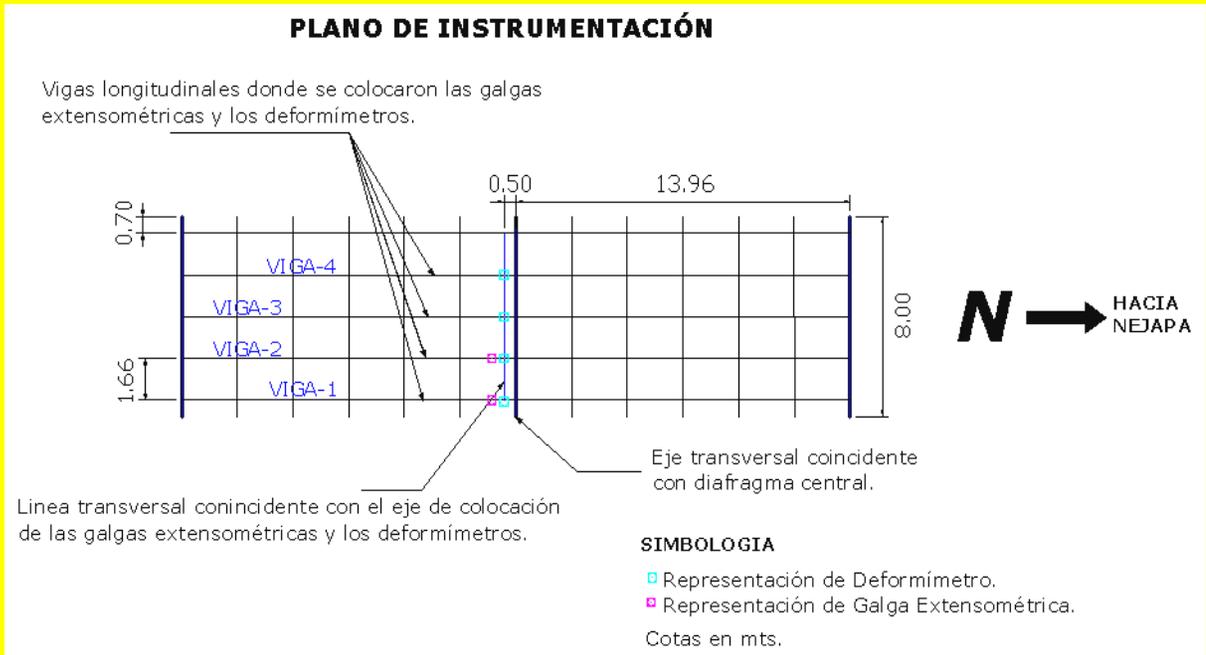
- El puente se encuentra en servicio.
- Esta estructura es de construcción reciente, los Planos y Especificaciones Técnicas están disponibles y fueron facilitados por el Ministerio de Obras Públicas (MOP).
- La información proporcionada por el MOP permite verificar en campo, a través de una inspección preliminar, la correspondencia entre los planos y la realidad.
- Las cargas a utilizar son conocidas y controladas.
- Al realizar este tipo de ensayo, se pretende medir y determinar la respuesta del puente (efectos de las cargas) frente a las cargas aplicadas.
- El ensayo de Diagnóstico permite comparar los resultados de las mediciones en campo con los cálculos estimados por el modelo analítico (teórico), permitiendo verificar los efectos de carga que se han previsto. Las mediciones realizadas en campo deberán ser congruentes con los

valores esperados que surgieron del modelo preliminar y el ensayo servirá, entonces, para verificar y ajustar las predicciones hechas por el modelo analítico.

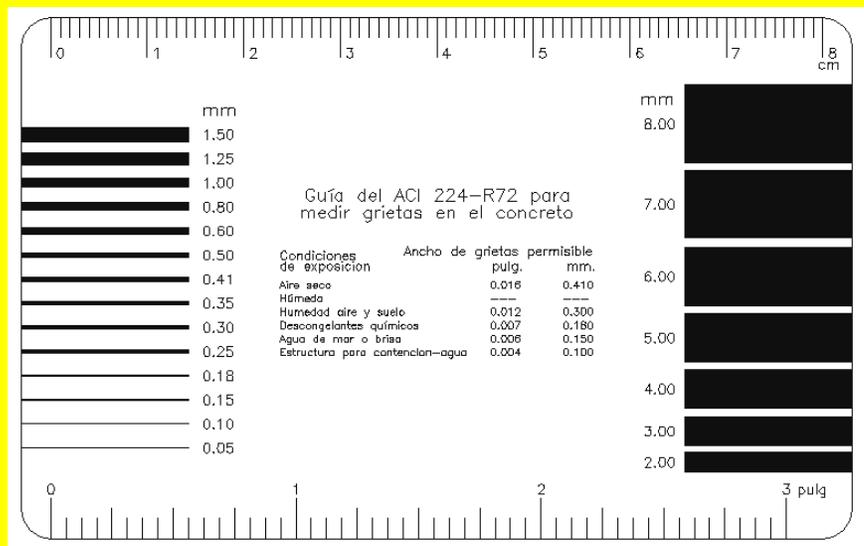
### **4.2.3 EFECTOS DE CARGA MEDIDOS.**

Como se estableció en los objetivos, los efectos de carga medidos con la ejecución del ensayo de carga de diagnóstico son:

- Desplazamientos Verticales: con los desplazamientos relativos se pudieron calcular las deflexiones máximas en los puntos definidos en la figura 4.31, que son los puntos en los que se esperaba obtener las mayores lecturas de deflexión en virtud de las características del puente. La figura 4.31 muestra, por consiguiente, la ubicación de los deformímetros.
- Esfuerzos de Tensión: se registraron a partir de las señales eléctricas generadas por las galgas extensométricas que fueron colocadas en las vigas longitudinales (como se muestra en la figura 4.31) de acuerdo a la localización de los máximos esfuerzos esperados.
- Fisuraciones: se inspeccionó visualmente la estructura antes y después del ensayo con el fin de comprobar que ella no presentara fisuraciones de ningún tipo. En todo caso, de haberse presentado fisuras en la estructura, los espesores de éstas hubiesen sido medidos con una carta de medición de fisuras, similar a la que se muestra en la figura 4.32.



**Fig. 4.31. Plano de Instrumentación en el que se muestra la ubicación de los deformímetros y de las galgas extensométricas (cotas en metros).**



**Fig. 4.32. Carta de medición de fisuras (sin escala).**

#### **4.2.4 EQUIPO SELECCIONADO PARA EL ENSAYO DE CARGA ESTÁTICA.**

El equipo básico para la instrumentación del puente evaluado es el que se describe a continuación:

- Cuatro deformímetros con una precisión mínima de 0.01 mm y una capacidad máxima de lectura de 2.5 cm. Estos instrumentos fueron colocados en puntos previamente establecidos, según fue detallado en la figura 4.31.
- Cuatro galgas electroresistentes tipo 50/120LY41 (se colocaron dos por cada viga).
- Equipo Spider 8 marca HBM. Este equipo es el encargado de recibir las señales eléctricas producidas por la excitación de las galgas.
- Computadora portátil para adquisición y almacenamiento de los resultados.
- Software CATMAN de HBM, usado para traducir las señales eléctricas.
- Aditivo SCOUT 50, utilizado en la adhesión de las galgas a las vigas.
- Carta de medición de fisuras.
- Dos básculas de carga de ruedas WL-103 marca HAENNI.

El equipo utilizado se muestra en el anexo 9 y la distribución de éste en el puente puede observarse en la figura 4.31. Además del equipo de medición, se utilizó un equipo auxiliar compuesto por doce cuerpos de andamios con doce crucetas, tres plataformas de andamio, un generador eléctrico, un camión de 4

ton (cuya función fue transportar este equipo auxiliar) y equipo de seguridad vial, formado por:

- 38 conos de seguridad de 36".
- 8 rótulos de seguridad vial.
- 4 banderolas de seguridad.
- 12 chalecos con bandas reflectivas.
- 12 cascos seguridad.

Todo este equipo sirvió directa e indirectamente en la obtención de los datos de repuesta de la estructura.

#### **4.2.5 PERSONAL.**

El personal involucrado en el ensayo que se desarrolló en el presente trabajo de graduación fue dividido en dos tipos:

- *El personal técnico.* Compuesto por seis personas: tres ingenieros civiles, dos estudiantes egresados de la carrera de Ingeniería Civil y un técnico en Ingeniería Civil proveniente del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Fundación Padre Arrupe de El Salvador.

Las funciones que desempeñaron los tres Ingenieros fueron las siguientes:

- El primero, fue el Director de la Prueba de Carga.
- El segundo, fue el encargado de coordinar los trabajos de instrumentación del puente.
- El tercero, dio fe de la correcta ejecución de la prueba.

El resto del personal técnico se encargó de colocar los instrumentos de medición y de realizar las lecturas de los mismos. Además, el personal técnico fue el encargado de señalar los puntos de aplicación de la carga (puntos donde fueron colocados los camiones cargados), así como de coordinar el pesaje, entrada, ubicación y salida de los vehículos de ensayo y la señalización vial en general.

➤ *El personal auxiliar.* Compuesto por cuatro personas con experiencia en la construcción de obras viales. Dos de estas personas se encargaron de señalar el área de trabajo con el equipo de seguridad vial que se mencionó anteriormente y que se detalla en el apartado 4.2.7, literal A. El resto del personal tuvo como función erigir y desmontar los medios auxiliares (andamiaje) necesarios para acceder a los puntos en los que se posicionaron los instrumentos de medición. Por otro lado, el personal auxiliar estuvo disponible para cualquier otro requerimiento solicitado por el personal técnico.

#### **4.2.6 PLAZO DE EJECUCIÓN.**

El ensayo de carga fue ejecutado el día sábado 19 de Marzo del año 2005. Por tratarse de una estructura en uso, de 2 años de edad (construido en Junio del 2003), no fue necesario tener alguna restricción en cuanto a la resistencia de los elementos estructurales, ya que la edad de éstos es muy superior a los 28 días, que es la edad en la que el concreto logra alcanzar su resistencia de diseño.

El tiempo del que se dispuso para la realización del ensayo fue de 8 horas.

#### **4.2.7 APLICACIÓN DE LA CARGA.**

En esta sección se describen aquellas actividades que fueron necesarias realizar para lograr una buena ejecución del ensayo y por consiguiente la correcta aplicación de la carga estática al puente. Dichas actividades incluyen las desarrolladas previas al día de ejecución del ensayo, el plan de seguridad de la prueba, seguridad y control del tráfico, preparación y calibración de la instrumentación, trenes de carga considerados, pesaje de los camiones, materialización de la carga, criterios de estabilización y valores remanentes.

##### **A) ACTIVIDADES PREVIAS.**

Las actividades previas, que en este literal se describen, consistieron en visitas de campo y en la preparación y acondicionamiento del puente evaluado.

###### *A.1) VISITAS DE CAMPO.*

Previo al día de ejecución del ensayo se realizaron tres visitas de campo que sirvieron para recopilar información y una cuarta en la víspera de la ejecución de la prueba con el fin de preparar y acondicionar la estructura para su evaluación.

La primera visita se realizó el día sábado 26 de junio del año 2004. Esta visita consistió en hacer un recorrido por las carreteras cercanas al Área Metropolitana de San salvador con el propósito de evaluar las condiciones generales (accesibilidad, características geométricas relevantes, tipología estructural, factibilidad para la colocación de la instrumentación bajo la

estructura, etc.) de los puentes ubicados en dicha zona y elegir, en base a estas condiciones, el puente a ensayar.

La segunda visita se llevó a cabo el día sábado 9 de octubre del 2004, después de que el MOP aprobase la realización de la prueba de carga estática en el puente seleccionado y proporcionase la información respectiva del mismo. En esta visita se evaluó el estado del puente y se verificó la información de los planos.

La tercera visita se efectuó el día miércoles 16 de marzo del 2005, en la cual estuvieron presentes los involucrados en el ensayo de carga (los tres Ingenieros docentes directores y los dos estudiantes ejecutores del trabajo de graduación) y se realizó con la finalidad de ultimar detalles sobre la ejecución de éste. En esta visita se planificó la mecánica a seguir para el desarrollo de la prueba de carga, determinándose la necesidad de realizar los trabajos previos de preparación y acondicionamiento del puente un día antes del día en que se efectuaría el ensayo para poder, de esta forma, desarrollar correctamente la prueba de carga en el tiempo estipulado (ocho horas).

La cuarta visita se llevó a cabo el día viernes 18 de marzo del 2005, justo un día antes de la ejecución del ensayo y consistió en la preparación y acondicionamiento de la estructura, como paso previo a la realización de la prueba, proceso que se describe en el siguiente apartado.

## *A.2) PREPARACIÓN Y ACONDICIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.*

Como se mencionó anteriormente, la prueba de carga estática fue desarrollada el día sábado 19 de Marzo del 2005 y los preparativos de la misma, en campo, se iniciaron el día anterior. El viernes 18 se realizaron trabajos de medición y replanteo de los estados de carga sobre la losa del puente (ver los estados de carga en el literal F, en esta misma sección), es decir, la ubicación de los puntos de aplicación de la carga. Adicionalmente, se desarrollaron trabajos previos de instalación de equipos de instrumentación bajo el tablero de vigas y se ejecutó, por primera vez, el plan de seguridad vial descrito en el siguiente literal, en lo referente a la seguridad del personal y al tráfico vehicular en la vía ubicada bajo el puente.

Las primeras actividades en iniciarse fueron los trabajos de señalización vial de la zona en cuestión (ver figuras 4.36, 4.37 y 4.38); asegurada el área de trabajo se procedió a levantar los dos cuerpos de andamios bajo el puente (los cuales pueden observarse en la figura 4.33), que sirvieron para poder acceder a la parte inferior del tablero de vigas, donde se trabajó en la colocación del equipo auxiliar para la instalación de los deformímetros bajo el puente.



*Fig. 4.33. En la figura se observan los dos cuerpos de andamios levantados bajo el puente.*

Este equipo auxiliar estuvo conformado por 5 anclas expansivas y 5 pernos de argolla, que fueron colocados en la parte inferior de las 5 vigas longitudinales (un perno de argolla y un ancla por viga) como se muestra en la figura 4.34. Además, se identificó y limpió el área en las vigas donde se pegaron las galgas extensométricas.

Paralelamente a esta actividad, se realizó la medición y replanteo de los estados de carga sobre la losa del puente (esto se hizo con una cinta métrica de 8 m, cordel, crayón y marcador spray), en la que se trazaron las posiciones de las ruedas de los camiones sobre la losa de pavimento, para los dos estados de carga (aunque solamente se ejecutó el estado de carga N° 1), tal como se muestra en la figura 4.35.



**Fig. 4.34. Pernos de argolla colocados en la parte inferior de las vigas.**



**Fig. 4.35. Trazado de las posiciones de las ruedas de los camiones sobre la losa de pavimento.**

## **B) PLAN DE SEGURIDAD DE LA PRUEBA, SEGURIDAD Y CONTROL DEL TRÁFICO.**

Como parte del proyecto de la prueba de carga se estableció un plan de seguridad de la prueba, el cual fue ejecutado, tanto el día en que se desarrolló el ensayo de carga, como el día anterior. Para el caso del puente evaluado, este plan se detalla a continuación:

- *Seguridad del Personal:* Respecto a la seguridad del personal, Se usaron chalecos con bandas reflectivas para que fuesen vistos a distancia por los automovilistas que circulaban por las vías que conecta el puente. Se tenía pensado que el personal que permaneció sobre el andamio durante el ensayo y durante la colocación y desmontaje de la instrumentación bajo el puente contase con arneses para su seguridad y que las personas encargadas de armar los andamios fuese provista de guantes de cuero; sin embargo, a pesar de que el préstamo de este equipo fue solicitado, no pudo proporcionarse por ser inexistente.

- *Seguridad Vial:* El paso vehicular en la vía sustentada por el puente fue regulado durante la preparación y la ejecución de prueba, siendo cerrado por completo durante los procesos de calibración de la instrumentación, escalones y ciclos de carga y descarga, estabilización de la carga y lectura de datos. En tal sentido, se colocó señalización de seguridad vial en cada extremo de la vía secundaria (conos y rótulos de “maquinaria trabajando adelante”), según se observa en la figura 4.36. Adicionalmente, estuvieron dos banderilleros (uno en

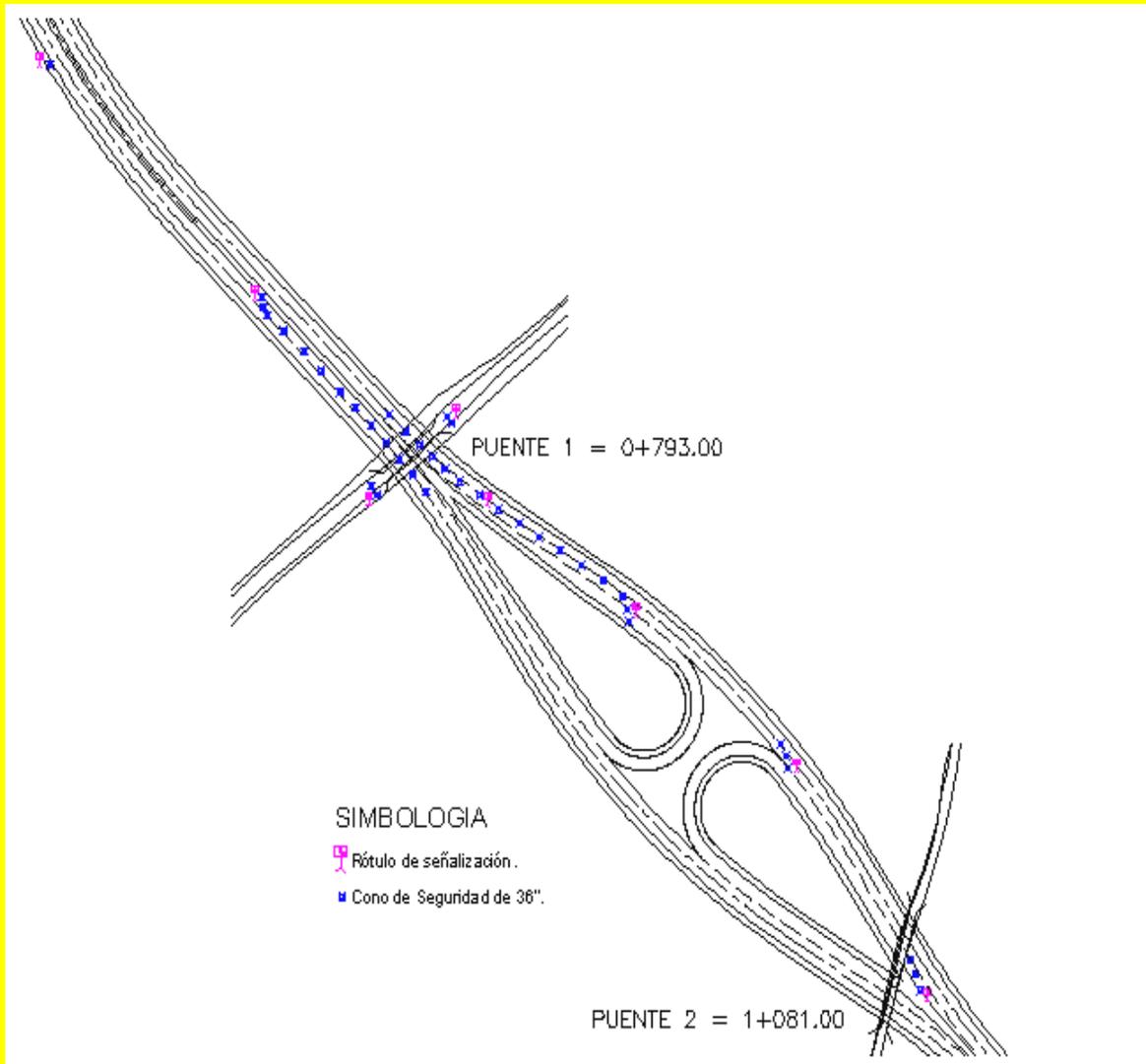
cada extremo de la vía) con su respectivo chaleco de bandas reflectivas y banderola.



**Fig. 4.36. Señalización de Seguridad Vial colocada en ambos extremos de la vía secundaria sustentada por el puente.**

Esta señalización fue colocada a una distancia aproximada de 25 metros a cada extremo de puente, que es una distancia prudente para un camino de tierra donde las velocidades de los vehículos son bajas y que, por tanto, le permite al conductor detenerse antes de llegar al puente.

Las consideraciones anteriormente mencionadas y ejecutadas son aplicables al puente objeto de este estudio, por ser una estructura ubicada en una vía secundaria que conecta dos cantones y en la que los vehículos no desarrollan grandes velocidades. En vías primarias o autopistas, la distancia deberá analizarse en función de la velocidad permitida en la carretera y en función de la distancia de visualización y frenado de los vehículos.



**Fig. 4.37 Esquema de la Señalización de Seguridad Vial utilizada en la vía ubicada bajo el puente (Carretera Oeste Panamericana).**

La señalización en la vía bajo el puente se realizó de tal forma que permitiera el tráfico vehicular en la misma, dado que es una vía de gran importancia (Carretera Oeste Panamericana). En este sentido, se dispuso de la señalización que se muestra, esquemáticamente, en la figura 4.37 (se muestra con detalle en el anexo 8) y que se ve ejecutada en la figura 4.38; la cual es adecuada para

advertirle a los conductores sobre la reducción de la velocidad de sus vehículos y para indicarles que deben incorporarse al carril derecho de cada sentido, dejando libre los carriles izquierdos para colocar el andamiaje y los instrumentos de medición bajo la estructura. Al igual que en el caso de la vía que soporta el puente, en ésta también estuvieron presentes dos banderilleros (uno por sentido de la vía), para prevenir a los automovilistas de dicha señalización



**Fig. 4.38.** Vista general de la Señalización de Seguridad Vial utilizada en la vía ubicada bajo el puente.

- *Seguridad Estructural:* Aparte de la seguridad vial y la del personal se dispuso de medidas de seguridad estructural con respecto a la obra en si, ya que un mal diseño o construcción de la misma podría haber ocasionado que, con las cargas

de ensayo, la estructura sufriera daños significativos o incluso un colapso. Por consiguiente, un miembro del personal técnico (el encargado de tomar las lecturas) estuvo atento a cualquier anomalía que pudiera haber ocurrido; por ejemplo, deformaciones y fisuraciones excesivas ocasionadas por la carga de prueba. De haberse presentado esta situación, esta persona hubiese sido la encargada de avisar inmediatamente al Director de la Prueba, quien tomaría las decisiones que fuesen pertinentes, de acuerdo a lo establecido en la sección 3.4.7 del capítulo III.

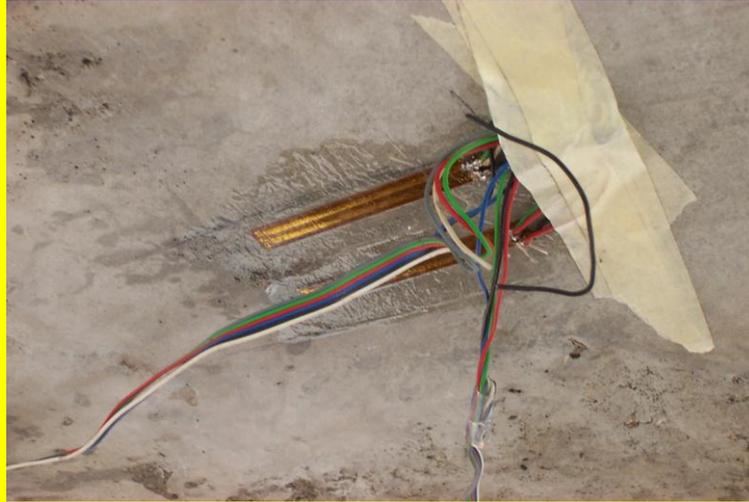
### **C) PREPARACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN.**

El día de la prueba inició con los trabajos de señalización vial de la zona (ver figuras 4.36, 4.37 y 4.38). Una vez delimitada y asegurada el área de trabajo, se procedió a levantar los dos cuerpos de andamios bajo el puente (figura 4.33), para luego realizar la pega de 4 galgas extensométricas en 2 de las vigas del tablero (2 galgas por viga), de tal forma que se creara un puente de Wheatstone completo<sup>98</sup>; esto, con el fin de analizar los esfuerzos en las mismas con el programa CATMAN de HBM. La figura 4.39 muestra el circuito formado por 2 galgas extensométricas, mientras que la figura 4.40 presenta el sistema computarizado usado para toma de lecturas y la conexión de éste a las galgas. Luego se procedió a colocar las plomadas que tocaron los deformímetros, las cuales consistieron de 4 cilindros de concreto de 15 cm. de diámetro por 30 cm. de alto (figura 4.41). A cada uno de estos cilindros se les colocó un ancla

---

<sup>98</sup> Ver Sección 3.3.2, literal A en el Capítulo 3 de este documento.

expansiva y un perno de argolla (figura 4.41) de donde se sujetaron, con alambre galvanizado calibre 26, para ser colgados desde los pernos de argolla ubicados en la parte inferior de las 4 vigas cuyas deflexiones fueron medidas.



**Fig. 4.39. Puente de Wheatstone completo formado por las galgas extensométricas.**



**Fig. 4.40. Uso de sistema computarizado para la adquisición y procesamiento de información (señales eléctricas) proveniente de las galgas extensométricas.**



**Fig. 4.41. En la figura se observan los cilindros de concreto que fueron utilizados como plomadas durante la toma de lecturas en los deformímetros.**

Las plomadas suspendidas fueron dejadas en reposo por aproximadamente dos horas para permitirle al alambre que se deformara, evitándose así errores en la toma de las lecturas de la deformación. Se procedió después a la colocación de los 4 deformímetros (uno por cada plomada) sobre un bastidor metálico donde se fijaron y ajustaron con la lectura inicial detallada en las tablas de lecturas de deformación (tablas 4.7 – 4.10). En la figura 4.42 pueden observarse los cilindros de concreto haciendo contacto con los deformímetros (colocados sobre los bastidores) durante la toma de lecturas de deformación.



*Fig. 4.42. Instantes en que se tomaron lecturas de deformación. Se observa, en la figura, a las plomadas haciendo contacto con los deformímetros ubicados sobre los bastidores nivelados.*

#### **D) TREN DE CARGAS.**

Los trenes de carga utilizados en este proyecto son:

- *Tren de carga de cálculo.* De acuerdo a las Especificaciones Técnicas de este puente, el tren de carga de cálculo utilizado es el HS-20, el cual está definido en la duodécima edición de la norma AASHTO (camión de dos ejes con remolque que pesa en su totalidad 32.66 Ton. Ver figura 2.35 del capítulo II).
- *Tren de carga del proyecto de la prueba.* Estuvo compuesto por dos camiones tipo tandem de tres ejes cuyos pesos individuales (por vehículo) son 21.5 Ton, que representa el 65.8% de la carga considerada por el tren de carga de cálculo y que además es la máxima carga permitida por el MOP para el vehículo tipo C-3 (camión de tres ejes),

como se muestra en la tabla del anexo 10<sup>99</sup>. La separación entre los ejes traseros del camión es de 1.20 m.

- *Tren de carga de la prueba.* Compuesto por dos camiones tipo tandem (similares a los descritos para el tren de carga del proyecto de la prueba), cargados y pesados por eje para verificar, de esta manera, la carga a colocar sobre la estructura. Una vez determinado el verdadero peso de los camiones por eje (ver el proceso de pesaje en el literal D de esta misma sección) se ajustó el modelo matemático, en el que fue sustituido el tren de carga del proyecto de la prueba por el tren de carga real (con el peso real, por eje, de los camiones). En las tablas 4.3 y 4.4 se presentan los datos de geometría y de distribución de peso por eje para cada uno de los camiones utilizados en el ensayo y en la figura 4.43 se presenta el esquema de un camión tipo utilizado en el ensayo.

*CAMION CC-01 (Peso Total: 25.05 ton = 76.7% del peso del camión HS-20):*

	Eje 1	Intereje	Eje 2	Intereje	Eje 3	Carga total (ton)
Distancia (m)		3.90		1.34		
Carga (ton)	6.95		8.55		9.55	25.05

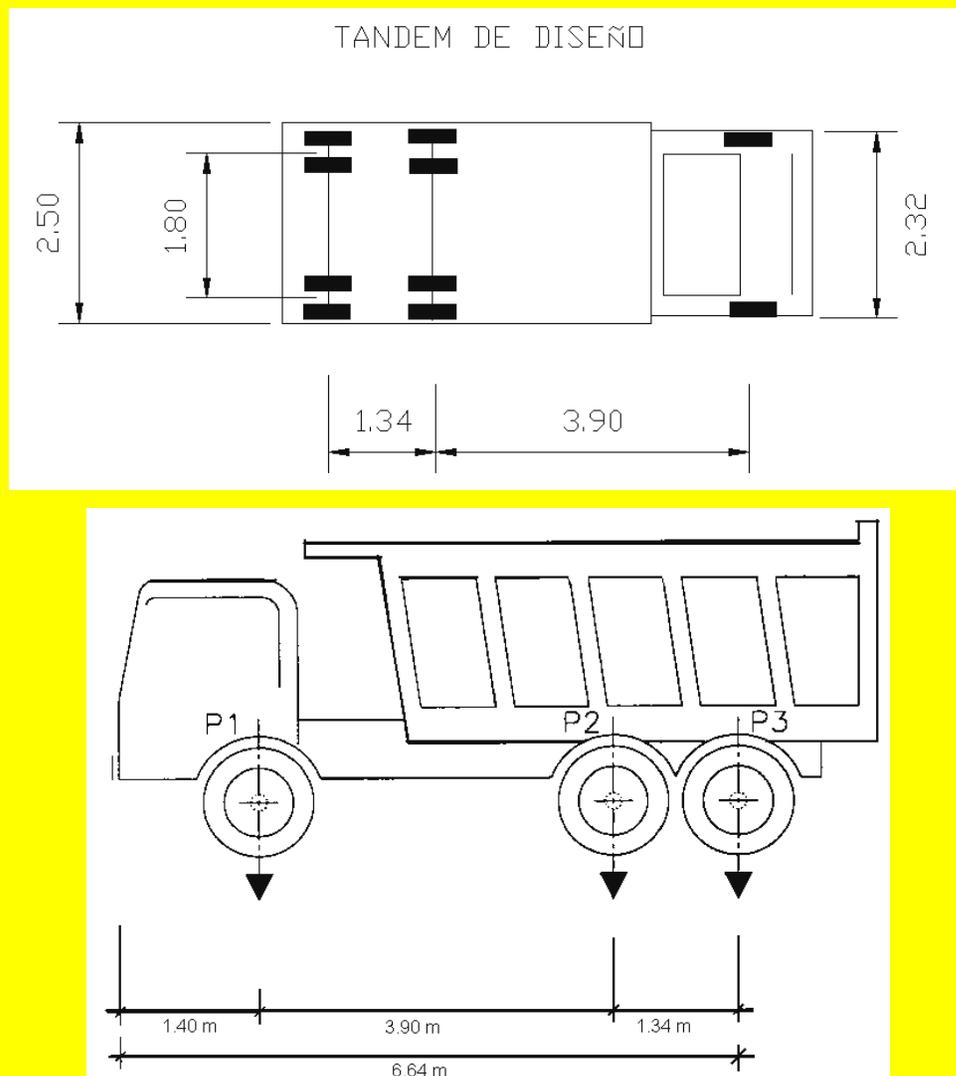
**Tabla 4.3 Datos característicos del camión MACK C101-067 utilizado como parte del tren de carga real de la prueba.**

<sup>99</sup> Departamento de Básculas, Pesos y Dimensiones. Viceministerio de Obras Públicas.

*CAMION CC-02 (Peso Total: 29.70 ton = 90.9% del peso del camión HS-20):*

	Eje 1	Intereje	Eje 2	Intereje	Eje 3	Carga total (ton)
Distancia (m)		4.10		1.34		
Carga (ton)	6.70		12.20		10.80	29.70

**Tabla 4.4 Datos característicos del camión MACK C74-858 utilizado como parte del tren de carga real de la prueba.**



**Fig. 4.43 Esquema de un camión tipo utilizado en la prueba de carga estática, visto en planta y en elevación (cotas en metros).**

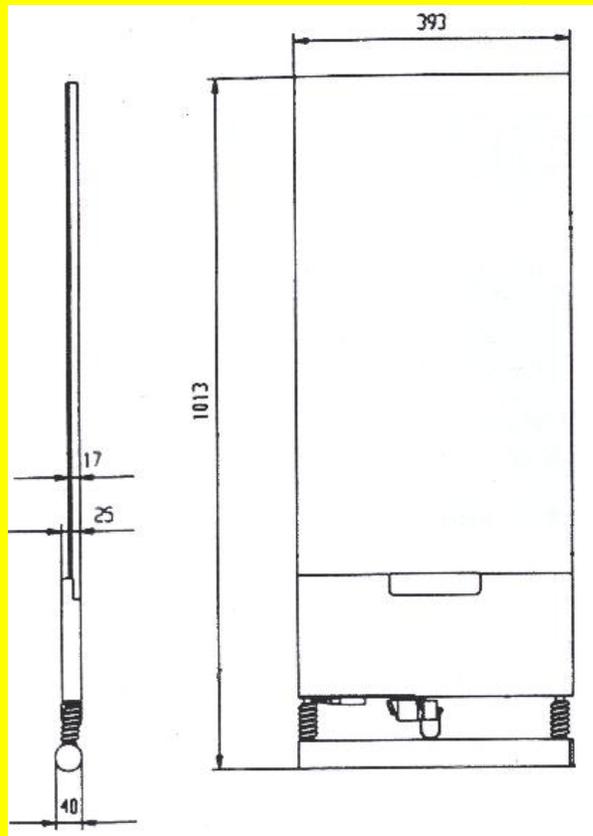
## E) PESAJE.

Como paso previo al cargado del puente, los camiones fueron cargados con agregado fino (arena) y pesados por dos básculas de carga de ruedas WL-103 marca Haenni de las siguientes especificaciones (ver tabla 4.5<sup>100</sup>) y dimensiones (ver figura 4.44):

Aplicación:	Medición de carga de ruedas y ejes de camiones pesados con neumáticos.
Rango:	De 0.0 a 15.0 Ton.
Graduación:	50 Kg.
Límite de carga:	18.0 Ton.
Carga admisible por unidad de superficie:	15 kg/cm <sup>2</sup> .
Límite de carga por unidad de superficie:	30 kg/cm <sup>2</sup> .
Temperatura de operación:	De -20 °C a 60 °C.
Temperatura de almacenamiento:	De -30 °C a 60 °C
Construcción:	Aleación de aluminio resistente al agua.
Puesto de medición:	Piso rígido, deformación máxima 10 mm, inclinación máxima 5% ( $\approx 3^\circ$ ).
Alimentación:	Fuente integral recargable para 60 horas de operación. Recarga (y operación) por batería de automóvil de 12V, o módulo de alimentación CA.
Conexión eléctrica:	Enchufe.
Peso:	17 Kg.
Altura de Plataforma:	17 mm.

**Tabla 4.5. Especificaciones Técnicas de báscula de carga de ruedas WL-103 marca Haenni usada en el ensayo de carga estática.**

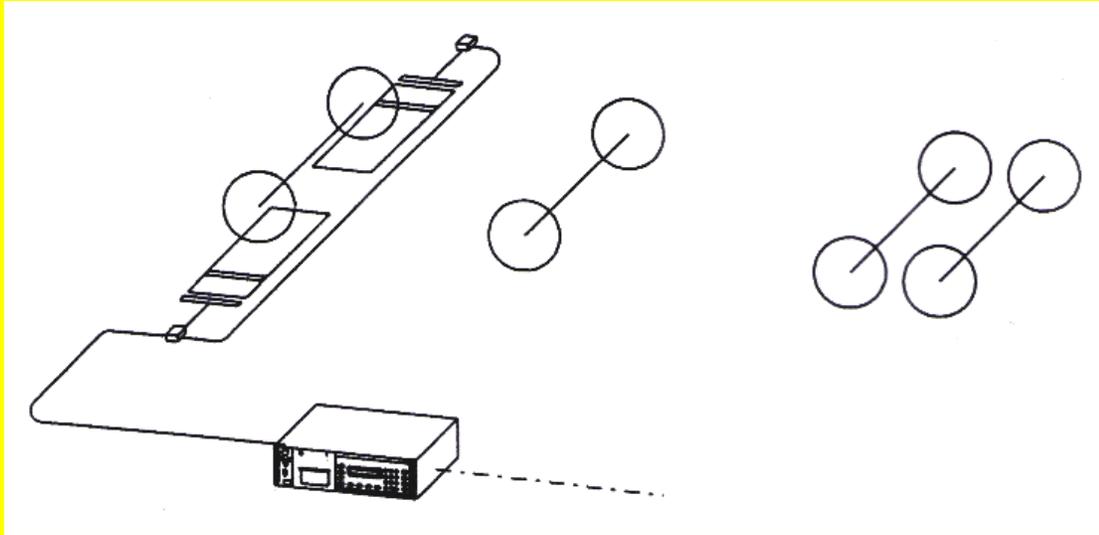
<sup>100</sup> Especificaciones Técnicas de Báscula de carga de ruedas WL-103, marca Haenni. Departamento de Básculas, Peso y Dimensiones. Viceministerio de Obras Públicas (VMOP).



**Fig. 4.44. Dimensiones de báscula de carga de ruedas WL-103 marca Haenni usada en el ensayo de carga estática (dimensiones en mm).**

El pesaje de los camiones que participaron en el ensayo de carga consistió en la colocación de dos básculas sobre un área firme y plana, de tal forma que éstas estuvieran frente a la rueda a ser pesada. Una vez que el vehículo se estacionó sobre la superficie de la báscula, la carga del camión se mostró directamente en el indicador digital de cristal líquido.

Este tipo de báscula puede proporcionar el peso por rueda o el peso por eje. Para el caso que aquí se describe, el peso proporcionado es por eje, el cual fue obtenido al conectarse las dos básculas (para el pesaje de un eje) con un cable especial, según se esquematiza en la figura 4.45.



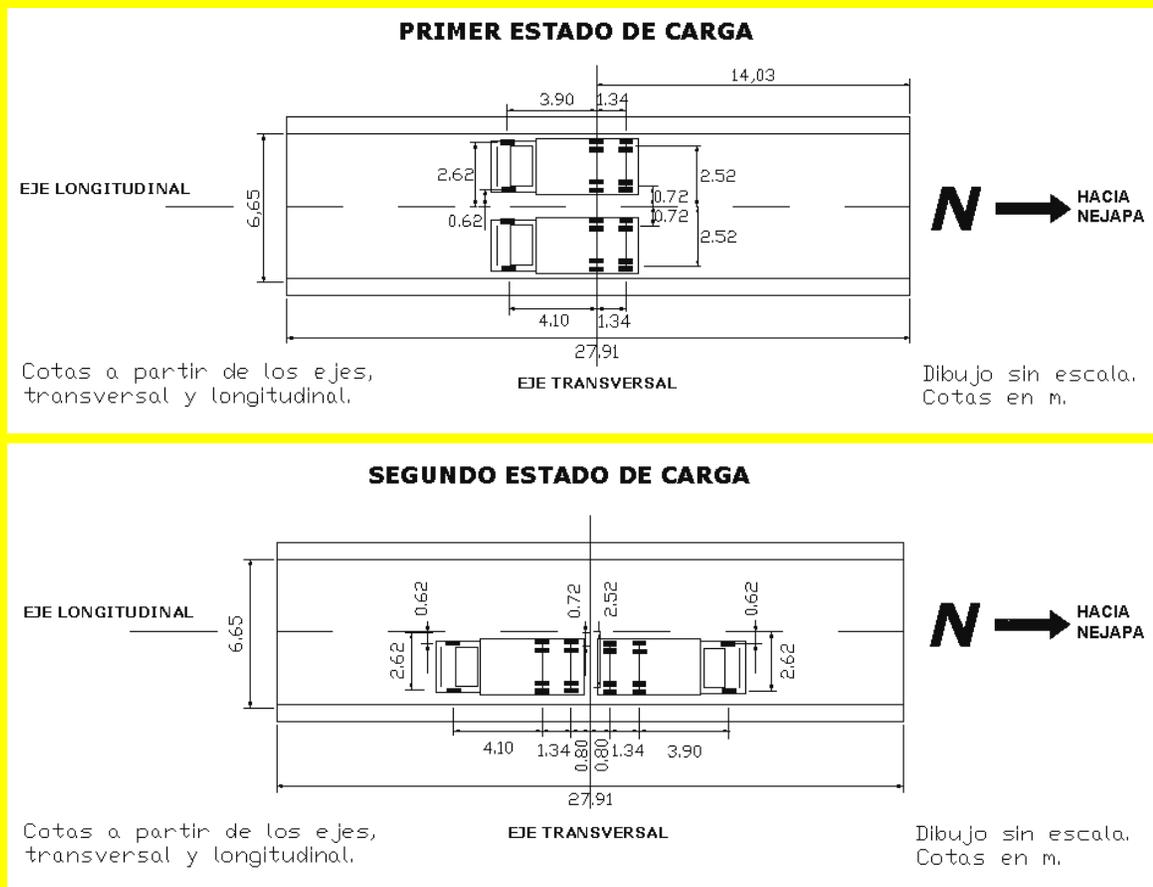
**Fig. 4.45. Esquema del pesaje del eje de un vehículo con dos básculas.**

Los datos obtenidos de estas mediciones son analizados por una unidad procesadora de información que recibe y almacena continuamente los datos del pesaje proporcionados por las básculas. Finalmente, la información procesada es guardada en dicha unidad y se imprime para facilidad del usuario.

Por su poco peso, estas básculas son fáciles de transportar y pueden ser usadas en cualquier momento sin necesidad de rampas. Para mediciones eficientes es aconsejable trabajar por lo menos con dos unidades. La construcción de la plataforma de la báscula está especialmente diseñada para la medición de peso de vehículos con ruedas neumáticas. Las ruedas de goma maciza y objetos rígidos, como por ejemplo containers, no son aptas, ya que la carga se distribuiría sobre una superficie muy pequeña.

## F) MATERIALIZACIÓN DE LA CARGA.

La aplicación de la carga estuvo definida inicialmente por dos estados de carga, según se muestra en la figura 4.46. Sin embargo, por depender este ensayo en especial, de diversos factores y entidades que prestaron su servicio para la ejecución del mismo, se presentaron retrasos durante la realización de la prueba, lo que ocasionó que solamente fuese posible desarrollar el primer estado de carga (ver figura 4.46).



**Fig. 4.46 Estados de carga definidos para la prueba de carga estática. El estado de carga materializado es el número 1.**

Este estado de carga fue aplicado al puente en dos ciclos de carga, el primero de ellos en dos escalones de carga (el primer escalón se muestra en la figura 4.47) y el segundo en un solo escalón.



**Fig. 4.47. Primer escalón del primer ciclo de carga para el estado de carga ejecutado.**

La carga se materializó colocando los camiones cargados (de peso conocido) en los puntos de aplicación definidos para el estado de carga 1, como se muestra en la figura 4.48; siendo estos puntos los que se marcaron con pintura spray en la parte superior de la losa de pavimento. Los camiones cargados fueron identificados con los códigos CC-01 Y CC-02 (Camión Cargado 1 y Camión Cargado 2, respectivamente) y sus características fueron definidas según se mostró en las tablas 4.3 y 4.4. Esta diferenciación se vuelve necesaria con el fin de evitar conflictos en la distinción de cada uno de ellos, ya que, como se observa en las tablas anteriormente citadas, el peso de cada vehículo fue distinto. A los motoristas de los camiones se les indicaron los puntos de entrada al puente para el estado de carga ejecutado, así como también, se les indicó la

velocidad a la que debían entrar a la estructura (8 km/hora, aproximadamente) con el fin de prevenir y/o evitar posibles daños en ésta y en los aparatos de medición, además de errores en las lecturas.



a)



b)

**Fig. 4.48. Materialización de la carga definida para el primer estado de carga utilizando dos camiones de peso conocido. a) Vista frontal y b) Vista posterior de los camiones.**

## **G) CRITERIOS DE ESTABILIZACIÓN.**

Los criterios de estabilización que se establecieron para la realización de la prueba son los enunciados en la sección 3.4.6, literal C de este documento; excluyendo lo que considera el Instructivo Colombiano en su sección D.3.6.3.7 (y que se menciona en este documento), principalmente en lo referente a la toma de la última ronda de lecturas que, de acuerdo a dicho Instructivo, se hará después de por lo menos 24 horas de haberse retirado la última etapa de la sobrecarga física (tren de carga de la prueba).

En el ensayo ejecutado, la última ronda de lecturas se efectuó 20 minutos después de haberse retirado la carga (ambos camiones), esto debido a que, en este lapso de tiempo, la estructura ya se había recuperado en un porcentaje cercano al 90% (ver tabla 4.9 Y 4.10).

## **H) VALORES REMANENTES.**

La descarga de la estructura se realizó de la misma forma en que fue cargado el puente, es decir, haciendo uso de los mismos escalones de carga. Los valores remanentes que se establecieron como aceptables para el caso del puente ensayado (que es de concreto postensado y cuya construcción se realizó aproximadamente hace dos años) son del 10% de las deformaciones máximas registradas; por otro lado, se debe cumplir con las recomendaciones establecidas en la sección 3.4.6 D de este documento.

#### 4.2.8 PRESUPUESTO.

El presupuesto para la ejecución de la prueba de carga se elaboró en base a los precios de equipo y mano de obra que se manejan en el Laudo Arbitral (SUCTS) y a los precios del mercado referentes a equipos especiales, instrumentación y mano de obra técnica y profesional, que se cotizan a la fecha (marzo del 2005).

Para fines didácticos se ha realizado el desglose aproximado del costo de la ejecución de la prueba de carga (y no del proyecto de la prueba de carga), pero éste no ha de ser tomado como genérico, ya que el costo de una prueba de carga a otra depende de muchos factores externos al ejecutor; como lo son las condiciones geométricas de puente, la tipología, la zona donde se encuentra ubicada la estructura, la accesibilidad por abajo de la estructura resistente principal, etc.

#### PRESUPUESTO DEL PROYECTO DE LA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA.

##### A- MATERIALES (compra)

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (\$)	SUBTOTAL (\$)
Alambre de amarre.	Lbs	10	1.25	12.50
Alambre Galvanizado.	Lbs	20	2.25	45.00
Gasolina (para equipo y camiones).	Gal	30	2.69	80.70
Marcador spray.	U	2	3.25	6.50
Anclas expansivas.	U	12	0.40	4.80
Chalecos de seguridad para banderilleros.	U	12	12.25	147.00
Rótulos de señalización.	U	8	35.00	280.00
Conos de seguridad de 36".	U	38	22.60	858.80
			SUBTOTAL:	1435.30

**B- MATERIALES (alquiler)**

DESCRIPCION	CANTIDAD	PRECIO / DIA (\$)	# DE DIAS	SUBTOTAL (\$)
Cuerpos de andamios.	12	0.30	3	10.80
Cruceta para andamio.	12	0.20	3	7.20
Plataformas.	4	0.25	3	3.00
Camiones de Volteo de 24 ton.	2	100.00	1	200.00
Cargador frontal.	1	260.00	0.25	65.00
Equipo de pesaje.	1	75.00	0.25	18.75
Una planta eléctrico.	1	35.00	1	35.00
Equipo de instrumentación y medición.	1	500.00	1	500.00
Camión de 6 ton (para transportar el equipo).	1	50.00	2	100.00
SUBTOTAL:				904.75

**C-MANO DE OBRA**

DESCRIPCION	CANTIDAD	PAGO / DIA (\$)	# DE DIAS	SUB TOTAL (\$)
Motoristas (camiones de volteo y cargador frontal)	3	15.00	1	45.00
Banderilleros	2	10.00	1	20.00
Auxiliares	2	10.00	2	40.00
Técnicos	2	15.00	2	60.00
SUB-TOTAL:				165.00

<b>TOTAL DIRECTOS</b>	\$2,505.05
<b>25% DE INDIRECTOS</b>	\$626.26
<b>TOTAL</b>	\$3,166.31

*Tabla 4.6. Presupuesto del Proyecto de la Prueba de Carga Estática.*

### 4.3 EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO DE CARGA.

En esta sección se desarrollan los temas relacionados con los resultados obtenidos (tanto en campo como los teóricos) para la prueba de carga desarrollada. Se exponen, en primer lugar, los criterios para la aceptación de resultados; presentándose después, con ayuda de tablas, los resultados

obtenidos, para luego analizar dichos datos bajo el enfoque de los criterios de aceptación establecidos. Se explican, además, las posibles razones de por qué existieron variaciones entre los valores calculados y los medidos; finalmente, se determina la capacidad teórica del puente siguiendo el método sugerido en el Manual para la Evaluación de los Puentes de la AASHTO.

#### **4.3.1 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.**

Para garantizar la congruencia de los resultados obtenidos con el ensayo de carga, se tomaron como válidas las consideraciones que se enuncian en la sección 3.4.6 E de este documento. Los criterios que fueron tomados en cuenta para la ratificación del correcto funcionamiento del puente en cuestión, son los que se detallan a continuación<sup>101</sup>:

- Los valores de las magnitudes máximas determinadas en las pruebas al finalizar el ciclo de carga, medidas después de la estabilización, no superarán las máximas calculadas en el modelo, ajustado con esas mismas cargas.
- Los valores permitidos para la relación flechas/luz ( $f/l$ ) serán del orden de  $f/l < 1/500$  y en ningún caso los valores de  $f/l$  excederán a los determinados en el modelo.
- En el transcurso del ensayo no deben de aparecer fisuras en el concreto, por ser éste postensado.

---

<sup>101</sup> Pruebas de Carga en Puentes de Carretera. Dirección General de Carreteras de España. España. Marzo 1988. Ver también Sección 3.4.6, literales D y E del capítulo III, del presente trabajo de graduación.

- La capacidad de recuperación que manifieste la estructura en un periodo de doce horas, después de haber sido retirada la sobrecarga física, deberá ser por lo menos del 90%, quedando como valores remanentes, dr, un máximo del 10% para este periodo de tiempo.
- No deberán aparecer signos de agotamiento de la capacidad portante en ninguna parte de la estructura. Estos signos fueron descritos en el literal E de la sección 3.4.6.

#### **4.3.2 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.**

La presentación de los resultados obtenidos se hará por medio de las tablas resumen que se exponen en esta sección. Las magnitudes de las deformaciones obtenidas en la prueba son las que se observan en el literal A. Los resultados provenientes del AVWIN98 y del SAP2000 (que fue usado para comparar la información obtenida del primero) se presentan en los literales B y C, respectivamente. En el literal D se exponen los valores de los esfuerzos máximos relativos<sup>102</sup> registrados por las galgas extensométricas; mientras que, en el literal E, se desarrolla el cálculo de los esfuerzos relativos de tensión, partiendo de los datos proporcionados por ambos softwares. Finalmente, en el literal F se presenta un resumen de los distintos resultados descritos en los literales anteriores.

---

<sup>102</sup> Los esfuerzos de tensión calculados son relativos, es decir, reflejan el incremento tensional debido a las cargas aplicadas. Por tanto, es necesario tener presente esto cada vez que se haga referencia a ellos.

## **A) DEFORMACIONES OBTENIDAS EN CAMPO.**

Las tablas incluidas en este literal resumen los resultados de deformación que se obtuvieron durante el ensayo desarrollado en campo para el estado de carga considerado.

Las primeras dos tablas corresponden a los datos obtenidos para el proceso de carga y descarga del primer escalón de carga (tabla 4.7 y 4.8, respectivamente). Como se observa en la tabla 4.7, los deformímetros fueron calibrados en los valores que se presentan en la segunda columna de dicha tabla para un tiempo de  $t=0$  min, que es el tiempo en el cual se inicia proceso de carga del puente. La deformación unitaria es obtenida de restarle a la lectura en el tiempo 3, la lectura inicial; y la deformación real, al multiplicar la deformación unitaria por el valor de la constante de los deformímetros (0.01 mm/unidad).

La deformación unitaria remanente presentada en la tabla 4.8 es la diferencia entre la lectura final en la descarga e inicial de la carga. La deformación remanente se obtiene al multiplicar la deformación unitaria remanente por la constante del deformímetro y representa el valor no recuperado de deformación de la estructura. Las tablas 4.9 y 4.10 fueron obtenidas para el segundo escalón de carga, de forma similar a la descrita anteriormente.

A.1) 1<sup>ER</sup> ESCALÓN DE CARGA: UN SOLO CAMION.

**CARGA:**

DEFROMI-METRO	LECTURA INICIAL t = 0 min.	TIEMPO 1 t = 5 min.	TIEMPO 2 t = 10 min.	TIEMPO 3 t = 15 min.	DEFORMACION UNITARIA (mm/mm)	DEFORM. REAL en mm.
VIGA 1	400	1115	1130	1090	690	<b>6.90</b>
VIGA 2	162	764	771	780	618	<b>6.18</b>
VIGA 3	420	874	876	859	439	<b>4.39</b>
VIGA 4	30	395	364	310	280	<b>2.80</b>

*Tabla 4.7. Lecturas de deformímetros y deformaciones obtenidas, a partir del ensayo en campo, para el primer estado de carga (primer escalón).*

**DESCARGA:**

DEFROMI-METRO	LECTURA INICIAL CARGA. t = 0 min.	LECTURA INICIAL DESCARGA t = 15 min.	LECTURA FINAL DESCARGA t = 35 min.	DEFORM. UNITARIA REMANENTE (mm/mm)	DEFORM. REMANENTE en mm.
VIGA 1	400	1090	370	-30	<b>0.30</b>
VIGA 2	162	780	127	-35	<b>0.35</b>
VIGA 3	420	859	420	0	<b>0.00</b>
VIGA 4	30	310	20	-10	<b>0.10</b>

*Tabla 4.8. Lecturas de deformímetros y deformaciones remanentes obtenidas, a partir del ensayo en campo, para el primer estado de carga (primer escalón).*

A.2) 2<sup>DO</sup> ESCALÓN DE CARGA: DOS CAMIONES.

**CARGA:**

DEFROMI-METRO	LECTURA INICIAL t = 0 min.	TIEMPO 1 t = 5 min.	TIEMPO 2 t = 10 min.	TIEMPO 3 t = 15 min.	TIEMPO 4 t = 20 min.	DEFORMACION UNITARIA (mm/mm)	DEFORM. REAL en mm.
VIGA 1	362	1142	1309	1308	1314	952	<b>9.52</b>
VIGA 2	621	1370	1688	1683	1695	1074	<b>10.74</b>
VIGA 3	383	886	1304	1296	1298	915	<b>9.15</b>
VIGA 4	582	931	1498	1483	1496	914	<b>9.14</b>

*Tabla 4.9. Lecturas de deformímetros y deformaciones obtenidas, a partir del ensayo en campo, para el primer estado de carga (segundo escalón).*

**DESCARGA:**

DEFROMI-METRO	LECTURA INICIAL CARGA t = 0 min.	LECTURA INICIAL DESCARGA t = 20 min.	TIEMPO 1 t = 23 min.	TIEMPO 2 t = 28 min.	TIEMPO 3 t = 35 min.	TIEMPO 4 t = 40 min.	DEFORM. UNITARIA REMANENTE (mm/mm)	DEFORM. REMANENTE en mm.
VIGA 1	362	1314	356	326	342	361	-1	<b>0.01</b>
VIGA 2	621	1695	632	634	630	626	5	<b>0.05</b>
VIGA 3	383	1298	390	388	385	386	3	<b>0.03</b>
VIGA 4	582	1496	589	588	588	589	7	<b>0.07</b>

**Tabla 4.10. Lecturas de deformímetros y deformaciones remanentes obtenidas, a partir del ensayo en campo, para el primer estado de carga (segundo escalón).**

**NOTAS:**

- La constatación y precisión del deformímetro es de 0.01 mm/unidad.
- La numeración de las vigas (en campo) es de acuerdo a la figura 4.31.
- Las deformaciones de signo positivo indican deformaciones en el sentido de la carga.
- La equivalencia de la numeración de las vigas en campo con respecto a la numeración de las vigas del modelo es la siguiente:
  - \* VIGA 1 es equivalente a la viga V132.
  - \* VIGA 2 es equivalente a la viga V120.
  - \* VIGA 3 es equivalente a la viga V108.
  - \* VIGA 4 es equivalente a la viga V96.

**B) RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DEL PROGRAMA AVWIN 98.**

A continuación, se presentan un conjunto de tablas resumen que contienen los resultados más relevantes respecto a Deformaciones, Momentos, Cortantes y Fuerzas Axiales en las vigas de la estructura modelada y analizada con el software AVwin98 para los dos escalones de carga. Los datos acá presentados son una fracción del conjunto de las 138 vigas generadas en el modelo; los resultados completos se encuentran en el anexo 7.

## B.1) DEFLEXIONES MÁXIMAS.

DOS CAMIONES CARGADOS			UN CAMION CARGADO		
VIGA	NUDO	DEFORMACIÓN (mm)	VIGA	NUDO	DEFORMACIÓN (mm)
V83	5	10.26	V107	44	6.00
V83	6	11.50	V107	45	6.72
V84	7	11.92	V108	46	6.97
V85	8	11.44	V109	47	6.99
V86	9	10.15	V110	48	5.93
V25	18	10.06	V119	57	7.68
V31	19	11.29	V119	58	8.62
V37	20	11.69	V120	59	8.94
V43	21	11.23	V121	60	8.58
V49	22	9.97	V122	61	7.59
V95	31	10.70	V123	62	6.11
V95	32	11.99	V30	70	9.23
V96	33	12.43	V36	71	<b>10.37</b>
V97	34	11.92	V42	72	<b>1077</b>
V98	35	10.56	V48	73	10.32
V107	44	11.05	V54	74	9.13
V107	45	12.39	V60	75	7.35
V108	46	12.83	V66	76	5.13
V109	47	12.31			
V110	48	10.90			
V119	57	11.24			
V119	58	12.60			
V120	59	<b>13.07</b>			
V121	60	12.54			
V122	61	11.11			
V131	70	11.32			
V131	71	12.70			
V132	72	<b>13.18</b>			
V133	73	12.65			
V134	74	11.22			
V30	83	11.33			
V36	84	12.73			
V42	85	13.21			
V48	86	12.68			
V54	87	11.25			

NOTA:

La numeración de las vigas y nudos es de acuerdo a la figura 4.13.

**Tabla 4.11. Deflexiones máximas obtenidas, a partir del modelo matemático, para el primer estado de carga. Las deformaciones aquí presentadas son aquellas que superan los 10 mm y 5 mm para el caso de dos camiones y un camión cargado, respectivamente.**

**B.2) MOMENTOS FLECTORES MAXIMOS Y SUS CORRESPONDIENTES FUERZAS CORTANTES.**

**DOS CAMIONES CARGADOS**

VIGA	UBICACIÓN DE PUNTO EN QUE SE DESARROLLA EL MOMENTO, EN % DE LONG. DE LA VIGA (Nudo Inicial:i, Nudo Final:j).	MOMENTO RESPECTO AL EJE Z <sup>103</sup> (Ton-m)	CORTANTE EN EL EJE "Y" (Ton)
V83	100	57.62	-3.54
V84	100	63.67	-2.52
V85	0	63.67	2.82
V86	0	56.93	4.54
V95	100	60.33	-3.63
V96	100	66.63	-2.76
V97	0	66.63	2.81
V98	0	60.19	<b>5.23</b>
V107	100	62.34	-3.47
V108	100	68.62	-2.74
V109	0	68.64	2.63
V110	0	62.68	<b>5.69</b>
V119	100	63.14	-3.83
V120	100	<b>70.70</b>	-3.32
V121	0	<b>70.69</b>	3.03
V122	0	63.75	<b>5.68</b>
V131	100	63.57	-4.12
V132	100	<b>71.56</b>	-3.36
V133	0	<b>71.55</b>	3.41
V134	0	63.45	<b>5.25</b>

**UN CAMIÓN CARGADO.**

VIGA	UBICACIÓN DE PUNTO EN QUE SE DESARROLLA EL MOMENTO, EN % DE LONG. DE LA VIGA (Nudo Inicial:i, Nudo Final:j).	MOMENTO RESPECTO AL EJE Z (Ton-m)	CORTANTE EN EL EJE "Y" (Ton)
V118	100	37.47	<b>-4.33</b>
V119	100	43.32	-2.53
V120	100	<b>48.42</b>	1.80
V121	0	<b>44.37</b>	<b>4.26</b>
V122	0	34.47	<b>4.26</b>
V123	0	34.52	3.98

NOTA:

La numeración de las vigas y nudos es de acuerdo a la figura 4.13.

**Tabla 4.12. Cortantes y Momentos Flectores obtenidos, a partir del modelo matemático, para el primer estado de carga.**

<sup>103</sup> En el Avwin98, el eje "Z" está ubicado en la dirección transversal del puente, el eje "X" en la dirección longitudinal y el eje "Y" ortogonal a los dos anteriores.

### B.3) FUERZAS AXIALES MÁXIMAS.

#### DOS CAMIONES CARGADOS

VIGA	FUERZA AXIAL EN "X" (Ton)	UBICACIÓN DE PUNTO EN QUE SE DESARROLLA EL MOMENTO, EN % DE LONG. DE LA VIGA (Nudo Inicial:i, Nudo Final:j).	MOMENTO RESPECTO A EJE Z (Ton-m)	CORTANTE EN EL EJE "Y" (Ton)
V32	-0.92	50	0.35	-1.01
V33	-1.77	66	0.65	-0.75
V34	-1.77	33	0.58	0.46
V35	-0.97	50	35.00	0.75
V38	2.16	50	4.36	-5.34
V39	<b>3.71</b>	66	7.62	-4.60
V40	<b>3.89</b>	50	8.67	4.72
V41	2.49	50	5.83	<b>6.77</b>
V44	-1.37	50	0.73	-1.73
V45	-2.00	50	0.77	-1.41
V46	-2.18	50	0.89	-1.73
V47	-1.61	50	0.88	1.84

#### UN CAMIÓN CARGADO

VIGA	FUERZA AXIAL EN "X" (Ton)	UBICACIÓN DE PUNTO EN QUE SE DESARROLLA EL MOMENTO, EN % DE LONG. DE LA VIGA (Nudo Inicial:i, Nudo Final:j).	MOMENTO RESPECTO A EJE Z (Ton-m)	CORTANTE EN EL EJE "Y" (Ton)
V33	-0.78	100	0.60	-0.68
V34	-1.46	100	0.54	-0.09
V35	-1.12	50	0.44	0.45
V39	1.39	83	2.80	-3.04
V40	<b>3.53</b>	50	7.49	-6.24
V41	<b>3.04</b>	50	6.48	<b>6.48</b>
V46	-2.03	50	0.87	-2.19
V47	-1.82	50	0.95	1.56
V79	1.75	100	3.67	-1.18
V84	-1.20	100	13.61	-0.07
V85	-1.25	0	13.60	0.09
V86	-0.72	0	13.15	0.51
V90	1.59	0	3.62	1.17
V138	-1.35	0	9.90	4.62

NOTA:

La numeración de las vigas y nudos es de acuerdo a la figura 4.13.

**Tabla 4.13. Fuerzas axiales y cortantes obtenidas, a partir del modelo matemático, para el primer estado de carga.**

### C) RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DEL PROGRAMA SAP2000.

Como una manera de comparar los resultados arrojados por el programa AVWIN98, se desarrolló otro modelo matemático en el software SAP2000, de características semejantes y con una discretización más refinada a la descrita en el literal B, Sección 4.1.4 de este documento. Los resultados obtenidos al usar dicho programa se presentan en su totalidad en el anexo 11 y de forma parcial en las tablas 4.14–4.16, las cuales muestran, respectivamente, los valores máximos alcanzados de deformación vertical, momento flexionante y fuerza cortante para el primer estado de carga (dos camiones cargados).

En estas tablas, la simbología utilizada es la siguiente:

- U1 : Deformación axial, en m (deformación respecto al eje 1).
- U2: : Deformación transversal, en m (deformación respecto al eje 2).
- U3 : Deformación vertical, en m (deformación respecto al eje 3).
- V2 : Fuerza cortante respecto al eje transversal, en Ton.
- V3 : Fuerza cortante respecto al eje vertical, en Ton.
- M2 : Momento flector respecto al eje 2, en Ton.m.
- M3 : Momento flector soportado por eje transversal del puente y aplicado en el eje vertical, en Ton.m (momento respecto al eje 3).
- P : Fuerza axial en las vigas, en Ton.
- T : Momento torsor, en Ton.m.

Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m
887	CAMION1	LinStatic	0.000266	2.492E-06	-0.012049
889	CAMION1	LinStatic	0.000226	2.606E-06	-0.012299
891	CAMION1	LinStatic	0.000184	2.720E-06	-0.012509
893	CAMION1	LinStatic	0.000140	2.833E-06	-0.012677
894	CAMION1	LinStatic	0.000140	2.833E-06	-0.012681
895	CAMION1	LinStatic	0.000096	2.889E-06	-0.012795
897	CAMION1	LinStatic	0.000050	2.944E-06	-0.012868
899	CAMION1	LinStatic	4.761E-06	2.999E-06	<b>-0.012898</b>
900	CAMION1	LinStatic	4.761E-06	2.999E-06	<b>-0.012903</b>
901	CAMION1	LinStatic	-0.000041	2.883E-06	<b>-0.012875</b>

903	CAMION1	LinStatic	-0.000085	2.767E-06	-0.012808
905	CAMION1	LinStatic	-0.000128	2.652E-06	-0.012699
907	CAMION1	LinStatic	-0.000171	2.536E-06	-0.012547
909	CAMION1	LinStatic	-0.000212	2.420E-06	-0.012354
519 911	7.95500 CAMION1 CAMION1	LinStatic LinStatic	-0.000252 -0.00848	2.304E-06 9.952E-11	-0.012121 42.24129
519 913	7.95500 CAMION1 CAMION1	LinStatic LinStatic	-0.000292 -0.00848	2.188E-06 4.363E-10	-0.011849 42.12117
519 915	8.45500 CAMION1 CAMION1	LinStatic LinStatic	-0.000330 -0.00848	2.072E-06 3.961E-10	-0.011539 44.89253
519 916	8.45500 CAMION1 CAMION1	LinStatic LinStatic	-0.000330 -0.00848	2.072E-06 3.967E-10	-0.011543 44.77241
519 917	8.95500 CAMION1 CAMION1	LinStatic LinStatic	-0.000367 -0.00848	1.968E-06 4.561E-10	-0.011188 47.54377
519 919	8.95500 CAMION1 CAMION1	LinStatic LinStatic	-0.000402 -0.00848	1.864E-06 2.462E-10	-0.010893 47.42365
519 921	9.45500 CAMION1 CAMION1	LinStatic LinStatic	-0.000435 -0.00848	1.760E-06 6.095E-10	-0.010382 50.19501
519 923	9.45500 CAMION1 CAMION1	LinStatic LinStatic	-0.000467 -0.00848	1.656E-06 2.178E-10	-0.009831 50.07489
925	CAMION1	LinStatic	-0.000496	1.552E-06	-0.009449

1040	CAMION1	LinStatic	0.000304	2.378E-06	-0.011746
1041	CAMION1	LinStatic	0.000266	2.492E-06	-0.012033
1042	CAMION1	LinStatic	0.000226	2.606E-06	-0.012282
1043	CAMION1	LinStatic	0.000184	2.720E-06	-0.012491
1044	CAMION1	LinStatic	0.000140	2.833E-06	-0.012658
1045	CAMION1	LinStatic	0.000096	2.889E-06	-0.012776
1046	CAMION1	LinStatic	0.000050	2.944E-06	-0.012849
1047	CAMION1	LinStatic	4.761E-06	2.999E-06	-0.012878
1048	CAMION1	LinStatic	-0.000041	2.883E-06	-0.012856
1049	CAMION1	LinStatic	-0.000085	2.767E-06	-0.012790
1050	CAMION1	LinStatic	-0.000128	2.652E-06	-0.012681
1051	CAMION1	LinStatic	-0.000171	2.536E-06	-0.012530
1052	CAMION1	LinStatic	-0.000212	2.420E-06	-0.012338
1053	CAMION1	LinStatic	-0.000252	2.304E-06	-0.012106
1054	CAMION1	LinStatic	-0.000292	2.188E-06	-0.011835
1055	CAMION1	LinStatic	-0.000330	2.072E-06	-0.011526
1056	CAMION1	LinStatic	-0.000367	1.968E-06	-0.011175
1057	CAMION1	LinStatic	-0.000402	1.864E-06	-0.010790
1058	CAMION1	LinStatic	-0.000435	1.760E-06	-0.010371

Frame	Station	OutputCase	CaseType	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Ton-m	Ton-m	Ton-m

**Tabla 4.14 Deformaciones máximas del modelo matemático analizado con el software SAP2000.**

519	9.95500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	8.605E-10	52.84625
519	9.95500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	3.052E-11	52.72613
519	10.45500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	1.029E-09	55.49749
519	10.45500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	2.225E-10	55.37737
519	10.95500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	1.151E-09	58.14873
519	10.95500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	3.790E-10	58.02861
519	11.45500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	1.335E-09	60.79997
519	11.45500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	-1.266E-09	60.67985
519	11.95500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	2.357E-09	63.45122
519	11.95500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	-1.108E-05	63.33108
519	12.45500	CAMION1	LinStatic	-0.00848	9.881E-06	66.10247
519	12.45500	CAMION1	LinStatic	-0.00412	9.881E-06	66.01327
519	12.95500	CAMION1	LinStatic	-0.00412	-1.108E-05	66.68777
519	12.95500	CAMION1	LinStatic	-0.00412	-9.164E-11	66.62949
519	13.45500	CAMION1	LinStatic	-0.00412	4.319E-10	67.30402
519	13.45500	CAMION1	LinStatic	-0.00411	-1.230E-05	67.24573
519	13.95500	CAMION1	LinStatic	-0.00411	8.784E-06	<b>67.92028</b>
519	13.95500	CAMION1	LinStatic	0.00863	8.784E-06	<b>67.95229</b>
519	14.45500	CAMION1	LinStatic	0.00863	-1.230E-05	66.37120
519	14.45500	CAMION1	LinStatic	0.00864	1.888E-09	66.49351
519	14.95500	CAMION1	LinStatic	0.00864	-6.492E-10	64.91245
519	14.95500	CAMION1	LinStatic	0.00864	1.087E-09	65.03475
519	15.45500	CAMION1	LinStatic	0.00864	1.166E-09	63.45369
519	15.45500	CAMION1	LinStatic	0.00864	1.063E-09	63.57599
519	15.95500	CAMION1	LinStatic	0.00864	1.167E-09	61.99493
519	15.95500	CAMION1	LinStatic	0.00864	1.104E-09	62.11723
519	16.45500	CAMION1	LinStatic	0.00864	1.019E-09	60.53617
519	16.45500	CAMION1	LinStatic	0.00864	1.046E-09	60.65847
519	16.95500	CAMION1	LinStatic	0.00864	8.635E-10	59.07741
519	16.95500	CAMION1	LinStatic	0.00864	-2.129E-10	59.19971

**Tabla 4.15 Momentos flexionantes máximos obtenidos con el programa SAP2000.**

Frame Text	Station m	OutputCase Text	CaseType Text	P Ton	V3 Ton	V2 Ton
577	8.95500	CAMION1	LinStatic	-1.263E-08	-5.7830	-1.714E-09
577	9.45500	CAMION1	LinStatic	-1.263E-08	-5.7830	-1.714E-09
577	9.45500	CAMION1	LinStatic	-1.180E-08	-5.7830	-2.156E-09
577	9.95500	CAMION1	LinStatic	-1.180E-08	-5.7830	-2.156E-09
577	9.95500	CAMION1	LinStatic	-8.974E-09	-5.7830	-1.995E-09
577	10.45500	CAMION1	LinStatic	-8.974E-09	-5.7830	-1.995E-09
577	10.45500	CAMION1	LinStatic	-7.628E-09	-5.7830	-1.858E-09
577	10.95500	CAMION1	LinStatic	-7.628E-09	-5.7830	-1.858E-09
577	10.95500	CAMION1	LinStatic	-4.642E-09	-5.7830	-1.912E-09
577	18.45500	CAMION1	LinStatic	2.919E-08	<b>6.0872</b>	4.449E-05
577	18.45500	CAMION1	LinStatic	-6.891E-09	<b>6.0872</b>	6.362E-09
577	18.95500	CAMION1	LinStatic	-6.891E-09	6.0872	6.362E-09
577	18.95500	CAMION1	LinStatic	-6.349E-09	6.0872	8.009E-10
577	19.45500	CAMION1	LinStatic	-6.349E-09	6.0872	8.009E-10
577	19.45500	CAMION1	LinStatic	-5.591E-09	6.0872	1.084E-09
577	19.95500	CAMION1	LinStatic	-5.591E-09	6.0872	1.084E-09
577	19.95500	CAMION1	LinStatic	-8.430E-09	6.0872	1.073E-09
577	20.45500	CAMION1	LinStatic	-8.430E-09	6.0872	1.073E-09
577	20.45500	CAMION1	LinStatic	-1.809E-08	6.0872	1.352E-09
577	20.95500	CAMION1	LinStatic	-1.809E-08	6.0872	1.352E-09

*Tabla 4.16 Fuerzas cortantes máximas registradas por el software SAP2000.*

#### **D) RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DE LAS GALGAS EXTENSOMÉTRICAS.**

Como se mencionó en el capítulo 3 (Sección 3.3.2, literal A), la medición con galgas extensométricas se basa en la variación lineal de su resistencia (dependiendo de la carga aplicada al miembro) causado por el cambio en su longitud, cuando el miembro, al cual se encuentran adheridas, experimenta una deformación. Estos cambios de resistencia son transformados en voltajes medibles (usando un circuito del puente de Wheatstone), los cuales son procesados por acondicionadores de señal para ser registrados por una computadora. La información recopilada por la computadora es procesada para

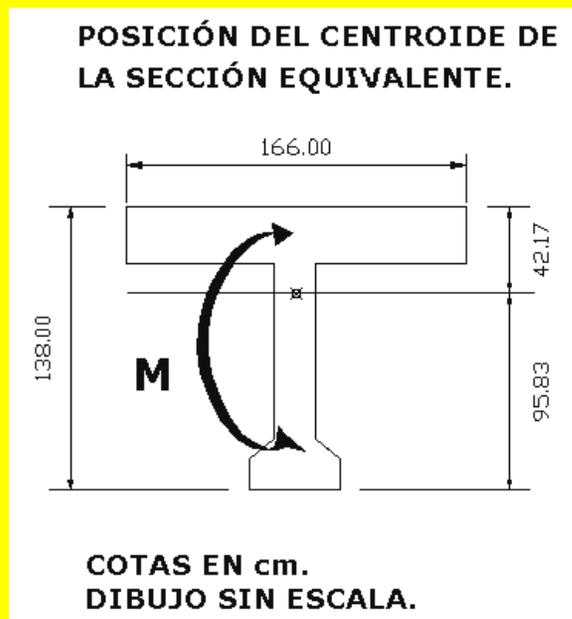
obtener los valores de las magnitudes de interés (para el caso, esfuerzos de tensión).

Los esfuerzos relativos obtenidos a partir del arreglo de galgas colocado en las vigas 1 y 2 del puente (ver figura 4.31) se muestra en su totalidad en el anexo 12, mientras que la tabla 4.17, presenta los esfuerzos máximos encontrados en las dos vigas analizadas.

ESFUERZOS MÁXIMOS EN VIGA LATERAL 2 (VIGA Nº 120 SEGÚN EL MODELO AVWIN98).	ESFUERZOS MÁXIMOS EN VIGA LATERAL 1 (VIGA Nº 132 SEGÚN EL MODELO AVWIN 98).
36.68 kg/cm <sup>2</sup>	36.44 kg/cm <sup>2</sup>
36.75 kg/cm <sup>2</sup>	36.51 kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla 4.17** Valores de los esfuerzos de tensión generados en las vigas laterales 1 y 2 del puente, de acuerdo a los valores registrados por las galgas.

### E) ESFUERZOS CALCULADOS A PARTIR DE LOS MOMENTOS GENERADOS POR AVWIN98 Y SAP2000.



**Fig. 4.49.** Posición del centroide de la sección equivalente usada en los cálculos.

Los esfuerzos calculados, resultantes de los momentos determinados con los softwares (en los cuales se han aplicado las cargas reales) han sido establecidos para la sección equivalente que arriba se muestra:

Esfuerzo calculado con los datos obtenidos del AVWIN98:

$$M = 71.56 \text{ Ton.m} = 71.56 \text{ E}^5 \text{ kg.cm (ver tabla 4.12)}$$

$$Y_C = 95.83 \text{ cm}$$

$$I_C = 13.416 \text{ E}^6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M \cdot Y_C}{I_C}$$

$$\sigma = \frac{(71.56 \times 10^5 \text{ kg.cm})(95.83 \text{ cm})}{13.416 \times 10^6 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma = 51.12 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzo calculado con los datos obtenidos del SAP2000:

El detalle del cálculo se ha omitido ya que es el mismo procedimiento que se ha desarrollado para el caso del AVWIN98. El resultado es:

$$\sigma = 48.54 \text{ kg/cm}^2.$$

Los esfuerzos han sido calculados con los momentos máximos generados por ambos programas (tablas 4.12 y 4.15) y con los resultados obtenidos del cálculo del centroide y la inercia de la sección equivalente que se detalla en el anexo 13. Vale aclarar que los resultados presentados en el anexo 13 son congruentes con los obtenidos por ambos softwares.

En ambos casos, se ha considerado la distancia del centroide de la sección a la fibra extrema en tensión y no la distancia del eje neutro a dicha fibra, ya que no

se trata de un análisis de resistencia última (en la que el área de concreto en tensión se encuentra fisurada), sino de un análisis elástico, donde la sección de concreto se considera totalmente íntegra y los esfuerzos se desarrollan en el rango elástico del acero.

#### **F) RESUMEN DE RESULTADOS.**

Los resultados han sido resumidos en las tablas que a continuación se exponen. La primera de ellas (tabla 4.18) presenta una comparación entre las deformaciones máximas registradas durante la prueba y las determinadas a partir del modelo generado en el AVWIN98; en la segunda (tabla 4.19) se comparan las deformaciones, momentos y fuerzas cortantes máximos resultantes de los modelos desarrollados en ambos programas; la tercera (tabla 4.20) muestra tanto los momentos calculados por ambos softwares como el calculado “a mano” (el cual se detalla en el anexo 13); finalmente, los esfuerzos provenientes de los modelos son confrontados con los medidos en campo (tabla 4.21), los cuales fueron determinados haciendo uso de las galgas extensométricas.

	DEFORMACIÓN REGISTRADA EN LA PRUEBA (mm).	DEFORMACIÓN OBTENIDA EN EL MODELO (mm).	% DE VARIACIÓN DEFORMACIÓN REAL VRS. MODELO	RELACION FLECHA/LUZ (f/l) REAL.	RELACION FLECHA/LUZ (f/l) MODELO.
UN CAMION CARGADO	6.9	8.9	22.47	0.00025	0.00032
DOS CAMIONES CARGADOS	10.74	13.18	18.51	0.00038	0.00047

**Tabla 4.18 Deformaciones máximas de la prueba (reales) y del modelo de cálculo de AVWIN98 con sus correspondientes relaciones flecha/luz para cada deformación.**

EFFECTO CONSIDERADO	VALOR DEL EFECTO (SAP2000)	VALOR DEL EFECTO (AVWIN98)	% DE VARIACIÓN SAP2000 VRS. AVWIN98.
DEFORMACIÓN MÁXIMA	12.90 mm.	13.18 mm	2.12
MOMENTO FLECTOR MÁXIMO	67.95 Ton.m	71.56 Ton.m	5.04

**Tabla 4.19 Comparación de deformaciones y momentos máximos registrados por los dos programas usados en la modelización del puente.**

EFFECTO CONSIDERADO	VALOR DEL EFECTO EN EL CALCULO ESTATICO	VALOR DEL EFECTO (SAP2000)	VALOR DEL EFECTO (AVWIN98)
DEFORMACIÓN MÁXIMA	12.20 mm	12.90 mm.	13.18 mm
% DE VARIACION MODELO DE SOFTWARE VRS CÁLCULO ESTÁTICO.	---	5.74	8.03
MOMENTO FLECTOR MÁXIMO	68.10 Ton.m	67.95 Ton.m	71.56 Ton.m
% DE VARIACION MODELO DE SOFTWARE VRS CÁLCULO ESTÁTICO.	---	0.22	5.08

**Tabla 4.20 Comparación de deformaciones y momentos máximos obtenidos con el cálculo estático a mano vrs los registrados por los programas usados en la modelización.<sup>104</sup>**

FORMA DE CÁLCULO DEL ESFUERZO	VALOR DEL ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	% DE VARIACIÓN DEL VALOR OBTENIDO CON LAS GALGAS VRS. LOS OBTENIDOS CON LOS MODELOS
ESFUERZOS MÁXIMOS REGISTRADOS POR LAS GALGAS EXTENSOMÉTRICAS.	36.51	-----
ESFUERZOS CALCULADOS A PARTIR DE LOS DATOS DEL SOFTWARE AVWIN98.	51.12	28.58
ESFUERZOS CALCULADOS A PARTIR DE LOS DATOS DEL SOFTWARE SAP2000.	48.54	24.78

**Tabla 4.21 Valores de los esfuerzos de tensión generados en las vigas del puente, de acuerdo a los valores registrados por las galgas, AVWIN98 Y SAP2000.**

<sup>104</sup> El cálculo estático a mano del momento máximo en el Puente se muestra en el anexo 13

### 4.3.3 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN VRS. RESULTADOS OBTENIDOS.

Los criterios de aceptación de resultados estarán basados en los parámetros expuestos en los literales D y E de la sección 3.4.3 de este documento. En este sentido, los valores determinados en la prueba<sup>105</sup> serán comparados con los obtenidos por el modelo<sup>106</sup>, como se detalla a continuación:

- Los valores de las deformaciones máximas determinadas en la prueba al finalizar el primer ciclo de carga y medidas después de la estabilización, son menores a la máxima calculada en el modelo, ajustado con esas mismas cargas. De acuerdo a la información presentada en la tabla 4.18, las deformaciones obtenidas en la prueba representan el 77.53% y el 81.49% de la deformación generada por el modelo (para un mismo punto, que es la viga 132, según la figura 4.13) para el caso de uno y dos camiones cargados, respectivamente. Dicho en otras palabras, las magnitudes de las deformaciones reales, fueron un 22.47% y un 18.51% menores a las teóricas, cumpliéndose con lo esperado.

- Los valores permitidos para la relación flecha/luz ( $f/l$ ) son del orden de  $f/l < 1/500$ , es decir, 0.002. Como se observa en la tabla 4.18, la relación  $f/l$  obtenida durante la prueba para un camión cargado es de 0.00025 y para dos camiones cargados (que es la condición más desfavorable) de 0.00039.

Ambos resultados son menores a las relaciones generadas por el modelo,

---

<sup>105</sup> En esta sección, el término “prueba” se usará para referirse a la prueba de carga estática efectuada físicamente sobre el puente en estudio.

<sup>106</sup> En esta sección, el término “modelo” se usará para referirse al modelo de cálculo resuelto en el programa AVWIN98, a menos que se especifique lo contrario

las cuales son 0.00032 y 0.00047 para uno y dos camiones cargados, respectivamente. Por otro lado, tanto los resultados obtenidos durante la prueba y los calculados por el modelo son mucho menores al valor permitido de 1/500.

- En el transcurso del ensayo se controló el aparecimiento de fisuras en las vigas longitudinales. Como era de esperarse, la estructura no presentó fisuraciones, por ser de concreto postensado; pero si se observaron fisuras en las juntas existentes entre los topes sísmicos y las vigas longitudinales. Estas fisuras fueron ocasionadas por el movimiento que experimentaron las vigas al soportar el peso de los camiones, ya que los topes sísmicos, por estar unidos a ellas, las restringen de cualquier giro.
- La capacidad de recuperación que manifestó la estructura después de haber sido retirada la sobrecarga física fue comprobada para un periodo de 20 min. Esto debido a que el tiempo con el que se disponía para realizar la ronda final de lecturas no era suficiente como para esperar doce horas; además, en el transcurso de esos 20 minutos, la estructura se había recuperado en más del 90% de la deformación máxima registrada, según se observa en las tablas 4.8 y 4.10. De acuerdo a la tabla 4.8, la deformación remanente para la viga 2, transcurridos 20 minutos después del retiro de la sobrecarga de un camión cargado, es de 0.35 mm; lo cual representa el 5.7% de la deformación total (que es 6.18 mm y que se muestra en la tabla 4.7), es decir, el porcentaje de deformación remanente. La deformación

remanente para esa misma viga, transcurridos 20 minutos después de haber retirado la sobrecarga generada por dos camiones cargados, es de 0.05 mm (ver tabla 4.10); lo cual representa el 0.5% de la deformación total, que es de 10.74 mm, de acuerdo a la tabla 4.9.

En otras palabras, la estructura se recuperó en un 95%, transcurridos 20 min. (después del retiro de la sobrecarga de un camión) y en un 99.5%, transcurridos 20 min. (después del retiro de la sobrecarga de dos camiones).

- Los esfuerzos generados en la estructura, al soportar la totalidad de la carga proveniente de ambos camiones (54.75 Ton), y medidos mediante el arreglo de las galgas extensométricas, son menores a los calculados con los datos resultantes del modelo en un 28.58%. Según la tabla 4.21, el esfuerzo registrado por las galgas es de  $36.51 \text{ kg/cm}^2$  y el obtenido por el modelo es de  $51.12 \text{ kg/cm}^2$ .
- No se observaron signos de agotamiento de la capacidad resistente de la estructura.

#### **4.3.4 DIFERENCIAS ENTRE VALORES MEDIDOS EN LA PRUEBA DE CARGA REAL VRS. LOS CALCULADOS EN LOS MODELOS.**

La diferencia entre los valores medidos en la prueba y los calculados con el modelo matemático se puede deber a una serie de factores, como los establecidos en la tabla 3.1 de este documento (Sección 3.2 del capítulo III). Se describen, a continuación, aquellos factores que pueden haber influido en la

variación entre los resultados calculados y los obtenidos en campo para el caso que específicamente se evalúa en este trabajo de graduación.

#### A) EFECTOS DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA.

En los puentes de tableros de vigas, la distribución de las cargas transmitidas por las llantas de los vehículos a las vigas soportantes es un factor importante en el cálculo de la evaluación de carga. Los factores de distribución usados en las Especificaciones AASHTO son, en su mayoría, conservadores y están proyectados para propósitos de diseño (generalmente, se encuentran momentos flectores más altos que los que verdaderamente se generan para las cargas especificadas).

Un punto importante a tomar en cuenta es que, la prueba se efectuó colocando los camiones tal y como se muestra en la figura 4.5 (para el primer estado de carga). La distribución aproximada de estas cargas en los modelos (AVWIN98 Y SAP2000) se realizó trasladando estáticamente las mismas a los nudos más cercanos, sin considerar los momentos que se generan al hacer este traslado. Esta aproximación podría influir en los esfuerzos resultantes, aunque es necesario recordar que el efecto de estos momentos decrece al aumentar la fineza del enmallado; esto debido a que un enmallado más fino no sólo reduce los errores en la rigidez del modelo, sino también los errores innecesarios debidos a la modelización de la carga.

Por otro lado, el método de calculo matricial utilizado en el análisis del modelo matemático, discretiza a los elementos continuos en una malla de barras y

nudos. Esta simplificación esta de lado del a seguridad, ya que, la rigidez real es mayor que la del modelo (se deja de considerar mucha resistencia a torsión y cortante).

#### B) PARTICIPACIÓN DE BARDAS, BARANDALES, CORDONES Y OTROS ACCESORIOS.

Las deflexiones, esfuerzos y distribución de carga pudieron verse afectados por la rigidez proporcionada por miembros no estructurales, tales como barandales, bardas, aceras y otros accesorios. Para el caso de los modelos generados en los programas, se consideró el aporte de las aceras en equivalencia de área, pero no en inercia. Por otro lado, no se consideró, el aporte de los barandales que se encuentran en los laterales del puente y que se describen en el literal A de la sección 4.1.2 de este documento.

#### C) DIFERENCIAS EN LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

La predicción del comportamiento de un puente sometido a ensayos de carga estática requiere del conocimiento de las propiedades resistentes actuales del material. Para el caso del modelo, se asumieron como válidas las propiedades establecidas en las Especificaciones de Diseño y no fueron corroboradas con ensayos de campo. Adicionalmente a posibles variaciones en la resistencia del concreto (lo cual afectaría directamente el módulo de elasticidad del mismo), el puente posee una edad aproximada de dos años (edad del concreto), lo que también tendería a incrementar la resistencia del concreto; en otras palabras, la resistencia de éste al tiempo de efectuada la prueba, podría ser un tanto mayor

que la considerada en el modelo (es decir, mayor que la resistencia de diseño,  $f^1_c = 350 \text{ kg/cm}^2$  para las vigas y  $280 \text{ kg/cm}^2$  para la losa); por consiguiente, el módulo de elasticidad actual de éste tendería a ser mayor al asumido, lo que se traduciría en deformaciones y esfuerzos menores a los calculados, acercándose más a los determinados en la prueba.

#### D) CONTINUIDAD IMPREVISTA.

Por ser el puente isostático, las vigas, en sus extremos, deberían estar apoyadas en un rodillo y un pasador; por consiguiente, estos apoyos no soportan momento. Sin embargo, el puente realmente se encuentra con dos pasadores que no permiten desplazamientos horizontales y dos juntas que no admiten suficiente libertad de giros (ver el literal E, Sección 4.1.3), esto debido a que la disposición de los ángulos tapajuntas disminuye la posibilidad del giro, ya que, el recorrido de expansión de la junta, es de tan solo una pulgada (ver figura 4.8).

#### E) OTROS.

Otro factor no menos importante, además de los anteriormente descritos, es el de las imperfecciones geométricas generadas durante el proceso constructivo del puente, favoreciéndole en lo referente a espesores de calzada, secciones de vigas, losa, aceras, etc.

Los factores descritos en los cinco literales anteriores, pueden combinarse para favorecer al puente en lo relativo a su rigidez, contribución que no se considera en el modelo. En consecuencia, los valores de los parámetros de comparación

(momentos, deflexiones, esfuerzos) son mayores en el modelo que en la prueba, en la que si se ven afectados por todos ellos.

#### **4.3.5 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD TEÓRICA DEL PUENTE.**

La determinación de la capacidad teórica del puente ha sido desarrollada siguiendo el procedimiento establecido en el capítulo VI del Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes; determinándose, de esta manera, la Carga Admisible (o Carga Segura) y la Carga Máxima que éste puede soportar. El método de evaluación utilizado, es el de Factores de Carga, tanto para el nivel de Operación (con el cual se determina la Carga Máxima Admisible) como para el nivel de Inventario (el cual proporciona la Carga Máxima Segura).

##### **A) CÁLCULO DEL FACTOR DE EVALUACIÓN PARA LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA CARGA VIVA (RF).**

Para la determinación del RF se usó la expresión general de la evaluación de carga de una estructura, descrita en el literal C de la sección 3.5.2 (Ecuación 3.4) y que a continuación se repite:

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)}$$

Los elementos resistentes de la superestructura del puente evaluado son las vigas de concreto postensado simplemente apoyadas. En virtud de esta característica, el efecto de la carga viva a considerar, será el momento flexionante. Rescribiendo la ecuación 3.4, se tiene:

$$RF = \frac{M_U - A_1 M_D}{A_2 M_L (1+I)}$$

Donde:

$$I = 0.33^{107}$$

*Momentos con Cargas de Servicios:*      *Momentos Factorados:*

$$M_D = 175.25 \text{ Ton.m} \qquad M_D = 1.4(175.25 \text{ Ton.m}) = 245.35 \text{ Ton.m.}$$

$$M_L = 71.55 \text{ Ton.m} \qquad M_L = 1.7(71.55 \text{ Ton.m}) = 121.64 \text{ Ton.m.}$$

$$M_n = 736.35 \text{ Ton.m (capacidad nominal, ver anexo 13)}$$

Para el caso del Método de Factores de Carga, el momento último ( $M_U$ ) es igual al momento nominal ( $M_n$ ), debido a que no se le aplica ningún factor de reducción.

- NIVEL DE INVENTARIO:

$$A_1 = 1.3 \text{ (Factor para la carga muerta).}$$

$$A_2 = 2.17 \text{ (Factor para la carga viva).}$$

- NIVEL DE OPERACIÓN:

$$A_1 = 1.3 \text{ (Factor para la carga muerta).}$$

$$A_2 = 1.3 \text{ (Factor para la carga viva).}$$

CÁLCULO DEL RF PARA EL NIVEL DE INVENTARIO:

$$RF = \frac{736.35 - 1.3(245.35)}{2.17(121.64)(1+0.33)}$$

$$RF = 1.19$$

---

<sup>107</sup> Ver Tabla 2.10 del capítulo II.

### CÁLCULO DEL RF PARA EL NIVEL DE OPERACIONES:

$$RF = \frac{736.35 - 1.3(245.35)}{1.3(121.64)(1 + 0.33)}$$

$$RF = 1.98$$

### B) CÁLCULO DEL FACTOR DE EVALUACIÓN (RT):

Para la determinación del RT, se usó la ecuación 3.5 (descrita en el literal C de la sección 3.5.2), que proporciona la capacidad del miembro de un puente (en toneladas):

$$RT = (RF) W$$

Donde:

$W = 54.75$  Ton. (dos vehículos cargados)<sup>108</sup>.

$RF = 1.19$ , Para el nivel de Inventario.

$RF = 1.98$ , Para el nivel de Operaciones.

- CÁLCULO DE LA CARGA SEGURA:

$$RT = RF(W)$$

$$RT = 1.19(54.75)$$

$$RT = 65.15Ton$$

- CÁLCULO DE LA CARGA MÁXIMA:

$$RT = RF(W)$$

$$RT = 1.98(54.75)$$

$$RT = 108.40Ton$$

---

<sup>108</sup> Los detalles de los pesos de los camiones pueden ser revisados en las tablas 4.3 y 4.4, Sección 4.2.6 literal D.

La evaluación del puente estará controlada por el miembro que posea el resultado de evaluación más bajo en toneladas (RT). Por esta razón, la viga analizada fue la VT-2 (ver hoja ES1 7/9 del anexo 5), que posee la menor capacidad nominal ( $M_n$ ), ya que sólo cuenta con tres tendones de acero postensado. Las vigas VT-1 Y VT-3 cuentan con 4 tendones de acero postensado. Además de tener la capacidad más baja, la viga VT-2 está sometida a los mayores momentos de carga Muerta y carga Viva, de acuerdo a los resultados provenientes del análisis del modelo en el AVWIN98 (ver anexo 6), dando como resultado un RT menor al que se obtendría para las vigas VT-1 y VT-3.

**CAPITULO V**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

## 5.1 CONCLUSIONES.

- 1) Los puentes en nuestro país, al igual que en cualquier parte del mundo, constituyen estructuras de vital importancia para el desarrollo de las actividades productivas y para la comunicación entre distintas comunidades; razón por la cual se vuelve imperante la necesidad de asegurar que tanto los existentes, así como los que se construyan en el futuro sean adecuados desde los puntos de vista estructural y funcional.
  
- 2) De acuerdo a las características estructurales de los tipos de puentes, y a los requisitos de seguridad y funcionalidad con que deben cumplir; se concluye que:
  - La losa maciza (Puente tipo Viga) de concreto armado o pretensado, es la solución más simple, económica y usada para claros cortos (menores de 10 m).
  - En los tableros de vigas de celosía o de vigas trianguladas (Puente tipo Viga) se obtiene la máxima reducción de peso sin afectar considerablemente la inercia de los mismos; por ello los mayores puentes tipo viga son triangulados.
  - En los tableros de vigas cajón (Puente tipo Viga) se consigue la máxima eficiencia resistente en puentes de concreto porque tienen la máxima eficacia a la flexión y la torsión.
  - El Puente tipo Arco es la estructura más adecuada para los materiales aptos para resistir compresiones, porque en él las

tracciones se pueden evitar o reducir al mínimo (gracias a su forma y las condiciones de sus apoyos). Es, por tanto, una solución muy buena para claros medios, aunque puede ser utilizado para claros cortos y grandes.

- Las estructuras de cables son las ideales para las grandes luces por varias razones:
  - i) El cable es un elemento que trabaja exclusivamente a tensión, que es la forma ideal de resistir del acero. La barra en tensión puede llegar a la esbeltez que le permita la capacidad resistente del material que lo compone, sin que en ello intervenga ningún otro factor que no sea la tensión.
  - ii) El cable se compone de elementos delgados que, además de dar la flexibilidad, permiten aumentar al máximo su capacidad resistente; debido a que en el acero, gracias a los tratamientos que se le pueden dar, se consiguen resistencias cada vez mayores según se va reduciendo el diámetro del alambre.
  - iii) El cable, si está formado por hilos o cordones delgados, se puede montar hilo a hilo, lo que permite hacer cables de grandes diámetros en puentes de grandes luces con medios de montaje de poca envergadura.
- Para los puentes colgantes de gran luz el tablero debe intervenir en el esquema resistente del puente para repartir, con su rigidez, las cargas de tráfico y evitar así las

deformaciones excesivas que se producen si el tablero no tiene rigidez; como comúnmente pasa con el esquema elemental (que está constituido por el cable principal, las péndolas y el tablero) de puentes colgantes convencionales. Además, la rigidez del tablero es necesaria para la estabilidad aerodinámica del puente.

- 3) El análisis de los efectos de las cargas y de la resistencia dada por los materiales ha sido la base para que los ingenieros hayan desarrollado procedimientos y técnicas de diseño que proporcionen márgenes de seguridad cada vez más satisfactorios. Estas técnicas y procedimientos han sido enfocados en función del material y el sistema estructural que rige.
- 4) La selección de un tipo de puente involucra la consideración de varios factores; en general, éstos se relacionan a la economía, la seguridad y a la estética. El diseño de puentes debe ser acorde con los requerimientos establecidos por el propietario, con las condiciones geométricas propias del lugar y con las provisiones estructurales aplicables de los códigos, reglamentos y especificaciones vigentes.
- 5) Las lecciones del pasado, en materia de puentes, le demuestran al ingeniero que los métodos tradicionales de diseño tienen un límite

real de aplicabilidad y que el desarrollar estructuras más complejas requiere de un exhaustivo trabajo de investigación del comportamiento de la estructura a las condiciones exclusivas del proyecto. El no tomar en cuenta esto o el tratar de implementar una misma solución en todos los casos en los que se diseñará un puente, puede dar lugar a resultados insatisfactorios, daños prematuros, inhabilitaciones y, en el peor de los casos, el colapso del puente.

- 6) El propósito primordial de la prueba de carga consiste en verificar el comportamiento del puente frente a las cargas de servicio; es decir, pretende comprobar que el puente se comporte de acuerdo a las previsiones de cálculo, que debieron usarse en el proyecto estructural del mismo, y que no presente anomalías. Los ensayos de carga pueden, entonces, ser utilizados por el evaluador para comprender de mejor manera la respuesta de un miembro a las aplicaciones de carga viva y pueden también proveer una determinación más realista de la capacidad de carga del puente como conjunto.
  
- 7) De las pruebas de carga pueden obtenerse valiosos datos de investigación, ya que, en definitiva, se trata de ensayos a escala natural de una estructura real de los que pueden deducirse conclusiones útiles para futuros proyectos, confirmaciones de

supuestos de diseño, parámetros para el mantenimiento estructural del puente, etc., todo ello con un costo que representa un pequeño porcentaje del costo total del proyecto.

- 8) Los procedimientos de evaluación de carga, que incorporan resultados de ensayos de carga, tienen el potencial para demostrar una mayor capacidad de carga en muchas estructuras que, de otra forma, requerirían señalización preventiva de carga (load posting) si su análisis se basara únicamente en métodos convencionales.
- 9) Los ensayos de carga pueden ser una herramienta muy útil para los propietarios de puentes. Pueden traducirse en ahorro, permitiendo la continuidad en el uso de puentes antiguos sometidos a un nivel de servicio superior y/o pueden reducir los costos de refuerzo estructural, en caso de ser necesarios.
- 10) Los resultados del ensayo de carga pueden emitir una advertencia cuando el puente no se esté comportando adecuadamente, permitiéndose, de esta manera, tomar acciones y decisiones al respecto, como por ejemplo una revisión estructural de detalle, toma de testigos, la no-recepción definitiva de la obra, reevaluación del modelo de cálculo incluyendo todos los elementos, posibles fallas en cimentaciones, disposición de señalización de limitación de carga

(en el caso de puentes existentes) o incluso prohibición para circulación de vehículos pesados, etc.

- 11) La concepción del modelo matemático creado con el software AVWIN98 es básicamente la misma que la usada en la creación del modelo generado en el SAP2000. Esto se comprueba al observar los resultados que se obtienen en el cálculo de las deformaciones y momentos generados en la estructura por las cargas externas aplicadas (según se presenta en la tabla 4.19), los cuales son, esencialmente, del mismo orden. La máxima variación entre los momentos y las deformaciones máximas registrados por ambos softwares es de 5.04% y 2.12%, respectivamente.
- 12) La pequeña variación entre los resultados arrojados por ambos programas (como se muestra en la tabla 4.19) se debe, principalmente, a la diferencia en la distribución de la carga; la cual se ve afectada por la variación en las discretizaciones de ambos modelos.
- 13) Con base en los cálculos estáticos desarrollados “a mano” para determinar el momento y la deflexión máxima de la estructura (ver anexo 13), puede concluirse que los modelos creados en los programas AVWIN98 y SAP2000 fueron concebidos correctamente,

ya que, los resultados obtenidos con ambos softwares presentan una variación máxima de 8.03% respecto a los obtenidos “a mano”, en el caso de la deflexión, y de 5.08% para los momentos (ver tabla 4.20), usando las mismas cargas y rigidez de la estructura ( $E_c I$ ).

- 14) Las variaciones registradas entre los resultados calculados “a mano” y los obtenidos a partir de los modelos matemáticos se debe, fundamentalmente, a la diferencia en las distribuciones de carga utilizadas, ya que, tanto en los primeros como en los segundos, se consideró la misma rigidez,  $E_c I$ . En el cálculo “a mano”, la carga total de 54.75 Ton, fue dividida equitativamente entre las 5 vigas, distribuyéndose este peso (de forma proporcional a los pesos soportados por cada eje) en las posiciones longitudinales reales de los ejes del camión; mientras que, en los modelos, la carga aplicada fue estáticamente distribuida, según se muestra en la figura 4.28.
- 15) Los resultados obtenidos a partir de la prueba de carga en campo cumplieron con todos los requisitos expuestos en los criterios de aceptación, según lo expuesto en la sección 4.3.3. Por tanto, se da por aceptada la obra en cuanto a la seguridad y al funcionamiento para la carga viva vehicular con la que fue diseñada (HS-20).
- 16) La simplificación usada en los modelos para la generación de secciones equivalentes en área, da lugar a la pérdida de inercia del

conjunto aceras-losa-vigas de la sección real del puente, creándose así un modelo que no es tan rígido como la estructura real, permitiéndose, de esta manera, mayores resultados de deformaciones y momentos (y, por consiguiente, de esfuerzos) que los obtenidos durante el ensayo de carga real, de acuerdo a las tablas 4.18 y 4.21.

- 17) Además de las simplificaciones hechas, en cuanto a las secciones equivalentes y a la distribución de carga en los modelos matemáticos de la estructura, los resultados obtenidos en campo sugieren que la resistencia del concreto (y, por consiguiente, el módulo de elasticidad de éste) fue subestimada en los cálculos teóricos, al ser considerada tal y como se establece en las Especificaciones Técnicas del Proyecto ( $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ , para la losa y  $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$  para las vigas).
  
- 18) La determinación de las Cargas Segura y Máxima teóricas, se efectuó de acuerdo a los procedimientos establecidos en el Manual para la Evaluación de las Condiciones de los Puentes de la AASHTO, dando como resultado lo siguiente:
  - a) La carga segura que puede soportar el puente es de 65.15 Ton, la cual coincide con la carga viva vehicular, usada en el diseño. En el diseño se utilizaron dos camiones HS-20 que pesan 32.66 Ton c/u, es decir, 65.32 Ton en total.

b) La carga máxima que puede soportar la estructura, teóricamente, es de 108.40 Ton, la cual es mayor que la carga viva vehicular de diseño en un 66%.

De acuerdo a estos resultados, la carga viva aplicada al puente durante el ensayo (54.75 Ton) representa un 83.82% de la carga viva vehicular de diseño (HS-20) y un 65.32% de la carga vehicular máxima teórica (108.40 Ton.).

19) El documento “Pruebas de Carga en Puentes de Carretera” de la Dirección General de Carreteras de España ofrece parámetros y procedimientos para la implementación de los ensayos de carga estáticos para determinar el comportamiento del puente frente a la aplicación de una carga viva determinada; No pretende determinar qué carga puede soportar el puente, sino demostrar la seguridad y el buen funcionamiento de éste frente a las cargas de servicio para las que fue concebido, para las que se ve sometido día a día y/o para cargas especiales y eventuales que soliciten el puente; interviniendo en este funcionamiento las características de resistencia, elasticidad e inercia “reales” de los elementos de la estructura involucrados en el ensayo.

20) El “Manual para la Evaluación de Puentes a través de Ensayos de Carga” de la AASHTO ofrece una evaluación teórica de este tipo de estructuras a partir de datos de campo, cálculos estáticos,

características resistentes de los materiales (concreto, acero de refuerzo o preesfuerzo, etc), geometría de los elementos resistentes principales, etc.; determinándose así la carga segura y la carga máxima que, teóricamente, el puente puede soportar.

- 21) Ambos métodos descritos en las conclusiones 19 y 20 (ofrecidos por la documentación española y estadounidense, respectivamente) son válidos; sin embargo, se ha preferido (y tratado más extensamente) el uso del documento español por ofrecer éste una guía más práctica que considera, mediante la prueba física, las propiedades de inercia y resistencia reales del conjunto de elementos involucrados en la capacidad resistente del puente.

## **5.2 RECOMENDACIONES.**

- 1) Es recomendable someter los puentes a pruebas de carga en los siguientes casos:
  - a) En estructuras nuevas, previo a su habilitación pública, con el fin de evaluar su aptitud frente a las cargas de servicio y comprobar que su diseño y construcción se han realizado de forma satisfactoria.
  - b) Cuando existan dudas razonables sobre la seguridad, funcionalidad o durabilidad de la estructura.

- c) Cuando se trate de verificar que la estructura sigue manteniendo la capacidad estructural necesaria para resistir adecuadamente las cargas de servicio en un determinado momento de su vida o después de un proceso de reforma, un sismo, un impacto, asentamiento de cimentaciones, etc.
- 2) Se recomienda que exista un plan de seguimiento que contemple, además de la prueba de carga de recepción, inspecciones rutinarias en puentes, de forma que se pueda analizar la evolución y posible deterioro de la estructura desde el punto de vista resistente y suministrar datos útiles para la toma de decisiones sobre su mantenimiento, reparación o refuerzo. En este punto, cabe mencionar que, en varios países, muchos puentes importantes y/o especiales son sometidos a monitoreos de salud estructural; es decir, cuentan con instrumentación permanente que permite observar su comportamiento constantemente (y en tiempo real) con el fin de controlar su integridad estructural. Este monitoreo ofrece muchas ventajas en el mantenimiento estructural de estos puentes, ya que no es necesaria la presencia de daño visible para empezar la reparación, sino que se previenen daños mayores haciendo reparaciones desde sus primeras manifestaciones y, además, se economizan los recursos. Por otra parte, la información sobre el comportamiento de las estructuras durante un sismo u otro evento

importante, permite evaluar los métodos y normas de diseño existentes, mejorarlos y desarrollar nuevos procedimientos.

- 3) Las pruebas de carga pueden también ser útiles en la adecuación de puentes antiguos a las actuales cargas de tráfico. La característica distintiva de este tipo de ensayo es la aplicación de cargas crecientes que permitan obtener resultados que, junto a un análisis teórico adecuado, permitan estimar la capacidad portante potencial de la estructura.
- 4) El desconocimiento de los ensayos de carga ocasiona que algunos propietarios de puentes se muestren preocupados de que este tipo de pruebas originen algún tipo de daño en la estructura o que la evaluación de los resultados del ensayo sea arbitraria, resultando conclusiones poco confiables. Se recomienda, por tanto, elaborar procedimientos y guías que impulsen y animen a la práctica de ensayos de carga estandarizados en puentes. Sirva, entonces, el presente trabajo de graduación como una herramienta y un aporte para la consecución de tal fin.
- 5) A pesar de que la presente tesis comprende únicamente las pruebas de carga estáticas en puentes carreteros, éstas no son exclusivas de este tipo de estructuras, ya que ellas son también aplicables a

pasarelas y puentes ferroviarios. Es aconsejable, entonces, llevar a cabo investigaciones orientadas a la aplicación de ensayos de carga en estas obras civiles, aunque en el caso de los puentes peatonales, la prueba no es preceptiva, salvo que expresamente se indique en sus Especificaciones Técnicas.

- 6) Las pruebas de carga dinámicas están fuera del alcance del presente trabajo de graduación; sin embargo, éstas son recomendables en el caso de puentes con luces superiores a 60 m (según la normativa española), de diseño inusual, así como en el caso de utilización de nuevos materiales. De igual manera, se recomienda la realización de este tipo de ensayo en el caso de que se prevea un efecto considerable de vibración y en pasarelas en las que, por su esbeltez, se tenga previsto la aparición de vibraciones que puedan causar molestias a los usuarios. Queda, entonces, abierto el estudio de pruebas de carga dinámicas para futuras investigaciones, académicas, estatales y/o privadas.
  
- 7) En la creación del modelo matemático se recomienda realizar la discretización de la estructura de tal forma que afecte lo menos posible la distribución de carga sobre ella. Debe de procurarse, siempre que sea posible, que las cargas sean aplicadas en las posiciones que realmente les corresponde según el replanteo de la

posición de las ruedas sobre la estructura para los estados de carga considerados.

- 8) Para disminuir la discrepancia entre los valores de la inercia definida en el modelo matemático y la inercia real de la estructura ensayada; se recomienda que en la etapa de evaluación preliminar se desarrolle un modelo matemático que utilice secciones típicas que sean lo más apegadas posibles a las reales o secciones que generen la misma inercia y peso que las existentes en la estructura, para así proporcionarle al modelo la rigidez real, sin incrementar el peso propio y obtener, por lo tanto, resultados más confiables.
  
- 9) En casos en que haya una discrepancia desfavorable importante entre lo medido y lo previsto y para que los resultados del modelo reflejen de forma certera el comportamiento de la estructura es recomendable que la prueba de carga estática sea complementada con:
  - a) Pruebas no destructivas para comprobar las propiedades y resistencias de los materiales que conforman a los elementos resistentes principales del puente y así no subestimar estos datos.
  - b) Pruebas destructivas en los elementos secundarios que se estime aportarán cierta rigidez a la estructura para poder

determinar su resistencia real y así compararla con la especificada.

De los resultados obtenidos en las pruebas no destructivas y destructivas, pueden compararse las características especificadas en el proyecto con las registradas en campo para evaluar las variaciones observadas e incluirlas en el modelo matemático, evitándose, de esta forma, subestimar o sobreestimar estos valores.

- 10) El hecho de que no exista información suficiente a nivel local acerca de las pruebas de carga estáticas y otros tipos de pruebas que garanticen la seguridad estructural de los puentes, no es justificación para obviar la necesidad de las mismas. Por tanto, es recomendable que el Estado, a través de las entidades competentes, realice y/o motive estudios dirigidos a garantizar la calidad y seguridad de estas estructuras, ya que, a nivel internacional, si se cuenta con normas, manuales y documentación relativos al tema.
  
- 11) A falta de una normativa local que contemple las pruebas de carga en puentes, se recomienda la implementación, total o parcial, de normas extranjeras relacionadas a este tema. La aplicación de una u otra norma y/o de uno u otro tipo de ensayo dependerá de las condiciones actuales del puente, de los fines que se persiguen, de las magnitudes que se pretenden medir, etc.

- 12) El procedimiento para la ejecución de la Prueba de Carga Estática en Puentes es relativamente sencillo y puede efectuarse con personal y equipo de los laboratorios de control de calidad de suelos y materiales existentes en el país. En tal sentido, se recomienda la implementación de este tipo de ensayos para que, de esta forma, se garantice el adecuado funcionamiento del puente bajo las cargas de servicio.
  
- 13) La creación del modelo matemático no debe limitarse exclusivamente a los programas que en este documento se mencionan. Se recomienda, entonces, la utilización de cualquier software de análisis estructural de puentes que permita generar las condiciones geométricas y estructurales del puente a analizar, así como la aplicación de las cargas vivas vehiculares consideradas para el ensayo.

**ANEXOS**

## **ANEXOS**

- **ANEXO N°1:** ESFUERZOS ADMISIBLES DEL ACERO ESTRUCTURAL PARA LOS NIVELES DE INVENTARIO Y OPERACIÓN (TABLAS 6.6.2.1-1 Y 6.6.2.1-2 DEL MANUAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LOS PUENTES)
- **ANEXO N°2:** FÓRMULAS PARA LA CAPACIDAD (C) DE COMPONENTES TÍPICOS DE PUENTES BASADO EN EL MÉTODO DE FACTOR DE CARGA (APÉNDICE C DEL MANUAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LOS PUENTES)
- **ANEXO N°3:** ECUACIONES DE EVALUACIÓN PARA MIEMBROS DE CONCRETO PRESFORZADO (SECCIÓN 6.6.3.3 DEL MANUAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LOS PUENTES)
- **ANEXO N°4:** TABLAS Y FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE REACCIONES, CORTANTES Y MOMENTOS PRODUCIDOS POR LA CARGA VIVA EN PUENTES TIPO VIGA (APÉNDICES A3 - A10 DEL MANUAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LOS PUENTES)
- **ANEXO N°5:** JUEGO DE PLANOS DEL PUENTE “EL CASTAÑO”
- **ANEXO N°6:** LISTADO DE DATOS DE ENTRADA USADOS PARA LA GENERACIÓN DEL MODELO EN EL SOFTWARE AVWIN98
- **ANEXO N°7:** LISTADO DE RESULTADOS OBTENIDOS CON EL SOFTWARE AVWIN98 PARA EL MODELO DESARROLLADO

- **ANEXO N°8:** PLANOS Y ESQUEMAS UTILIZADOS EN LA MODELIZACIÓN Y EJECUCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA
- **ANEXO N°9:** FOTOGRAFÍAS DEL EQUIPO DE MEDICIÓN UTILIZADO EN LA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA
- **ANEXO N°10:** TABLA DE PESOS POR EJE PERMITIDOS POR EL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS PARA LOS DISTINTOS TIPOS DE VEHÍCULOS
- **ANEXO N°11:** DATOS DE ENTRADA Y RESULTADOS OBTENIDOS CON EL SOFTWARE SAP2000
- **ANEXO N°12:** RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DE LAS GALGAS EXTENSOMÉTRICAS
- **ANEXO N°13:** CÁLCULO DE LA INERCIA, CENTROIDE, MOMENTO FLECTOR, DEFORMACIÓN Y CAPACIDAD NOMINAL DE LA SECCIÓN EQUIVALENTE

**ANEXO N° 1.**  
**ESFUERZOS ADMISIBLES DEL ACERO ESTRUCTURAL**  
**PARA LOS NIVELES DE INVENTARIO Y OPERACIÓN**  
**(TABLAS 6.6.2.1-1 Y 6.6.2.1-2 DEL MANUAL PARA LA**  
**EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LOS PUENTES)**

**ANEXO N° 2**  
**FÓRMULAS PARA LA CAPACIDAD (C) DE COMPONENTES**  
**TÍPICOS DE PUENTES BASADO EN EL MÉTODO DE FACTOR**  
**DE CARGA (APÉNDICE C DEL MANUAL PARA LA**  
**EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LOS PUENTES)**

**ANEXO N° 3**  
**ECUACIONES DE EVALUACIÓN PARA MIEMBROS DE**  
**CONCRETO PRESFORZADO (SECCIÓN 6.6.3.3 DEL MANUAL**  
**PARA LA EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LOS**  
**PUENTES)**

**ANEXO N° 4**  
**TABLAS Y FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DE**  
**REACCIONES, CORTANTES Y MOMENTOS PRODUCIDOS**  
**POR LA CARGA VIVA EN PUENTES TIPO VIGA (APÉNDICES**  
**A3 - A10 DEL MANUAL PARA LA EVALUACIÓN DE LA**  
**CONDICIÓN DE LOS PUENTES)**

**ANEXO N° 5**  
**JUEGO DE PLANOS DEL PUENTE “EL CASTAÑO”**

**ANEXO N° 6**  
**LISTADO DE DATOS DE ENTRADA USADOS PARA LA**  
**GENERACIÓN DEL MODELO EN EL SOFTWARE AVWIN98**

**ANEXO N° 7**  
**LISTADO DE RESULTADOS OBTENIDOS CON EL**  
**SOFTWARE AVWIN98 PARA EL MODELO DESARROLLADO**

**ANEXO N° 8**  
**PLANOS Y ESQUEMAS UTILIZADOS EN LA MODELIZACIÓN**  
**Y EJECUCIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA**

**ANEXO N° 9**  
**FOTOGRAFÍAS DEL EQUIPO DE MEDICIÓN UTILIZADO EN**  
**LA PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA**

**ANEXO N° 10**  
**TABLA DE PESOS POR EJE PERMITIDOS POR EL**  
**MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS PARA LOS DISTINTOS**  
**TIPOS DE VEHÍCULOS**

**ANEXO N° 11**  
**DATOS DE ENTRADA Y RESULTADOS OBTENIDOS CON EL**  
**SOFTWARE SAP2000**

**ANEXO N° 12**  
**RESULTADOS OBTENIDOS A PARTIR DE LAS GALGAS**  
**EXTENSOMÉTRICAS**

**ANEXO N° 13**  
**CÁLCULO DE LA INERCIA, CENTROIDE, MOMENTO**  
**FLECTOR, DEFORMACIÓN Y CAPACIDAD NOMINAL DE LA**  
**SECCIÓN EQUIVALENTE**

## BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials. "LRFD Bridge Design Specifications". Second Edition. Washington D.C. USA. 1998.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials. "Manual for Condition Evaluation of Bridges". Second Edition. Washington D.C. USA. 2000.
3. American Concrete Institute. "Análisis y Diseño de Estructuras de Puentes de Concreto". ACI 343R-95.
4. American Concrete Institute. "Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios", ACI 318-99 y ACI 318R-99.
5. Alfaro Hernández, Marco Antonio. "Evaluación Sísmica de Pasos a Desnivel en el Área Metropolitana de San Salvador con Características Especiales". Tesis UES. El Salvador. Enero 2001.
6. Barker, Richard M.; Puckett, Jay A.; "Design of Highway Bridges". A Wiley-Interscience Publication, New York, USA. 1997.
7. C.E.L. "Breve Historia del Puente Cuscatlán". Revista ASIA N°78. El Salvador. Septiembre. 1984.
8. Diario Más!. "Puente de Oro". Pág. 11. El Salvador. 22 de Marzo del 2000.

9. Dirección General de Carreteras de España. "Pruebas de Carga en Puentes de Carretera". España. Marzo 1988.
10. El Diario de Hoy. "El puente que se ahogó en el Lempa". Suplemento Hablemos. Pág. 12. El Salvador. 28 de Mayo del 2000.
11. Fernández Troyano, Leonardo. "Tierra sobre el Agua". Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Impresores Getafe. Madrid. España. 1999.
12. Fintel, Mark. Handbook of Concrete Engineering. Van Nostrand Reinhold Company. USA. 1974.
13. Gómez Penagos, Antonio; Arias Lewing, Germán. "Anotaciones sobre Pruebas de Carga en Puentes". Consultoría Colombiana S.A. 1998.
14. Grattesat, Guy. "Concepción de Puentes: Tratado General". Editores Técnicos Asociados S.A. Barcelona. España. 1981.
15. Hibbeler, Russell C. "Análisis Estructural". Tercera Edición Prentice may Hispanamericana S.A. México. 1997.
16. Hottinger Baldwin Messtechnik. "Electrical Measurement of Mechanical Quantities". Darmstadt. Germany. 2000.
17. Kattán Rodríguez, Jean Corie. "Guía para el diseño de puentes de concreto reforzado en caminos rurales y vecinales". Tesis UES. El Salvador. Abril 1998.

18. Mendoza Maldonado, Wilson Francisco. "Manual para el Mantenimiento Rutinario y Preventivo de Puentes en El Salvador". Tesis UES. El Salvador. Julio 2003.
19. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. "Ley del Medio Ambiente". El Salvador. 1998.
20. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council. "Manual for Bridge Rating Through Load Testing". Washington D.C. USA. 1998.
21. Sánchez Jiménez, José Luis; García Miguel Morales, José; Moreno Jiménez, Juan de Dios; Calzada Movilla, José Ignacio. "Efectos vibratorios y de inestabilidad de chapas del dintel esbelto de un puente mixto de gran luz: Viaducto s/ garganta de Juan Ramos (autovía A-381. Tramo VI)". España. 2002.
22. Segui, William T. "Diseño de Estructuras de Acero con LRFD". Segunda Edición. International Thomson Editores. Estados Unidos. 2000.
23. Steinman, David B.; Watson, Sara Ruth. "Puentes y sus Constructores". Traducción al español: Miguel Aguiló Alonso. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Ediciones Turner. España. 1979.