

MODELADO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE HORMIGÓN CON
PRETENSADO EXTRADOSADO MEDIANTE TÉCNICAS EXPERIMENTALES

ERWIN ROJAS DURAN
LUÍS FERNANDO ZÚÑIGA

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2009

MODELADO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE HORMIGÓN CON
PRETENSADO EXTRADOSADO MEDIANTE TÉCNICAS EXPERIMENTALES

ERWIN ROJAS DURAN
LUÍS FERNANDO ZÚÑIGA

Trabajo de Grado para optar el título de Ingeniería Civil en la modalidad de
Trabajo de Investigación

Director
Esperanza Maldonado Rondón
M.Sc, Ph.D Ingeniero Civil

Codirector
Gustavo Chío Cho
M.Sc, Ph.D Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2009

A Gonzalo, Lucila, Ana y Evelin...

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCION	1
1. OBJETIVOS	3
1.1 OBJETIVO GENERAL	3
1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	3
2. EL PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO	4
2.1 ASPECTOS HISTORICOS	4
2.2 CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	8
2.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES	12
2.3.1 Tablero	14
2.3.2 Sistema de cables extradosados	17
2.3.3 Torres	28
2.4 CRITERIOS DE DISEÑO	29
2.4.1 Altura de las torres	31

2.4.2	Altura del tablero	31
2.4.3	Distribución de luces	34
2.4.4	Cables extradados	34
2.4.5	Unión tablero-pilares	38
3.	MODELADO ESTRUCTURAL EN INGENIERIA DE PUENTES	39
3.1	ASPECTOS HISTÓRICOS DEL MODELADO	40
3.2	DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE MODELOS	43
3.2.1	Modelos elásticos	44
3.2.2	Modelos de resistencia ultima	44
3.2.3	Modelos dinámicos	45
3.3	EL PROCESO DE MODELADO	45
3.4	VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL USO DE MODELOS	49
4.	TEORÍA DE MODELOS ESTRUCTURALES	52
4.1	DIMENSIONES Y UNIDADES	52
4.1.1	Homogeneidad dimensional	54
4.2	ANALISIS DIMENSIONAL	54

4.2.1 Teorema de Pi-Buckingham	55
4.3 MODELOS ESTRUCTURALES	64
4.4 REQUERIMIENTOS DE SIMILITUD	66
4.4.1 Modelos elásticos	68
4.4.2 Modelos de resistencia ultima	68
4.4.3 Modelos para cargas dinámicas	70
5. MODELOS ELASTICOS	73
5.1 ESCALA GEOMÉTRICA Y MATERIAL	76
5.1.1 Plásticos	78
5.1.2 Madera de Balsa	80
5.1.3 Productos de Papel	84
5.2 TÉCNICAS DE FABRICACIÓN DE MODELOS	84
5.2.1 Corte de plásticos, madera y productos de papel	84
5.2.2 Ensamblado y técnicas de pegado	85
5.3 INSTRUMENTACIÓN	86
5.3.1 Medición de la Deformación Unitaria	87

5.3.2 Medición de desplazamientos	89
5.3.3 Medición de fuerzas	90
5.3.4 Sistemas de Grabación de Datos	91
5.4 SISTEMAS DE CARGA	91
5.5 EFECTOS DE TAMAÑO Y CONFIABILIDAD EN EL MODELO	92
6. REALIZACIONES DE MODELOS ESTRUCTURALES DE PUENTES	95
6.1 PUENTE FERROVIAL ZÁRATE–BRAZO LARGO	95
6.1.1 Dimensiones y características del prototipo	95
6.1.2 Requerimientos de Similitud	98
6.1.3 El modelo	99
6.1.4 Ensayos estáticos: cargas e instrumentación	100
6.1.5 Resultados del ensayo	102
6.2 MODELO A ESCALA 1/400 DE UN PUENTE ATIRANTADO	104
6.2.1 Dimensiones y características del prototipo	104
6.2.2 El modelo	105
6.2.3 Ensayos estáticos: cargas e instrumentación	107

7. METODOLOGIA DE MODELADO ESTRUCTURAL DEL PUENTE	108
7.1 ALCANCE DEL MODELO	109
7.2 DIMENSIONES Y CARACTERISTICAS DEL PROTOTIPO	111
7.3 EL MODELO	112
7.3.1 Materiales	113
7.4 REQUERIMIENTOS DE SIMILITUD	113
7.5 PLAN DE FABRICACIÓN, SISTEMA PARA APLICACIÓN DE CARGAS E INSTRUMENTACIÓN	115
7.5.1 Proceso constructivo	117
7.5.2 Sistema de aplicación de cargas	118
7.5.3 Instrumentación	120
8. CONCLUSIONES	121
BIBLIOGRAFÍA	123
ANEXOS	125

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Puentes de hormigón con pretensado extradadosado en Japón	8
Tabla 2. Principales ventajas y limitaciones de los modelos físicos	51
Tabla 3. Lista típica de cantidades físicas	53
Tabla 4. Requerimientos de similitud para modelos elásticos e inelásticos	69
Tabla 5. Requerimientos de similitud para modelos bajo cargas dinámicas	72
Tabla 6. Requerimientos de Similitud para Modelado Elástico Estático	77
Tabla 7. Resumen de Propiedades de la Madera de Balsa	83
Tabla 8. Propiedades Mecánicas del Papel Manila con 8% de humedad	84
Tabla 9. Posibles errores en las etapas de modelado experimental	93
Tabla 10. Cantidades físicas de interés para el modelo	110
Tabla 11. Precios de los materiales del modelo	118

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Puente Ganter en etapa de construcción, Suiza (1980)	5
Figura 2. Modelo del puente extradosado para el viaducto L'Arrêt-Darré	6
Figura 3. Puente Odawara Blueway, Japón (1994)	7
Figura 4. Tipologías	9
Figura 5. Flujo de cargas en el puente con pretensado extradosado	13
Figura 6. Esquema de construcción por voladizos sucesivos	14
Figura 7. Sección transversal del puente Odawara Blueway	15
Figura 8. Puente Himi, Japón (2004)	16
Figura 9. Disposición longitudinal del sistema de cables extradosados	17
Figura 10. Puente Shikari Ohashi, Japón (2000). Configuración tipo Arpa	18
Figura 11. Puente sobre el río Deba, España.	19
Figura 12. Puente de los Socorridos, Portugal	20
Figura 13. Puente Ibi River, Japón (2001)	21
Figura 14. Puente Miyakodagawa, Japón (2001)	22
Figura 15. Esquema de los Tendones de preesfuerzo para cables extradosados	22
Figura 16. Regulador para la reducción de altas oscilaciones	23
Figura 17. Sistemas de anclajes para cables extradosados	24
Figura 18. Sistema de silla de anclaje	25
Figura 19. Instalación del sistema de anclaje mediante grúa, puente Ibi River	26
Figura 20. Instalación de anclaje mediante secciones, puente Shin-Meisei	26
Figura 21. Sistema de anclaje terminado, puente Shin-Meisei	27
Figura 22. Torre en un plano. Puente Ibi River, Japón (2001)	29
Figura 23. Torre en dos planos. Puente Odawara Blueway, Japón (1994)	30
Figura 24. Formas de torres en dos planos	30
Figura 25. Puente Hozu, Japón (2001)	32

Figura 26. Geometría del puente extradadosado con tablero de altura variable	33
Figura 27. Modelo del Puente Tacoma Narrow en túnel de viento	42
Figura 28. Modelo completo del Puente sobre el estrecho de Akashi	46
Figura 29. Sistema de modelado físico	46
Figura 30. Diagrama de Flujo para el proceso de modelado	48
Figura 31. Curvas esfuerzo-deformación en el modelo y prototipo de hormigón	68
Figura 32. Requerimientos de similitud de los modelos distorsionados	70
Figura 33. Ejemplo de Modelo Directo	74
Figura 34. Ejemplo de Modelo Indirecto	75
Figura 35. Modelo del puente sobre el lago de Maracaibo Venezuela	75
Figura 36. Formas comerciales de madera balsa en Colombia	80
Figura 37. Resistencia a Tensión de Balsa en varios ángulos de fibras	82
Figura 38. Resistencia a Tensión de Madera Balsa para diferentes densidades	83
Figura 39. Corte de madera de balsa con bisturí	85
Figura 40. Medición de deformaciones unitarias	88
Figura 41. Medidores de desplazamiento	89
Figura 42. Diferentes tipos de células de carga disponibles en el mercado	90
Figura 43. Puente ferroviario Zarate – Brazo Largo de Buenos Aires, Argentina	96
Figura 44. Modelo del Puente Zarate Brazo largo, Argentina	101
Figura 45. Comparación entre líneas de influencia calculadas y experimentales	104
Figura 46. Idealización del puente atirantado	105
Figura 47. Dimensiones del modelo del puente atirantado	105
Figura 48. Conexiones cables y torres en el modelo	106
Figura 49. Modelo del puente atirantado instrumentado	107
Figura 50. Taller de Diseño Industrial, Universidad Industrial de Santander	116
Figura 51. Herramientas menores	116
Figura 52. Cortadora de Cinta	117
Figura 53. Lijadora eléctrica	118
Figura 54. Juego de pesas para laboratorios	119
Figura 55. Sistema de soporte para el modelo	120
Figura 56. Deformímetro mecánico	120

LISTA DE ANEXOS

	pág.
ANEXO A. Esquema general del puente Odawara Blueway	125
ANEXO B. Fabricación de un modelo del puente Odawara Blueway	127
ANEXO C. Alternativas de ensayos estáticos e instrumentación	140

RESUMEN

TITULO: MODELADO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE HORMIGÓN CON PRETENSADO EXTRADOSADO MEDIANTE TECNICAS EXPERIMENTALES*

AUTORES: ROJAS D., ERWIN
ZÚÑIGA, L. FERNANDO**

PALABRAS CLAVES: Puente extradadosado, modelo físico, escala reducida.

DESCRIPCIÓN:

Este trabajo presenta una metodología para la construcción de un modelo a escala reducida de un puente de hormigón con pretensado extradadosado. La idea de estos puentes fue propuesta por primera vez por J. Mathivat en 1988 como una alternativa para salvar luces entre los 100 y 200 m. El progreso significativo que ha tenido el diseño y la construcción de esta solución desde la década de los 90, principalmente en Japón, demuestra su viabilidad técnica y económica a nivel internacional. Es de gran importancia conocer esta alternativa estructural para que pueda ser implementada en futuros proyectos de puentes en Colombia. Con el fin de mejorar y validar la confiabilidad del modelo matemático para la evaluación de la integridad estructural del puente extradadosado, es necesario realizar ensayos experimentales sobre modelos físicos que por lo general son a escala reducida. En los últimos años, la cantidad y la calidad de la información obtenida de las pruebas de estos modelos estructurales han aumentado como resultado de extensos desarrollos en microminiaturización de instrumentación y en los sistemas informáticos. En el desarrollo de la metodología de fabricación del modelo, los autores presentan el estado del arte del puente de hormigón con pretensado extradadosado y del modelado físico de puentes, constituyendo una herramienta de aprendizaje en temas de investigación del área de estructuras.

* Trabajo de Grado.

** Facultad de Ingenierías físico mecánicas. Escuela de Ingeniería civil.
Director: Esperanza Maldonado Rondón. Codirector: Gustavo Chio Cho.

ABSTRACT

TITLE: STRUCTURAL MODELING OF EXTRADOSSED PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE BY MEANS OF EXPERIMENTAL TECHNIQUES*

AUTHORS: ROJAS D., ERWIN
ZÚÑIGA, L. FERNANDO**

KEYWORDS: extradosed bridge, physical model, small-scale.

DESCRIPTION:

This work presents a methodology for the construction of a small-scale model from a Extradosed Prestressed Concrete Bridge. The idea of these bridges was proposed for first time by J. Mathivat in 1988 like an alternative to save spans between 100 and 200 m. The significant progress that has had the design and construction of this solution in the 90's, mainly in Japan, it demonstrates its technical and economic viability at international level. It is important to know this structural alternative so that it can be implemented in future projects of bridges in Colombia. With the purpose to improve and to validate the accuracy of mathematical model for the evaluation of the structural integrity of Extradosed Bridges, it is necessary to carry out experimental tests on physical models that generally are to small scale. At present, the quantity and quality of obtained information of the tests of these structural models have increased as a result of extensive developments in microminiaturization of instrumentation and computer systems. In the development of the methodology of construction of models, the authors present the state of the art of Extradosed Prestressed Concrete Bridge and Physical Modeling of Bridges; so establish a learning tool in research topics inside area of structures.

* Research work.

** Faculty of Phisical-Mechanical Engineering, Civil Engineering School.
Director: Esperanza Maldonado Rondón. Codirector: Gustavo Chio Cho.

INTRODUCCION

En el desarrollo de infraestructura vial a nivel nacional, se presentan con más frecuencia los inconvenientes de salvar ciertos obstáculos físicos, mediante la utilización de los puentes de mediana luz (entre 100 y 200 m). En el país, algunas alternativas de diseño son descartadas y se realizan proyectos que pueden ser más costosos y que no resuelven el problema de manera integral. En Colombia, no se cuenta con muchas alternativas, a la hora de contemplar los proyectos de puentes estructuralmente innovadores, limitándonos de esta manera a seleccionar proyectos de puentes con diseños sencillos, y no tener a la vista opciones que podrían ser más económicas, con menor impacto ambiental y de gran valor cultural.

Actualmente el puente con pretensado extradadosado está ganando reconocimiento a nivel mundial, debido a que soluciona el problema de realizar de forma rápida y económica, la construcción de puentes de luces comprendidas entre 100 y 200 m, ya que utiliza menores cantidades de materiales y tiene menores costos de construcción con respecto a un puente atirantado convencional.

Por lo tanto, se propone iniciar estudios en investigación del puente con pretensado extradadosado, con el fin de determinar su comportamiento estructural ante diferentes estados de cargas, y establecer su competencia, y su posterior aplicación. Una alternativa para determinar el comportamiento de una estructura compleja bajo las cargas a la cual estará sometida, es mediante la realización de modelos estructurales de tamaño real, con la gran desventaja de que sus costos de construcción son altísimos. Por tanto, si se reproducen las estructuras en modelos a escala reducida se podrán realizar mayor número de investigaciones a bajos costos y a su vez profundizar en el conocimiento del comportamiento estructural.

En el ámbito de la investigación estructural, el modelo físico a escala reducida ha demostrado ser una poderosa herramienta para extender el conocimiento y la comprensión del comportamiento estructural de muchas situaciones complejas cuando las técnicas de análisis son insuficientes. En los últimos años, la cantidad y la calidad de la información obtenida de las pruebas de modelos han aumentado como resultado de la instrumentación y la mejora de los sistemas informáticos.

En este trabajo se documentará una alternativa de la metodología necesaria para los estudios experimentales sobre un modelo a escala reducida del puente de hormigón con pretensado extradadosado, orientado al desarrollo de un tipo de modelado físico sencillo, como lo es, el *modelo elástico indirecto*, el cual será de gran utilidad en el aprendizaje de conceptos estructurales para estudiantes del área de ingeniería civil.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

- ✓ Presentar una metodología para construir un modelo experimental, a escala reducida, de un puente de hormigón con pretensado extradadosado.

1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ✓ Presentar las características generales y el comportamiento estructural del puente con pretensado extradadosado.
- ✓ Identificar y formular metodologías para la elaboración del modelo estructural del puente con pretensado extradadosado a escala reducida.
- ✓ Aplicar procesos de análisis y modelado estructural.
- ✓ Definir materiales y escalas apropiadas para el diseño del modelo experimental.
- ✓ Desarrollar estrategias para la correcta medición e instrumentación del modelo.
- ✓ Elaborar los planos de diseño del modelo a escala, detallando los aspectos fundamentales que harían parte de su construcción.
- ✓ Permitir una formación en el campo de la investigación a través del grupo de investigación en materiales y estructuras de construcción INME.

2. EL PUENTE CON PRETENSADO EXTRADOSADO

2.1 ASPECTOS HISTORICOS

En el transcurso de la historia, el hombre siempre se ha visto forzado a solucionar todos los inconvenientes que se presentan a la hora de satisfacer sus necesidades. De hecho, esto lo ha llevado a desarrollar una amplia gama de inventos e innovaciones, siendo uno de los más importantes el puente. Con el tiempo, los puentes llegaron a ser considerados como proyectos u obras de ingeniería civil cuyo fin principal es el de salvar obstáculos, que por lo general son geográficos, proporcionando así una vía importante de comunicación. Sin embargo, los progresos en el área de la ingeniería de puentes así como el desarrollo tecnológico del hormigón preesforzado, permitieron que un gran número de estos proyectos fueran reconocidos a nivel mundial por su grandeza arquitectónica y estructural como magnificas obras de arte, además del cumplimiento a cabalidad de su finalidad primordial. Este creciente adelanto, condujo a la aparición de un nuevo tipo estructural: el puente con pretensado extradosado, el cual es considerado como una solución que reúne sencillez, economía y elegancia al mismo tiempo.

Los puentes con pretensado extradosado han surgido en la última década del siglo XX como una nueva tipología para salvar luces medias (luces comprendidas entre los 100 y 200 metros). La primera aparición de este concepto se remonta a 1980, año en que terminó la construcción del famoso puente Ganter en Suiza [Virlogeux, 1999]. Este posee una luz principal de 174 metros y fue diseñado por el ingeniero Suizo Christian Menn. Su estructura se caracteriza por tener un tablero de sección tipo cajón construido en hormigón, el cual es tirado mediante paneles de hormigón pretensado, suspendidos desde torres de muy bajas alturas ([Figura 1](#)).

Figura 1. Puente Ganter en etapa de construcción, Suiza (1980)



Recent evolution of cable-stayed bridges, Michel Virlogeux.

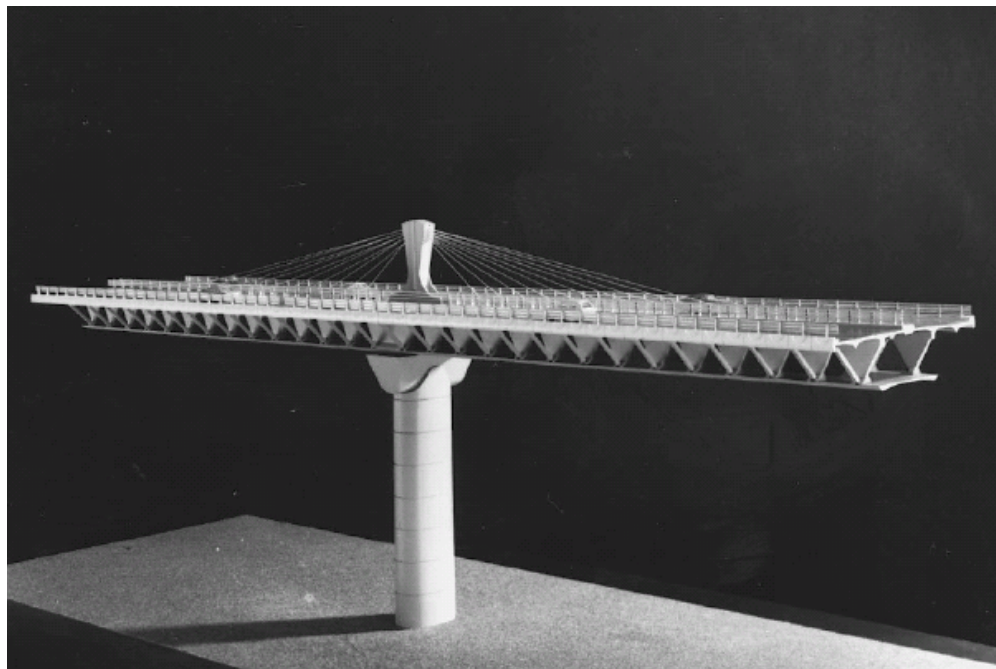
Cabe mencionar, que el puente Ganter solamente llegó a ser admirado más por su elegancia estructural y su integración perfecta con el paisaje de las montañas suizas, que como una innovación técnica.

Años más tarde, la idea de un puente de hormigón con pretensado extradadosado fue propuesta de manera más formal por el ingeniero Francés Jacques Mathivat en 1988, como una solución del concurso del viaducto L'Arrêt-Darré. Dicha idea consistía en utilizar un pretensado externo con gran excentricidad sobre los apoyos internos, por la parte superior del tablero del puente [Chio et al., 2002]. En la [Figura 2](#) se puede observar el modelo del puente con pretensado extradadosado propuesto para el viaducto L'Arrêt-Darré.

Para el año de 1994, en Japón fue construido el primer puente de hormigón con pretensado extradadosado, bautizado con el nombre *Odawara Blueway Bridge* ([Figura 3](#)). Este puente fue diseñado y construido por el ingeniero japonés Akio

Kasuga y consta de una longitud total de 270 metros, subdivididos en tres luces continuas de 74, 122 y 74 metros. Una vez terminado este proyecto, decenas de puentes con este sistema empezaron a ser construidos principalmente en Japón, extendiéndose hasta hoy día, a diferentes lugares del mundo como Corea del sur, Etiopia, India, Hungría, Eslovenia, Canadá, Brasil y otros, lo cual demuestra su viabilidad económica y técnica.

Figura 2. Modelo del puente extradosado propuesto para el viaducto L'Arrêt-Darré

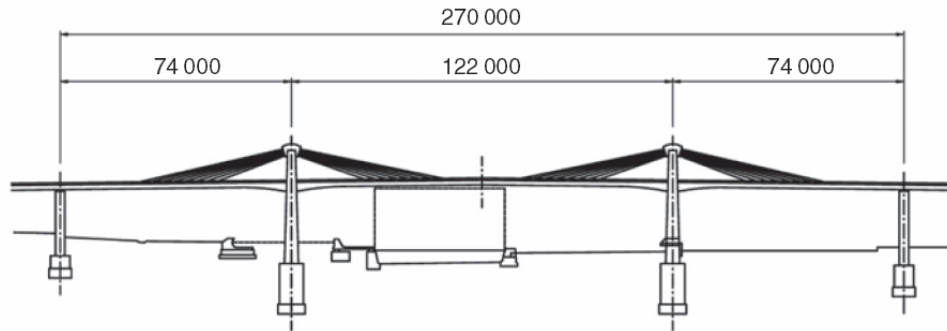


Recent evolution of cable-stayed bridges, Michel Virlogeux

En la [Tabla 1](#) se puede observar los principales proyectos de puentes con pretensado extradosado que han sido realizados en Japón. Entre las obras que pueden ser destacadas tenemos los puentes de Kiso River e Ibi River (ambos terminados en el 2001), los cuales presentan luces principales que exceden más de los 200 metros. El puente Kiso River abarca tres luces principales de 275 metros y el Ibi River comprende 4 luces principales cada una de 271,5 metros. Estas luces son las más largas alcanzadas hasta el momento en esta tipología de puentes.

Figura 3. Puente Odawara Blueway, Japón (1994) a) Alzado longitudinal b) Fotografía

a)



b)



Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga

Actualmente, el sistema de puentes con pretensado extradadosado, ha empezado a ser considerado por los países Latinoamericanos como una muy buena alternativa para resolver sus problemas de comunicación e infraestructura vial, de hecho en Brasil, ya se han construido dos puentes con pretensado extradadosado: el Terceira Ponte do Rio Branco, con una luz central principal de 90 metros y luces laterales de 54 metros; y el Ponte da Integração Brasil – Perú, de luz central principal de 110 metros y luces laterales de 65 metros [Ishii, 2006].

Tabla 1. Puentes de hormigón con pretensado extradadoso en Japón

	Nombre del Puente	Año de Terminación	Luces (m)	Ancho (m)	Altura tablero (m)		Altura Torre (m)
					Apoyo	Centro	
1	Odawara Blueway Bridge	1994	73,3 + 122,3 + 73,3	13,0	3,5	2,2	10,7
2	Tsukuhara Bridge	1997	65,4 + 180 + 76,4	12,8	5,5	3,0	16,0
3	Kanisawa Bridge	1998	99,3 + 180 + 99,3	17,5	5,6	3,3	22,1
4	Karato Bridge	1998	74,1 + 140 + 69,1	11,5	3,5	2,5	12,0
5	Mitanigawa Bridge	1999	57,9 + 92,9	20,4	6,5	2,5	12,8
6	Shikari Bridge	2000	94 + 3@140 + 94	23,0	6,0	3,0	10,0
7	Matakina Bridge	2000	109,3 + 89,3	11,3	6,0	3,5	26,4
8	Sajiki Bridge	2000	60,8 + 105 + 57,5	11,0	3,2	2,1	12,3
9	Yukizawa Bridge	2000	70,3 + 71 + 34,4	15,8	3,5	2,0	11,5
10	Surikamigawa Bridge	2000	84,82	9,2	5,0	2,8	16,5
11	Hozu Bridge	2001	33 + 50 + 76 + 100 + 76 + 31	15,3	2,8	2,8	10,0
12	Nakanoinke Bridge	2001	60,6 + 60,6	21,4	4,0	2,5	11,8
13	Miyakoda River Bridge	2001	133 + 133	19,9	6,5	4,0	20,0
14	Kiso River Bridge	2001	160 + 3@275 + 160	33,0	7,3	4,3	30,0
15	Ibi River Bridge	2001	154 + 4@271,5 + 157	33,0	7,3	4,3	30,0
16	Shinkawa Bridge	2002	38,5 + 45 + 90 + 130 + 80,5	25,8	4,0	2,4	13,0
17	Fukaura Bridge	2002	62,1 + 90 + 66 + 45 + 29,1	13,7	3,0	2,5	8,5
18	Sashikubo Bridge	2002	114 + 114	11,3	6,5	3,2	22,0
19	Shin-Meisei Bridge	2004	89,63 + 122,34 + 82,35	19,0	3,5	3,5	16,5
20	Himi Bridge (CSW)	2004	91,75 + 180 + 91,75	12,5	4,0	4,0	19,8
21	Tatekoshi Bridge	2004	56,3 + 55,3	19,1	2,9	1,8	10,5
22	Ritto Bridge (CSW)	2005	140+170+115+70+155+160+75+90+75	16,5	7,5	4,5	30,5
23	Sannohe Bridge	2005	99,9 + 200 + 99,9	13,5	6,5	3,5	25,0
24	Yanagawa Bridge	2006	130,7 + 130,7	17,4	6,5	4,0	24,0
25	Tagami Bridge	2006	80,2 + 80,2	17,8	4,5	3,0	14,5
26	Tokuyama Bridge	2006	139,7 + 220 + 139,7	9,6	6,5	3,5	22,5
27	Nanchiku Bridge	2006	68,05 + 110 + 68,05	20,6	3,5	2,6	11,0

CSW = Corrugated Steel Web (Alma de acero corrugado)

Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga

2.2 CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

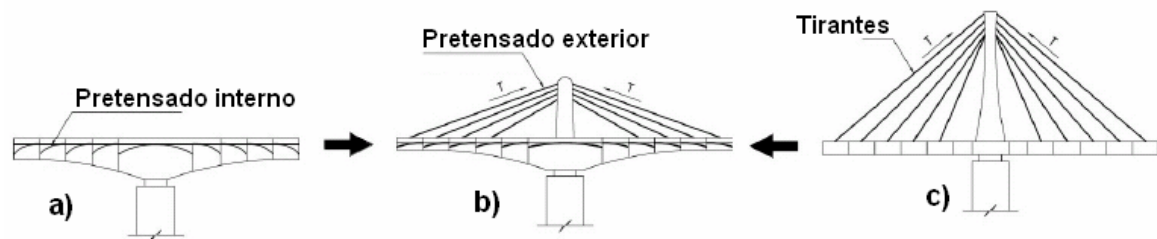
Inicialmente, definir el sistema estructural de un puente es una tarea bastante compleja que debe ser realizada mediante minuciosos estudios, en los cuales se consideren factores como: relación entre luces libres, número de apoyos, materiales utilizados, estética, costos, etc.; además de considerar las experiencias prácticas en cuanto a las realizaciones de proyectos con dicho sistema.

Afortunadamente, el concepto de puente con pretensado extradadoso como

solución para luces comprendidas entre los 100 y 200 metros fue muy bien recibido en Japón, lugar en el cual se ha realizado gran cantidad de estas obras, generando así de esta forma, un avance en los estudios sobre el comportamiento de este nuevo sistema estructural y su respectivo diseño.

Desde que la idea de Jacques Mathivat fue introducida, se han venido presentado diversas definiciones sobre el sistema estructural de los puentes con pretensado extradadoso. De acuerdo con Ishii (2006), la estructura del puente con pretensado extradadoso puede ser considerada como la de un puente intermedio formado por dos tipologías, el puente atirantado y el puente de tramo recto de hormigón pretensado (Figura 4), ya que reúne algunas características de ambos.

Figura 4. Tipologías. a) Puente de tramo recto de hormigón pretensado. b) Puente de hormigón con pretensado extradadoso. c) Puente atirantado



Autores

Otra definición, dada por Kasuga (2002), se basa en la consideración de que tanto los puentes con pretensado extradadoso como los puentes atirantados pertenecen a una misma categoría de puentes reforzados por tirantes. Su diferencia se presenta en la determinación de cuáles de sus elementos estructurales constituyentes llevarían más carga viva, los tirantes o el tablero. Esta es la misma idea de que en la categoría de puentes en arco están incluidos varios tipos.

En apariencia es difícil diferenciar un puente con pretensado extradadoso de un puente atirantado moderno de hormigón, ya que ambos utilizan tirantes para

reforzamiento. Sin embargo, desde el punto de vista morfológico existen dos diferencias geométricas que pueden servir de ayuda para lograr una distinción entre estos. La primera diferencia se presenta en la altura de las torres, ya que los puentes extradosados poseen torres más bajas que los puentes atirantados. En particular, la altura de la torre es la mitad de la altura óptima de los puentes atirantados. La segunda diferencia se observa en la altura del tablero, ya que los puentes con pretensado extradosado tienen tableros de mayor altura que los de los puentes atirantados, proporcionando de esta manera una mayor rigidez.

El hecho de que en los puentes extradosados la torre sea baja, hace que los cables que salen de ella lleguen al tablero a una distancia más alejada, haciendo que el ángulo formado sea más cerrado y permitiendo de esta manera que las tensiones producidas en los cables actúen más a comprimir el tablero horizontalmente cerca de los apoyos, que a soportar las cargas verticales. Esta es la razón por la que los cables actúan como un pretensado externo para un tablero de hormigón.

La alta rigidez y continuidad del tablero, permite que este llegue a comportarse como una viga continua. Esta característica, es la que hace que estos puentes se asemejen a los puentes de tramo recto de hormigón pretensado.

Los puentes con pretensado extradosado construidos hasta el momento presentan dos características estructurales muy interesantes [Kasuga, 2002]. La primera consiste en que el esfuerzo admisible para el diseño de sus cables externos es el mismo que para el de sus cables internos. Es decir, los esfuerzos admisibles para el diseño de estos cables pueden ser menores o iguales al 60% de los esfuerzos últimos a tensión ($f_{adm} \leq 0,6 f_{pu}$). He aquí donde radica la genialidad del concepto estructural de extradosado propuesto por Mathivat, ya que en ese rango de esfuerzos es posible emplear tendones ordinarios de preesfuerzo para el diseño de los cables extradosados, lo cual se traduce como una excelente reducción de

costos. La segunda característica, se manifiesta en que el anclado de los cables extradados en la parte superior de las torres, no requiere los costosos sistemas de anclaje que son utilizados en los puentes atirantados convencionales.

Ambas características se hacen posibles en los puentes extradados, gracias a que la sobrecarga de servicio produce pequeñas oscilaciones de tensión, lo cual disminuye el efecto de desgaste por fatiga tanto en los tendones como en el sistema de anclaje, al contrario de lo que ocurre con un puente atirantado convencional cuyo diseño está totalmente gobernado por el fenómeno de fatiga [Chio et al., 2002].

De acuerdo con Chio et al. (2002), los puentes con pretensado extradado también se caracterizan por presentar una construcción mucho más fácil que la de los puentes atirantados, ya que no es necesario ajustar la fuerza de tensión de los cables atirantados, ni durante, ni al finalizar la construcción del tablero, lo cual permite que puedan construirse de la misma forma que los puentes de tramo recto de hormigón pretensado. Además Kasuga (2002), también asegura que debido a que la altura de la torre principal es alrededor de la mitad de la altura de la torre de un puente atirantado de luces similares, los procesos constructivos son muchos más fáciles.

Con respecto a las cantidades de materiales utilizados, estudios realizados por Kasuga (2002), demuestran que el consumo de los puentes extradados es menor que el de los puentes atirantados para luces similares, lo cual genera menores costos de construcción y lo hace mucho más competitivo. Por el contrario, en comparación con los puentes de tramo recto de concreto pretensado, se produce un mayor consumo de materiales por parte de los puentes extradados. Sin embargo, la increíble elegancia e integración con el paisaje que presenta el sistema estructural del puente extradado, permite que aun pueda ser competitivo.

Es de importancia destacar, que la consolidación del sistema de los puentes extradosados a nivel mundial, ha presentado ciertos inconvenientes en cuanto al diseño de los cables. En Francia, país de origen del concepto de extradosado, se logró construir un puente con este sistema: el puente Saint Remy en 1996. Desafortunadamente, no se llegó a un amplio uso de este sistema, debido principalmente a la falta de estándares de diseño para los cables extradosados [Kasuga, 2006]. Otro caso se presentó en Alemania, donde sus normas de construcción especificaban que los cables de pretensado no debían ser colocados por fuera del tablero.

Todos estos problemas son debido a que en los códigos de construcción de los países, no existe una clara diferencia entre especificaciones de diseño de puentes atirantados y extradosados. Incluso en Japón, desde la construcción del puente Odawara Blueway en 1994, la diferencia estructural entre los puentes atirantados y extradosados fue muy debatida. Sin embargo, en el año 2000 la Asociación de Ingeniería de Concreto Preesforzado en Japón, hizo el lanzamiento de las especificaciones de diseño para estos tipos de puentes, con el fin de aclarar sus diferencias. En ellas estipula que los cables de los puentes atirantados pueden diseñarse para esfuerzos admisibles menores o iguales al 40% del esfuerzo último ($f_{adm} \leq 0,4 f_{pu}$), mientras que el de los puentes extradosados se diseñan para esfuerzos admisibles menores o iguales al 60% del esfuerzo último ($f_{adm} \leq 0,6 f_{pu}$).

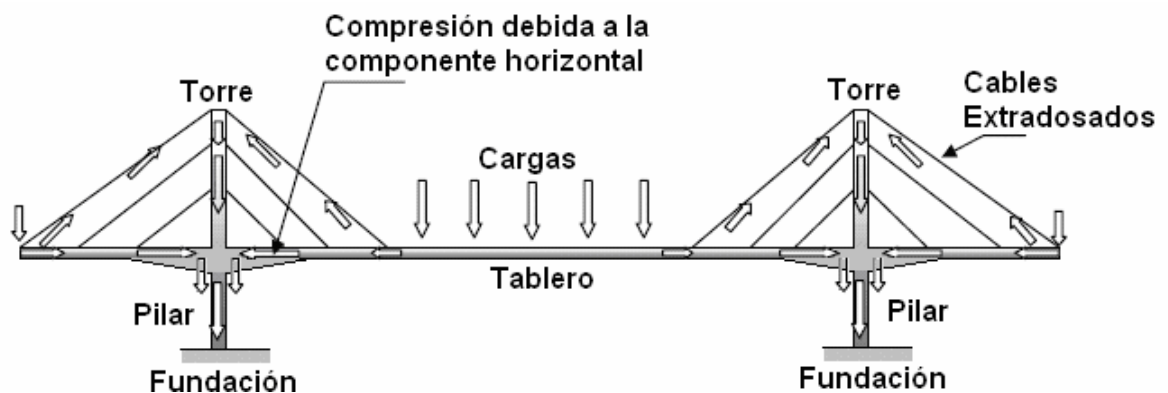
2.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES

Los puentes sin importar su tipología estructural, se caracterizan por presentar dos sistemas estructurales principales: la superestructura y la subestructura. La superestructura es la encargada de recibir directamente las cargas debidas a su funcionamiento y transmitir las de manera adecuada a la subestructura, para que esta última las transmita al sistema de fundación.

La superestructura de los puentes con pretensado extradadoso se compone de un tablero sometido a flexo-compresión y de un sistema de cables extradadosos (o externos). La subestructura abarca lo que son las torres, los pilares y el sistema de fundación. Todos estos elementos deben vincularse íntegramente, permitiendo que la trayectoria o flujo de cargas en el puente, se realicen de una manera adecuada.

La trayectoria de las cargas en el puente con pretensado extradadoso inicia en el tablero, el cual recibe las cargas vivas de servicio en forma directa y transmite una parte o fracción al sistema de cables extradadosos y otra parte a los pilares; esto último ocurre debido a la alta rigidez que posee el tablero, lo cual permite que actúe como una viga continua transmitiendo gran porcentaje de las cargas al apoyo en forma de esfuerzos cortantes y flectores. Estos esfuerzos son transmitidos directamente al sistema de fundación fluyendo en forma axial a través de los pilares. Por otro lado, el sistema de cables extradadosos se encarga de transmitir las tensiones generadas hasta las torres, ocurriendo inmediatamente un equilibrio entre las componentes horizontales de las tensiones, mientras que las componentes verticales fluyen a través de las torres y los pilares hasta el sistema de fundación seleccionado en particular. Ver [Figura 5](#).

Figura 5. Flujo de cargas en el sistema de puentes de hormigón con pretensado extradadoso



Autores

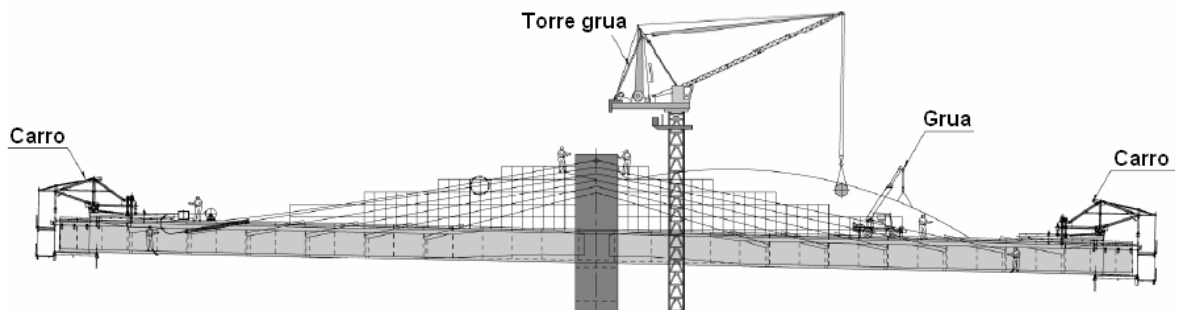
A continuación, se explicará cada uno de elementos estructurales principales que componen un puente extradadosado, en base al estudio realizado por Ishii (2006).

2.3.1 Tablero. El tablero es el elemento principal que conforma la superestructura de los puentes con pretensado extradadosado y se puede clasificar de acuerdo con la sección transversal o de acuerdo con los materiales empleados para su construcción, en cuyo caso pueden ser de hormigón o híbridos (Acero + Hormigón).

Los tableros de hormigón son la opción más utilizada actualmente. Su principal ventaja radica en que sus costos son menores a los tableros de acero. Sin embargo, debido a la menor resistencia del hormigón a tracción con respecto al acero, es necesario utilizar una sección transversal más robusta, lo cual genera un aumento de peso propio y en consecuencia más gastos en infraestructura.

Por lo general, los tableros de hormigón son construidos por el método de voladizos sucesivos, utilizando ya sea dovelas prefabricadas o fundidas en sitio (Figura 6). Estos tableros cuentan con un pretensado interno además del pretensado externo o extradadosado.

Figura 6. Esquema de construcción por voladizos sucesivos de un puente de hormigón con pretensado extradadosado



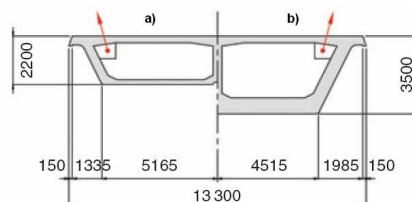
Autores

Los tableros Híbridos están conformados por una sección tipo cajón de hormigón cerca de los apoyos y una sección de acero en el tramo central. Se utilizan principalmente para vencer grandes luces, como el caso de los puentes Ibi River y Kiso River (Japón, 2001), los cuales poseen luces de 271,5 y 275 metros respectivamente (Figura 13). La utilización de una viga cajón metálica en el tramo central de la luz, reduce el peso propio de la estructura en esa región y en consecuencia reduce los esfuerzos de compresión en el tablero.

El tramo de hormigón de los puentes extradosados con tablero híbrido es construido por el método de voladizos sucesivos y cuenta con pretensado tanto interno como extradosado (externo). Mientras que el tramo metálico es prefabricado y generalmente es transportado como una sola pieza para luego ser colocado en obra mediante grúas.

La forma de la sección transversal del tablero puede variar bastante. En el caso de puentes con suspensión central, el tablero debe tener una rigidez suficiente a torsión para garantizar la estabilidad de la estructura, lo cual sugiere utilizar tableros de sección tipo cajón. En el caso de los puentes con suspensión lateral, el tablero debe tener rigidez a flexión tanto en sentido longitudinal como en transversal y la rigidez a torsión del tablero no es muy notable, lo que posibilita el uso de secciones transversales abiertas. En la Figura 7 se puede observar la sección transversal tipo cajón utilizada en el puente Odawara Blueway, tanto en su tramo central como en los apoyos.

Figura 7. Sección transversal del puente Odawara Blueway. a) Tramo Central. b) En los apoyos

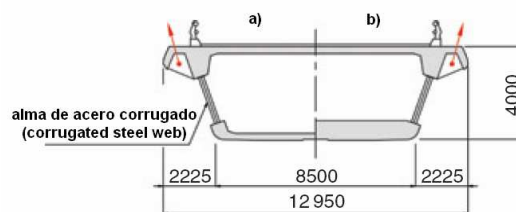


Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga

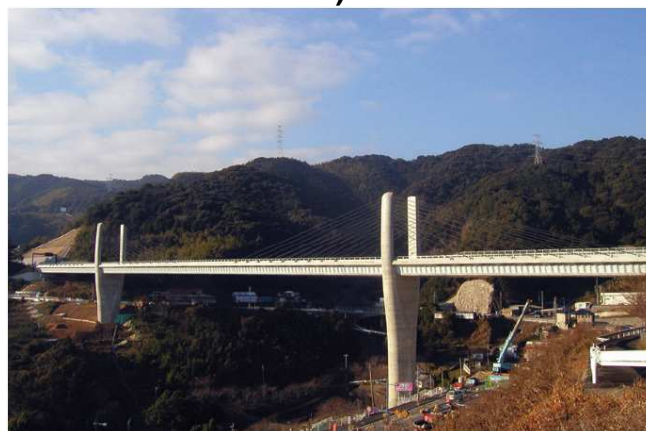
De hecho, se puede decir que la sección transversal más utilizada para los tableros de los puentes extradados es la tipo cajón. Esta sección se caracteriza por variar su altura en los tramos cercanos a los apoyos, además de aumentar su bloque de compresión con el fin de contrarrestar de manera más eficiente, los grandes momentos negativos que se generan por la conexión rígida que existe entre la pila y el tablero.

En algunos proyectos de puentes extradados también se ha llegado a considerar secciones compuestas [Kasuga, 2006]. El primer puente extradado en usar una sección compuesta fue el Himi Bridge, el cual fue terminado de construir en Japón en el año 2004. Su sección se caracteriza principalmente por usar almas de placa de acero corrugado (Corrugated Steel Plate Webs), ver [Figura 8](#).

Figura 8. Puente Himi, Japón (2004). a) Sección transversal del tramo central. b) Sección transversal en los apoyos. c) Fotografía



c)



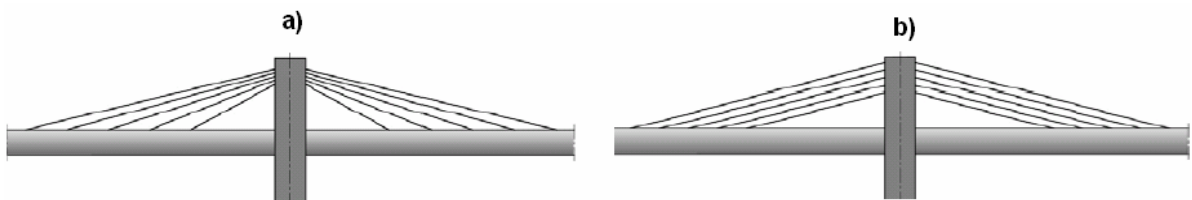
Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga

Una característica asociada en particular al tablero del puente Himi, es que la altura de la sección permanece constante a todo lo largo del tablero, pero presenta en los tramos cercanos a los apoyos una variación en el espesor de la placa de hormigón inferior, esto con el fin de aumentar el bloque de compresión para momento flector negativo.

2.3.2 Sistema de cables extradosados. Como ya se ha mencionado, la idea básica de los puentes de hormigón con pretensado extradosado consiste en la utilización de un pretensado que posea gran excentricidad sobre los apoyos internos. Esto se consigue mediante el uso de cables extradosados que conectan el tablero a la parte superior de las torres.

El sistema de cables extradosados pueden disponerse tanto longitudinal como transversalmente de varias formas. La disposición longitudinal de los cables puede ser mediante dos opciones básicas: La configuración tipo Abanico o la tipo Arpa (Figura 9), aunque cabe mencionar que en algunos proyectos se ha utilizado otras alternativas. La disposición transversal de los cables extradosados puede hacerse por medio del sistema de suspensión central o mediante sistemas de suspensión lateral.

Figura 9. Disposición longitudinal del sistema de cables extradosados. a) Tipo Abanico (Fan). b) Tipo Arpa (Harp)



Autores

La disposición longitudinal del sistema de cables extradosados puede ser:

- **Tipo Abanico (Fan).** En esta configuración los cables extradosados están anclados a lo largo del tablero y fijados en la parte superior de la torre. Es la configuración más utilizada porque maximiza la excentricidad del pretensado extradosado, aumentando su eficiencia. El Odawara Blueway Bridge utiliza esta configuración (Figura 3).

- **Tipo Arpa (Harp).** Esta configuración es muy similar a la anterior pero se caracteriza por el paralelismo que hay entre los cables extradosados. El puente Shikari Ohashi utiliza esta disposición (Figura 10).

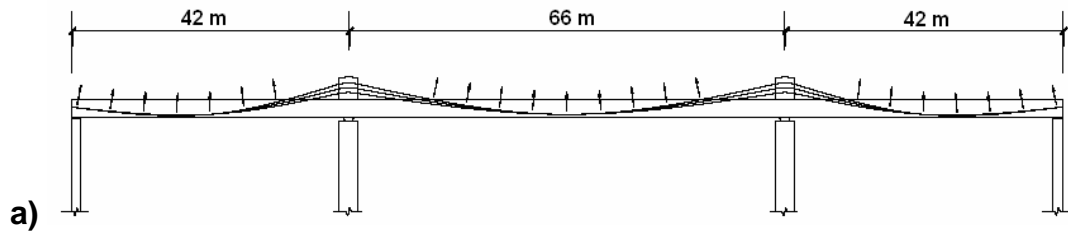
Figura 10. Puente Shikari Ohashi, Japón (2000). Configuración tipo Arpa (Harp)



Sistemas estructurais de pontes extradorso. Marcio Ishii

- **Alternativa 1.** Esta configuración posee torres muy bajas y los cables extradosados pasan por la parte interna del tablero, proporcionando pretensado a lo largo de la luz. Esta forma la presenta el puente sobre el río Deba, en España (Figura 11). A través de esta configuración se obtiene mayor eficiencia del pretensado en la región de los apoyos, debido al aumento de la excentricidad de los cables.

Figura 11. Puentes sobre el río Deba, España. a) Esquema general. b) Fotografía



Sistemas estructurales de puentes extradosos. Marcio Ishii

- **Alternativa 2.** En esta configuración los cables extradosados están cubiertos por paneles de hormigón. Dicha cubierta es realizada después de activar los cables. El puente de Socorridos en Portugal presenta esta configuración (Figura 12), la cual permite reducir las deformaciones del tablero y disminuye la fluctuación de tensión en los cables debido a la gran rigidez de los paneles. Sin embargo, presenta dificultades en el control de las fisuras de los paneles de hormigón, principalmente durante la construcción, y además, su alta rigidez es muy desventajosa ante efectos sísmicos. El puente Ganter en Suiza (1980) (Figura 1) podría considerarse como otro ejemplo de esta configuración del sistema de cables extradosados, ya que presenta características estructurales similares al puente de Socorridos.

Figura 12. Puente de los Socorridos, Portugal



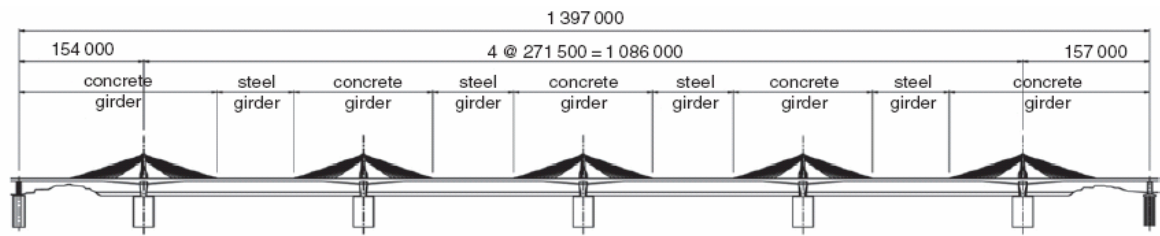
Sistemas estructurais de pontes extradoso. Marcio Ishii

La disposición transversal del sistema de cables extradosados puede ser:

- **Sistemas de suspensión central.** Esta configuración se caracteriza por la presencia de uno o más planos de cables extradosados localizados a lo largo del eje longitudinal del tablero. Esta disposición presenta un efecto estético muy agradable puesto que evita el cruce visual de los cables entre el usuario y el paisaje. Sin embargo, la sección del tablero debe resistir los momentos torsores causados por la asimetría de las cargas móviles en el plano transversal. Los puentes Kiso e Ibi River son ejemplos de esta configuración ([Figura 13](#)).
- **Sistemas de suspensión lateral.** Esta configuración consiste en dos o más planos de cables extradosados que son anclados en las torres y localizados a lo largo de los bordes del tablero. El puente Odawara blueway es un buen ejemplo de este sistema ([Figura 3](#)). Una gran ventaja de esta disposición es que se genera mayor rigidez transversal, lo cual reduce los efectos dinámicos generados en la estructura por la acción del viento y de los sismos. También los esfuerzos de

torsión producidos son pequeños, lo que permite secciones transversales más ligeras. Sin embargo, el número de cables y por ende el de anclajes es mayor, ocasionando un aumento en los costos. Esta configuración también puede ser múltiple, como el caso del puente Miyakodagawa en Japón, el cual posee un sistema de suspensión lateral con tres torres, cuatro planos de cables, y dos superestructuras independientes (Figura 14).

Figura 13. Puente Ibi River, Japón (2001) a) Alzado longitudinal b) Fotografía



a)



b)

Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga.

El sistema de los cables extradados está compuesto por los tendones de preesfuerzo, el sistema de anclajes y todo aquello que es necesario para la protección del conjunto de la corrosión.

- **Tendones para pretensado extradadoso.** Como ya hemos visto, los tirantes de los puentes con pretensado extradadosos se diseñan para esfuerzos admisibles menores o iguales al 60% de los esfuerzos últimos a tensión ($f_{adm} \leq 0,6 f_{pu}$). Lo cual permite la utilización de acero para hormigón preesforzado ordinario.

Figura 14. Puente Miyakodagawa, Japón (2001)



Sistemas estructurais de pontes extradorso. Marcio Ishii

Los tirantes o cables de los puentes con pretensado extradadoso son tendones conformados por un conjunto de torones de preesfuerzo dispuestos en forma paralela (Figura 15). A su vez, los torones son fabricados con siete alambres de acero de alta resistencia trenzados helicoidalmente, por lo general seis alambres torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor.

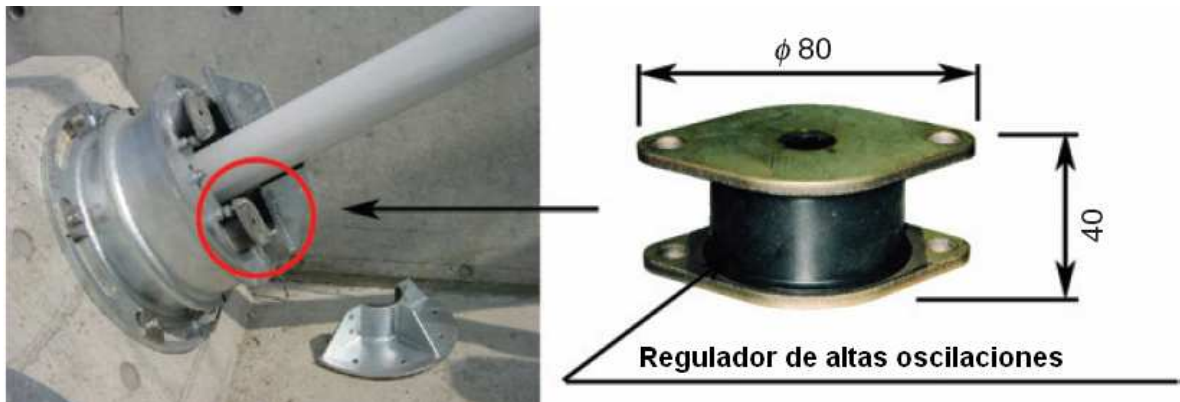
Figura 15. Esquema de los Tendones de preesfuerzo para cables extradadosos



Autores

En el diseño a fatiga de los tendones de preesfuerzo, es algo difícil evaluar la vibración de los tirantes debida al viento [Kasuga, 2006]. Por tal razón, a los cables extradados de gran cantidad de puentes como el Odawara Blueway, el Tsukuhara, el Ibi River entre otros, se les ha suministrado reguladores para la reducción de las altas oscilaciones (Figura 16).

Figura 16. Regulador para la reducción de altas oscilaciones

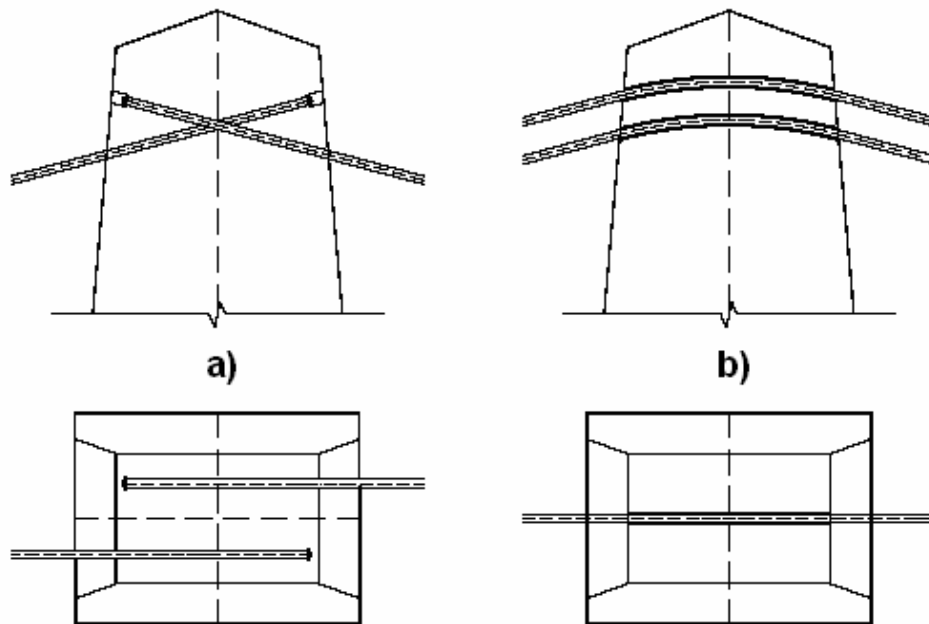


Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga

- **Sistemas de Anclaje.** El hecho de que los puentes con pretensado extradadoso puedan utilizar tendones para preesforzado ordinario en su sistema de cables, genera una disminución considerable en la máxima oscilación de tensión en el sistema de anclaje. Como una consecuencia de lo anterior, no es necesario utilizar los costosos sistemas de anclajes usados por los puentes atirantados convencionales, los cuales están afectados fuertemente por el fenómeno de fatiga.

En general, los métodos para anclar los cables extradadosos en las torres pueden ser de dos tipos: mediante anclajes individuales o mediante sillas de anclaje (Figura 17). El sistema que usa los anclajes individuales se caracteriza porque las torres deben ser más altas y además su sección transversal debe ser mayor, esto con el fin de garantizar un espacio suficiente para el anclaje de los cables.

Figura 17. Sistemas de anclajes para cables extradados. a) Sistema de anclajes individuales. b) Sistema de silla para anclajes



Sistemas estructurales de puentes extradorsos. Marcio Ishii

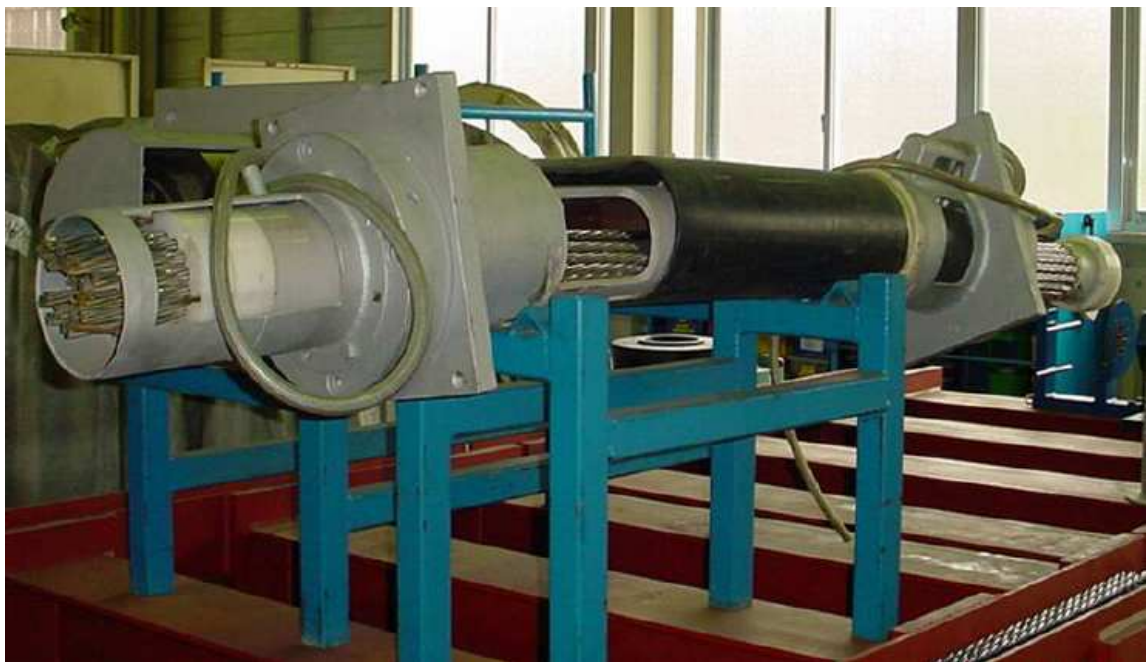
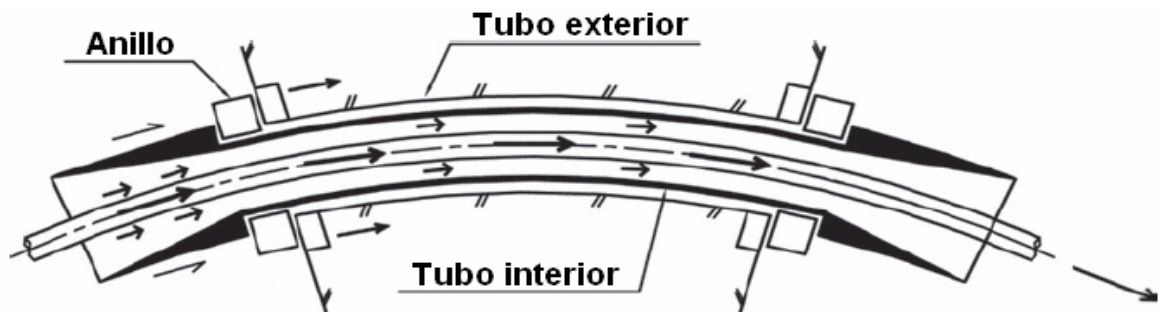
El sistema de sillas de anclaje para la fijación de los cables en las torres es el método más utilizado en los puentes de hormigón con pretensado extradorado, ya que el espaciamiento necesario entre los cables es menor, lo cual aumenta la eficiencia del sistema.

Este sistema consiste en permitir que los tirantes pasen a través de las torres (Figura 18) y además cuenta con la ventaja de admitir el reemplazo de dicho tirante en algún futuro si es necesario. El puente Odawara Blueway, así como el puente Tsukuhara son dignos ejemplos de puentes extradados que utilizan este sistema de anclaje en las torres.

Generalmente las sillas de anclaje son puestas en las torres como una sola pieza mediante el uso de una grúa como en el caso del puente Ibi River (Figura 19). Sin embargo, estas estructuras son bastante pesadas y en ocasiones no es posible

colocarlas en la cima de la torre debido a que la capacidad del terreno no permite el uso de las grúas. En estos casos la estructura debe ser separada en secciones de tal forma que el peso de cada una permita ser colocada en obra, para luego ser ensamblada en la torre [Kasuga, 2006]. En la [Figura 20](#) se puede observar la instalación de las secciones de las sillas de anclajes en el puente Shin-Meisei en Japón (2004), proyecto en el cual se presentó dicho inconveniente, y en la [Figura 21](#) se muestra el esquema del sistema de anclaje terminado.

Figura 18. Sistema de silla de anclaje



Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga

Figura 19. Instalación del sistema de anclaje mediante grúa, puente Ibi River



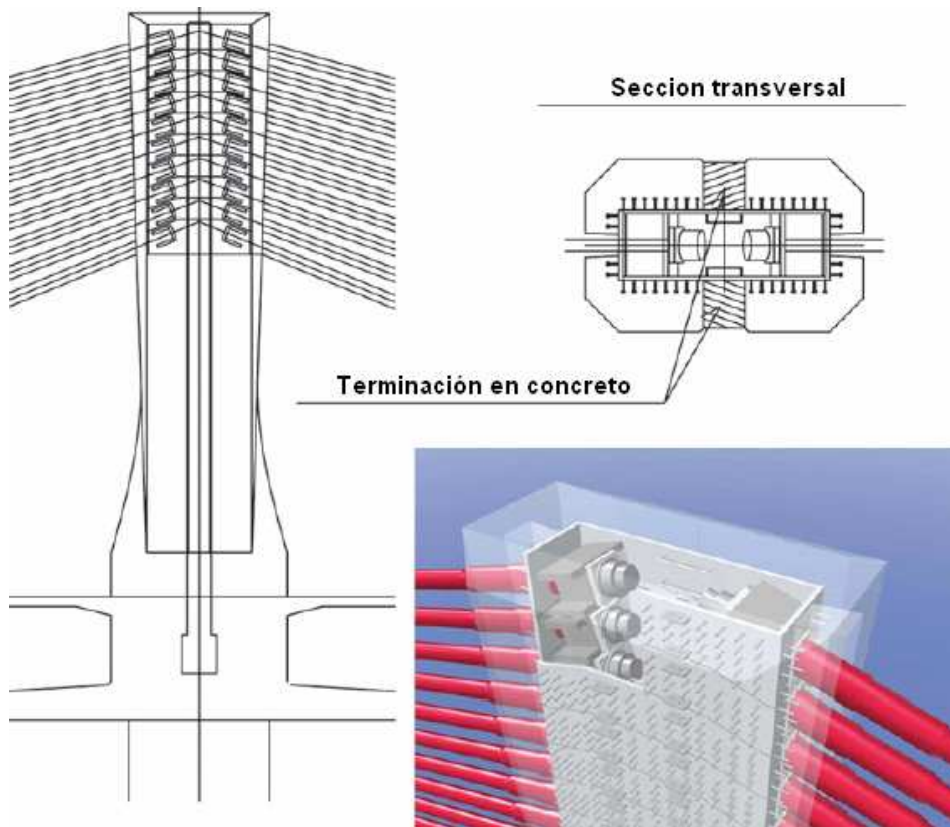
Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga

Figura 20. Instalación del sistema de anclaje mediante secciones, puente Shin-Meisei



Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga

Figura 21. Sistema de anclaje terminado, puente Shin-Meisei



Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga.

- **Protección de cables extradados.** La protección contra la corrosión de los elementos pretensados es indispensable en los puentes extradados, ya que si alguno de estos llegase a corroerse podría ocasionar el colapso de toda la estructura.

La protección de los cables es similar a la que se utiliza en los puentes atirantados, muy conocida como *Triple protección*. La primera capa de protección es la de los alambres, los cuales son galvanizados y revestidos por una fina capa de polietileno. La segunda capa está formada por un material de relleno de los tubos y por lo general se utiliza graute, grasa, parafina, poliuretano, etc. La tercera capa consiste en tubos que cubren los cables, los cuales pueden ser de acero inoxidable, aluminio, PEAD (Polietileno En Alta Densidad) o plástico reforzado por

fibras. La tubería también protege los cables durante los procesos de colocación del pretensado, que ocurren antes de inyectar el material de llenado.

También se utilizan los tubos anti-vandalismo, los cuales son tubos metálicos que protegen los cables en la región cercana al tablero. El objetivo de esta tubería es proporcionar una protección mecánica adicional a los elementos del pretensado contra daños accidentales o intencionales.

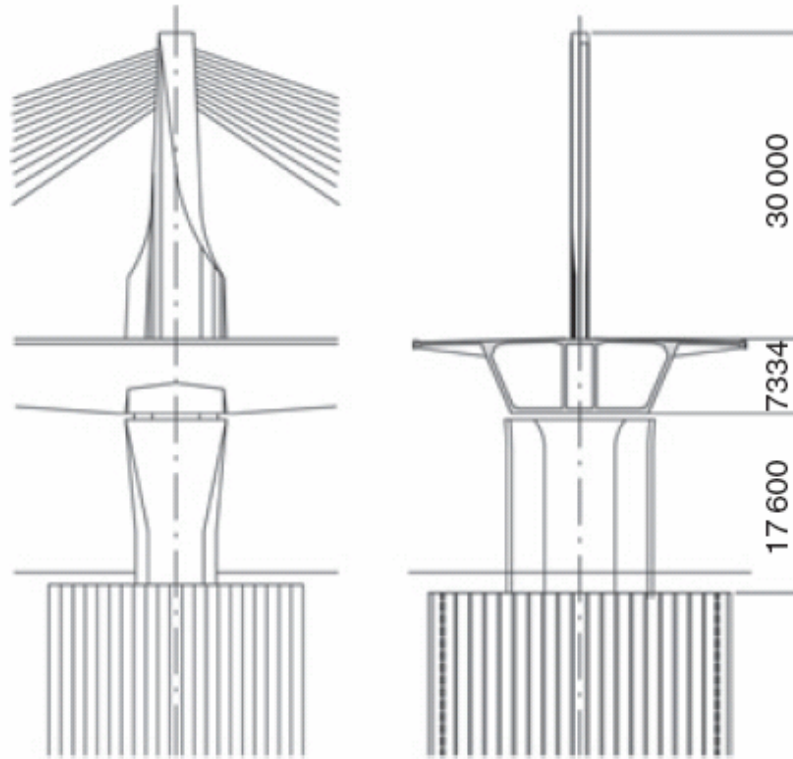
La utilización de todas estas barreras de protección, no solo permite hacer frente a los ataques físicos y químicos del medio ambiente, sino que también, llegan a disminuir o anular el efecto de los daños que puede ocasionar la fatiga por corrosión o por rozamiento [Chio et al., 2006].

2.3.3 Torres. La torre es el elemento estructural que permite generar la excentricidad de los cables extradosados. Su altura depende de la longitud de la luz que se desea salvar y su configuración geométrica puede variar de acuerdo con las condiciones locales de obra. Generalmente su forma no es muy variable como en el caso de las torres de los puentes atirantados, debido a su baja altura.

Existen dos formas básicas para vincular de manera íntegra las torres y el resto de la estructura a los pilares. La primera consiste en torres conectadas rígidamente al tablero, de forma que las reacciones de la superestructura sean transmitidas a los pilares a través de apoyos articulados. La segunda radica en unir rígidamente las torres, el tablero y los pilares. Las torres pueden clasificarse de acuerdo al sistema de suspensión de los cables de la siguiente manera:

- **Torres en un plano.** Este tipo de torres son las que se utilizan para los sistemas de suspensión central de cables extradosados (Figura 22). Esta torre debe garantizar que resistirá los esfuerzos originados de la acción del viento, así como también la estabilidad transversal de la obra.

Figura 22. Torre en un plano. Puente Ibi River, Japón (2001)



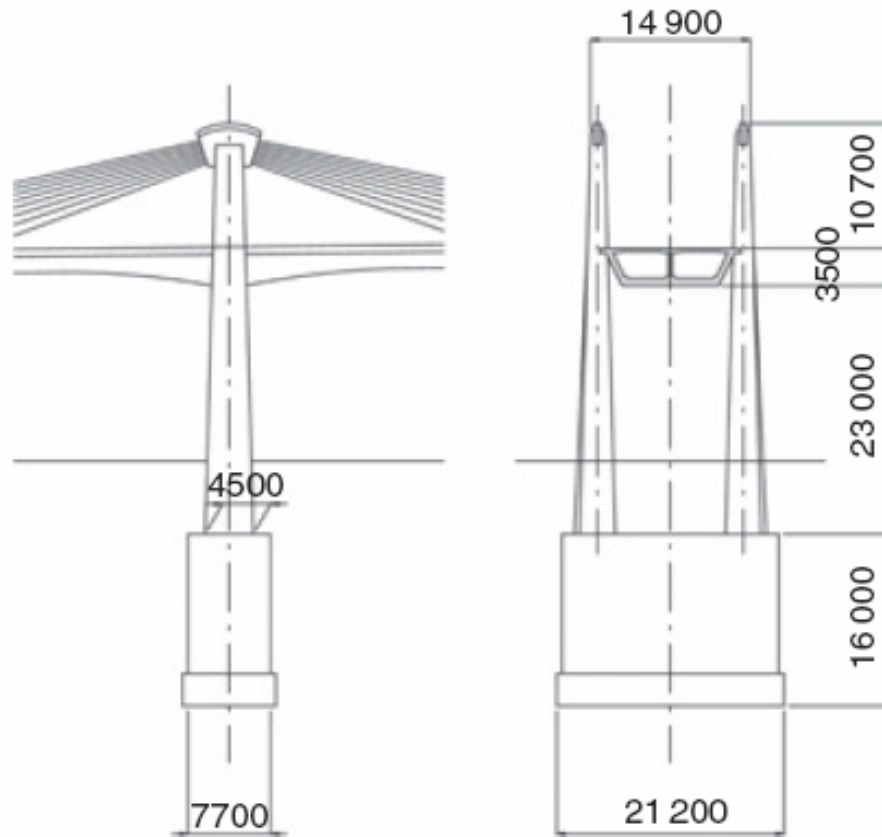
Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga

- **Torres en dos planos.** Estas torres son utilizadas para los sistemas de suspensión lateral de cables extradosados (Figura 23). Las torres pueden ser construidas de diferentes formas: con planos independientes, planos contraventados, planos en V o planos en Y (Figura 24).

2.4 CRITERIOS DE DISEÑO

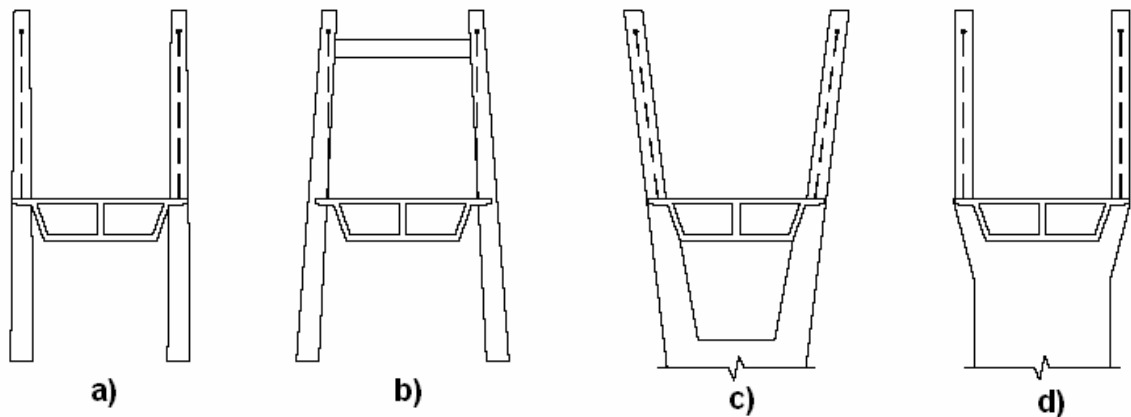
Los resultados del estudio realizado sobre el comportamiento de los puentes con pretensado extradosado realizados por Komiya (1999), Chio (2000) e Ishii (2006) permiten definir algunos criterios de diseño para este tipo de proyectos. Entre las consideraciones de diseño más importantes tenemos: la altura de las torres, la altura de la sección transversal del tablero, la distribución de las luces y lo referente a los cables extradosados y los fenómenos de fatiga.

Figura 23. Torre en dos planos. Puente Odawara Blueway, Japón (1994)



Extradosed bridges in Japan, Akio Kasuga

Figura 24. Formas de torres en dos planos. a) Planos independientes. b) Planos contraventeados. c) Planos en V. d) Planos en Y



Sistemas estruturais de pontes extradorso. Marcio Ishii

2.4.1 Altura de las torres. De acuerdo a los estudios presentados por Komiya (1999) y Chio (2000), la altura de las torres es inversamente proporcional a los momentos flectores producidos en el tablero debido a las cargas de servicio, así como también a la cantidad de acero en los cables extradados. Del mismo modo, afirman que los momentos flectores finales sobre los apoyos intermedios son menores que los momentos provenientes de las etapas de construcción, cuando se tiene una relación entre la altura de la torre (H_T) con respecto a la longitud de la luz principal (L_p) igual a $H_T/L_p < 1/8$.

La altura óptima de las torres se puede estimar mediante los siguientes criterios:

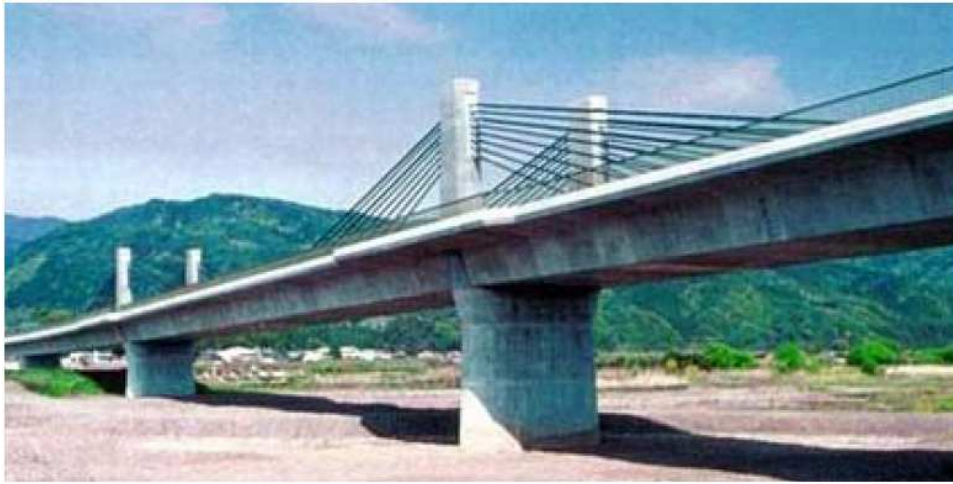
- **Komiya (1999).** La relación óptima entre la altura de la torre con respecto a la longitud de la luz principal está en el rango: $H_T/L_p = [1/12; 1/8]$.
- **Chio (2000).** Recomienda que la altura de la torre debe ser aproximadamente el 10% de la longitud de la luz principal, ($H_T = 0,10L_p$). Esto con el fin de que no ocurran fluctuaciones de tensión superiores a 80 MPa.

2.4.2 Altura del tablero. Inicialmente, Mathivat (1988), en su concepción propone que los tableros de los puentes extradados deberían tener la altura de la sección transversal constante tal que la relación h/L_p (Altura del tablero sobre Longitud de la luz principal) estuviera entre los valores de $1/30$ y $1/35$. Sin embargo, en la práctica muy pocos puentes extradados aplicaron este concepto, como el caso del puente Hozu construido en Japón (2001), donde la relación es igual a $h/L_p = 1/36$ (Figura 25).

Chio (2000), también manifiesta que cuanto más esbeltos son los tableros, menores serán sus momentos debidos a carga permanente y en consecuencia, mayor será la fluctuación de tensión en los cables extradados. Por tanto, para

evitar los fenómenos de fatiga por fricción y tensión es necesario que la fluctuación de tensión máxima admisible sea de 80 MPa. Así de esta forma, la mayor relación h/L_p admisible para que se cumpla este requisito es de 1/35 para una altura de torre de aproximadamente el 10% de la longitud de la luz principal.

Figura 25. Puente Hozu, Japón (2001)



Sistemas estructurais de pontes extradorso. Marcio Ishii

A decir verdad, el concepto de altura constante del tablero no es muy utilizado, ya que la mayoría de los puentes extradorsados construidos hasta la fecha, se caracterizan por presentar variación en la altura de la sección del tablero (Figura 26). Esta variación se hace de manera similar a la de los puentes de tramo recto de hormigón pretensado, lo cual reduce el costo de la obra. La variación de la altura de la sección se presenta como un decrecimiento desde los apoyos hasta llegar a la sección central de la luz y tiene como objetivo reducir el peso propio del tablero sin disminuir la altura de la sección en la región cercana a los apoyos, donde los momentos negativos son altos.

En la Figura 26 se puede apreciar los factores involucrados en la geometría de un tablero con altura variable que afectan directamente el comportamiento estructural del puente. Estos son:

a = Longitud en la que varia la altura del tablero. Distancia en la que se coloca el anclaje del primer cable al tablero, medida desde el centro de los apoyos intermedios o desde el centro de las torres.

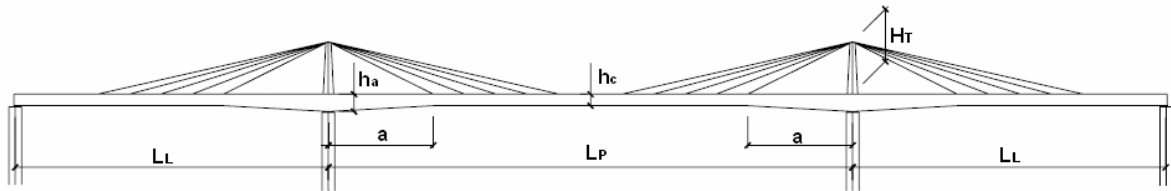
h_a = Altura de la sección del tablero en el apoyo.

h_c = Altura de la sección del tablero en el tramo central.

L_p = Longitud de la luz principal.

L_L = Longitud de la luz lateral.

Figura 26. Geometría del puente extradorado con tablero de altura variable



Sistemas estructurales de puentes extradorado. Marcio Ishii

La longitud óptima del segmento (a) donde varía la altura del tablero es aproximadamente $0,18L_p$, la cual garantiza una reducción de flechas y una pequeña reducción de la fluctuación de tensión en los cables, [Chio, 2000].

De acuerdo con Chio (2000), la variación de la relación (h_a/h_c) influye considerablemente en el comportamiento estructural del puente. Si se aumenta dicha relación, se puede obtener una amplia reducción en la fluctuación de tensión en los cables extradorados, un aumento en los momentos generados en las secciones de los apoyos internos y una pequeña reducción del momento producido en la sección central. Además permite también que se pueda aumentar la distancia entre el anclaje del primer cable medida a partir de los apoyos internos. En conclusión, la relación óptima h_a/h_c es aproximadamente 1,50 y la

distancia entre el anclaje del primer cable en el tablero desde el centro del apoyo interno varía entre $0,20L_p$ y $0,24L_p$.

Por su parte, Komiya (1999), propone que la relación h_a/L_p debe ser aproximadamente $1/35$ y la relación h_c/L_p debe ser $1/45$.

2.4.3 Distribución de luces. Es muy común que la distribución de las luces no pueda ser determinada por el ingeniero diseñador, ya que en la mayoría de los casos está determinada principalmente por las condiciones topográficas, geológicas y otras relacionadas al sitio. Sin embargo, el estudio realizado por Chio (2000), nos proporciona una manera en que las longitudes de las luces laterales influyen en un puente extradadosado de tres luces continuas, cuyo caso es el más usual.

Entre menor sea la longitud de las luces laterales menor será la flecha en la sección central de la luz principal, así como también serán menores los momentos flectores a lo largo del tablero. En el caso de seleccionar una distribución donde la relación entre luces sea $L_L < 0,60L_p$, los cables extradadosados en las luces laterales deben ser anclados en un punto fijo, lo que hace que el sistema estructural sea mucho más rígido, igual como ocurre en los puentes atirantados.

Por otro lado, si las luces laterales son $L_L \geq 0,60L_p$, las flechas de la luz principal, los momentos y las tensiones normales en los tableros son severamente mayores en comparación con el caso anterior, para lo cual se aconseja el uso de tablero con altura variable, [Chio, 2000].

2.4.4 Cables extradadosados. Como ya se menciono anteriormente en la sección 2.4.2, la posición del anclaje del primer cable extradadosado al el tablero, medida

desde el centro de las luces intermedias, depende directamente de la relación h_a/h_c . Por lo que a mayor relación, mayor será la distancia (a).

Los criterios de diseño propuestos por Chio (2000), se pueden resumir en:

Si $h_a/h_c = 1,0$, se debe utilizar $a = 0,18L_p$.

Si $h_a/h_c = 1,5$, se debe utilizar el rango $a = [0,20L_p; 0,24L_p]$.

Si $h_a/h_c = 2,0$, se debe utilizar $a = 0,30L_p$.

Para Komiya (1999), la variación de la distancia (a) no altera de manera significativa la cantidad de acero de pretensado utilizado, es decir, si se aumenta la distancia de anclaje del primer cable en el tablero, la cantidad de acero en los cables extradados disminuye, sin embargo, la cantidad de acero en los cables de pretensado interno aumenta en la misma proporción. Este aumento de la cantidad de acero del pretensado interno es debido al aumento de los momentos flectores en la región de los apoyos, principalmente durante las fases constructivas.

- **Esfuerzo admisible a tensión.** El esfuerzo admisible a tensión en los cables extradados es un factor muy importante en el diseño de este sistema de puentes, porque mediante él es posible definir la rigidez que deben tener los cables en el análisis de la estructura. La determinación del esfuerzo admisible de tensión garantiza que los cables no alcancen la falla por fatiga en el estado límite de servicio, además de cumplir también con el estado límite último [Ishii, 2006].

El esfuerzo admisible propuesto por Mathivat (1988) es igual al 60% del esfuerzo último. Este valor ha sido estudiado y utilizado en el diseño de la gran mayoría de los puentes extradados construidos hasta el momento, dando muy buenos resultados.

- **Fatiga.** De acuerdo con Ishii (2006), el fenómeno de fatiga que actúa en los cables extradados puede ser considerado en dos formas: fatiga axial y fatiga debida a flexión. La fatiga axial es causada por la carga accidental, y puede ser controlada mediante la reducción del esfuerzo admisible de los cables. La fatiga debida a flexión, es causada por las vibraciones de los cables provocadas por el viento o por las rotaciones del tablero debidas a carga móvil. Esta última es controlada mediante la utilización de reguladores de altas oscilaciones colocados adecuadamente en los cables.

En los casos que se utilizan sillas metálicas para el anclaje de los cables extradados en las torres, el llenado con graute después de la pretensión de los cables no impide que se produzcan pequeños movimientos y deslizamientos provocados por las cargas accidentales. El continuo movimiento, aun si se produce a nivel microscópico, puede originar problemas de desgaste por fricción entre las superficies de los materiales. Este fenómeno físico de fricción y desgaste, puede ocasionar problemas adicionales como la fatiga por rozamiento y corrosión por rozamiento más conocidas en el ámbito científico como “fretting fatigue” y “fretting corrosion”. Sin embargo, las diferentes capas de protección de los cables al actuar en conjunto, además de preservarlos contra las acciones de deterioro del medio ambiente, pueden minimizar o incluso hasta anular los efectos dañinos causados por la fatiga y corrosión por fricción [Chio et al., 2002].

Komiya (1999), presentó una fórmula que relaciona el efecto de fatiga axial con el esfuerzo admisible de los cables extradados:

$$N^{0,19} = 280 \times \frac{10^{1,14}}{\Delta f_{pd, freq}} \times \frac{\left(1 - \frac{f_{p, lim}}{f_{adm}}\right)}{1,05}$$

Donde:

N , es el número de ciclos de carga.

$\Delta f_{pd, freq}$, es la fluctuación de tensión en los cables extradados en la combinación frecuente de carga.

$f_{p, lim}$, es la resistencia a fatiga de los cables extradados.

f_{adm} , es la resistencia de diseño del acero pretensado.

El estudio realizado por Chio (2000), propone que los sistemas de anclaje de los cables que son utilizados actualmente en pretensado externo o en el interno no adherente, se consideran seguros frente a los fenómenos de fatiga, desde que la fluctuación de tensión no supere el valor de 80 MPa y el esfuerzo admisible no supere el 65% del esfuerzo último ($f_{adm} \leq 0,65 f_{pu}$). Estos límites aseguran que el sistema de anclaje de los cables pretensados resista 2 millones de ciclos de carga sin que se presente una disminución del 5% del área inicial del cable.

En todo caso, las especificaciones para el diseño y construcción de puentes atirantados y extradados de la Asociación de Ingeniería de Concreto Preesforzado de Japón, expresan que la silla de anclaje puede ser usada bajo la condición de que la variación de esfuerzos generada por las cargas vivas de diseño sea menor de 50 N/mm². Esta condición está basada en la investigación de los resultados de los ensayos de fatiga realizados para sistemas de tendones de 37 torones de 15,2 mm de diámetro [Kasuga, 2006].

Se concluye, que el esfuerzo admisible utilizado en el diseño de los cables extradados es el 60% del esfuerzo último, siempre que la fluctuación de tensión no sobrepase los 50 MPa, lo que permite emplear sistemas de anclaje y pretensado externo ordinario, los cuales son más económicos que los utilizados en los puentes atirantados, además de garantizar la seguridad adecuada frente a los efectos de fatiga axial.

2.4.5 Unión tablero-pilares. Las torres de los puentes extradados por lo general son unidas monolíticamente al tablero, sin embargo el vínculo entre tablero y los pilares puede ser de dos formas: mediante apoyos simples, o por uniones monolíticamente rígidas.

Ambas soluciones no muestran una variación significativa en la fluctuación de tensión, ni en la cantidad de acero de los cables extradados. En particular la solución de apoyo articulado, no presenta un aumento considerable en los momentos accidentales de los tramos centrales de las luces, pero en las regiones de los apoyos, los momentos accidentales no son del mismo orden de magnitud como el caso de la unión rígida. Por otra parte, la solución de unión rígida presenta menores flechas que son originadas por la carga accidental en el centro de la luz, mayor masa y más cantidad de infraestructura, lo cual aumenta los costos. Todo esto ocurre debido a que son mayores los esfuerzos solicitados transmitidos. En todo caso, se concluye que los puentes extradados con una solución rígida entre el tablero y las pilas, es lo más adecuada, ya que su comportamiento estructural es más satisfactorio bajo los efectos de carga accidental, como ocurre en los puentes de voladizos sucesivos [Chio, 2000].

3. MODELADO ESTRUCTURAL EN INGENIERIA DE PUENTES

El análisis y diseño de un puente es un aspecto muy significativo en la ingeniería el cual se caracteriza por ser un proceso bastante complejo, esto es debido a la gran cantidad de variables tanto internas como externas que involucra. Por tal motivo, las técnicas experimentales de modelado estructural pueden facilitar dicho proceso permitiendo considerar factores importantes en la planeación y el diseño de puentes tales como la selección del sistema estructural, de los materiales, de las dimensiones, del tipo de cimentación adecuada, entre otros. Adicionalmente, el comportamiento estructural se puede comprender mejor, realizando ensayos sobre los modelos físicos. Es de destacar que un modelo estructural es un complemento para el modelo matemático y no un competidor a reemplazar en el análisis. Si el análisis no es fácil, o si las condiciones del entorno son escasamente definidas o altamente variables, el modelo estructural puede ser una solución para dicho problema [Harris, Sabnis, 1999].

En los últimos años, se han realizado amplios desarrollos en el uso del modelado físico a escala reducida. Gran parte de estos modelos se realizan para estudios sismoresistentes de estructuras en ensayos de mesas vibratorias, estudios de los efectos del viento en puentes de grandes luces ensayados en túnel de viento y otra parte se orienta al desarrollo de productos para la rehabilitación de puentes como lo son las fibras compuestas de refuerzo. Es de resaltar que, muchas de las recomendaciones actuales dadas en los códigos para el diseño de estructuras de puentes en diferentes países, tienen su fundamento en los resultados de ensayos de laboratorio, en modelos físicos a escala reducida y en las experiencias de construcciones reales.

En esta sección se presentará el estado del arte de las técnicas experimentales sobre modelos a escala reducida de puentes, esto con el fin de que el lector

adquiera una perspectiva propia en la utilización de los modelos estructurales como una metodología para la investigación y el diseño de puentes de hormigón con pretensado extradadosado.

3.1 ASPECTOS HISTÓRICOS DEL MODELADO

Desde la antigüedad, ingenieros y arquitectos realizaron modelos reducidos con el fin de planificar y construir estructuras. Sin embargo, estos primeros modelos no se analizaban con técnicas experimentales para obtener deformaciones y esfuerzos representativos de los prototipos reales [Harris, Sabnis, 1999]. Aunque no sabemos quién o quiénes fueron los primeros que empezaron a utilizar modelos físicos de menor tamaño que el prototipo para conocer la influencia de la naturaleza en ellos, es un hecho que el hombre evolucionó observando la naturaleza antes de llegar a poder entenderla [P. Casinello, 2006].

La geometría y la estática tuvieron un gran desarrollo teórico desde el mundo antiguo, y es hasta la época medieval donde se formula explícitamente la ciencia denominada resistencia de materiales, que va a tener grandes contribuciones en la comprensión de los fenómenos físicos, involucrados en el comportamiento de las estructuras, que aún no se conocían. Es de resaltar las geniales aportaciones de grandes científicos renacentistas, quienes aprovecharon los experimentos sobre modelos, para estudiar diferentes fenómenos físicos y verificar teorías estructurales como Leonardo da Vinci (1451-1519), quien incursiono en los campos de la estática, la mecánica y la resistencia de materiales, y en donde manifestó en todos los casos, experiencias para abordar la descripción de los fenómenos observados. El siguiente texto es extraído de los manuscritos de Leonardo conservados en la biblioteca del instituto (Paris), en el cual presenta el dilema de escalar una viga simplemente apoyada:

“Recordar hacer esta experiencia: experimenta, si una pequeña pieza de madera suspendida entre sus extremidades en dos apoyos soporta 10 libras, que

soportara una viga de iguales proporciones. Asegurarse si la regla de tres es aplicable, pues la experiencia hace buena regla.”

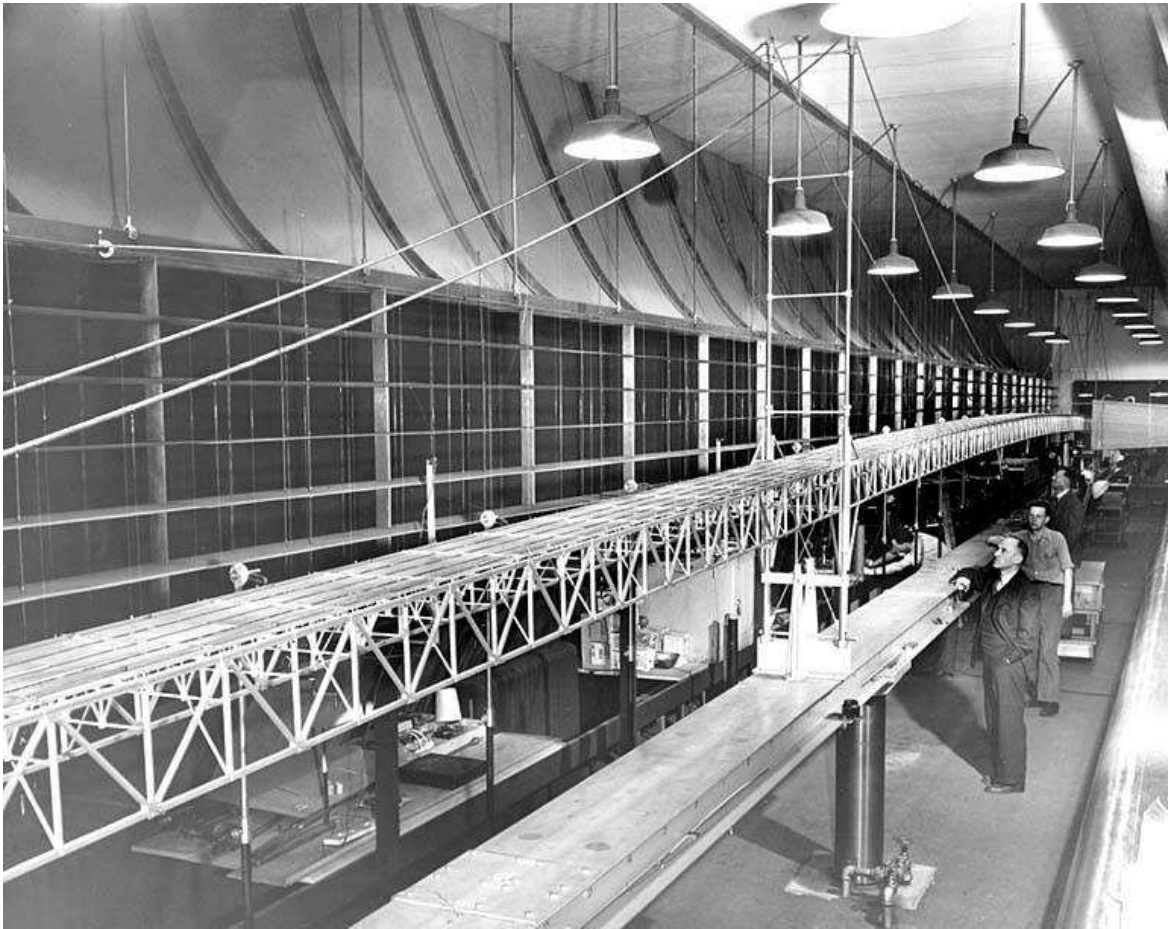
O como Galileo Galilei (1564-1642) que junto con Robert Hook (1635-1703) son denominados los padres de la resistencia de materiales. Galileo asume teóricamente el problema de escala y adecua sus resultados a los hechos experimentales que intenta describir. Hook realiza los primeros análisis sistemáticos de la deformación en los sólidos y los primeros experimentos rigurosos sobre deformación bajo carga, enunciando la ley para el comportamiento elástico de los sólidos [J. Cervera, 1982].

Con el transcurrir de los años, hasta nuestra época, diversos científicos y varios campos del conocimiento han utilizado modelos y han generado grandes aportes, específicamente en el campo del modelado físico a escala reducida de puentes.

Entre los científicos tenemos los siguientes:

- **Telford y Fairbairn.** Utilizaron modelos reducidos para comprobar el comportamiento estructural de muy diferentes estructuras de puentes.
- **Robert Maillart (1872-1940).** Utilizó el ensayo sobre modelo físico para comprobar el comportamiento estructural de sus novedosos puentes.
- **Beggs (1932) y Eney (1939).** Fueron los primeros en usar deformímetros para obtener líneas de influencia de estructuras reticulares hechas de plástico y otros materiales.
- **Farquharson (1940).** Realizo estudios experimentales sobre un modelo completo a escala 1/200, así como un modelo a escala 1/20 de la sección del tablero del puente de Tacoma Narrow. En la [Figura 27](#) Farquharson observa uno de sus modelos en el laboratorio.

Figura 27. Modelo del Puente Tacoma Narrow en túnel de viento, Universidad de Washington (1942)



University of Washington Libraries Digital Collections

- **Heinz Hossdorf (1960).** Desarrolló una nueva técnica de simulación de cargas exteriores para reproducir el efecto de cualquier grupo de cables de pretensado sin llegar a construirlos en un modelo, sistema que fue posteriormente utilizado facilitando la comprobación del comportamiento estructural de puentes.

Y las disciplinas de mencionar son:

- **La Física moderna.** Tiene como base el método experimental.

- **La Ingeniería aeronáutica.** Desarrolló la disciplina de la aeroelasticidad en la década de 1920 y que luego se aplicó para estudiar los efectos dinámicos provocados por el viento en los puentes de grandes vanos.
- **Las Teorías estructurales.** Han requerido la verificación de las formulas y métodos de diseño con pruebas de laboratorio y de campo, así como por observaciones de estructuras bajo condiciones de servicio.
- **La Electrónica.** Amplios desarrollos en la electrónica con la miniaturización de instrumentación como los transductores electrónicos de alta sensibilidad para medir esfuerzos y deformaciones.

Actualmente, la investigación experimental es una técnica empleada para el diseño y la investigación no solo de los puentes, sino también de cualquier estructura en general, convirtiéndose en un campo de estudio interdisciplinario para científicos e ingenieros con intereses empíricos. La experiencia y las pautas experimentales obtenidas en la historia del modelado han jugado un papel importante en la comprensión del comportamiento de las estructuras que hoy en día tenemos.

3.2 DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE MODELOS

Un modelo es definido como una construcción hipotética, creado a partir de conjuntos de definiciones. Los modelos nos proporcionan un marco de referencia para el pensamiento y la comunicación, una descripción esquemática de los sistemas, una base para el cálculo, una guía para el estudio futuro y muchas otras ventajas [D.C. Baird, 1991]. En el campo propio de la ingeniería, un modelo estructural es la representación de una estructura real o de una parte de ella, que por lo general, se construye a una escala reducida. Los modelos se deben

diseñar, cargar e interpretar de acuerdo a los requerimientos o principios de similitud basados en la teoría de modelado que será explicada en el capítulo 4.

Los modelos físicos de estructuras pueden clasificarse de acuerdo a su función. Para lograrlo, se debe tener claro el fenómeno que se requiere investigar, es decir, el tipo de cargas que se evaluarán (cargas sísmicas, cargas de viento, etc.), el rango del comportamiento del material (elástico o inelástico), u otros efectos [Harris, Sabnis, 1999]. Por ejemplo, existen modelos utilizados en procedimientos de construcción que ayudan en la planificación y la construcción de puentes complejos. También podemos mencionar los modelos educacionales, los cuales permiten demostrar conceptos bajo estudio y fomentar la creatividad de los aprendices. Además, hay modelos especiales tales como los modelos térmicos, enfocados en el estudio de efectos de gradientes de temperatura en estructuras, y los modelos para el desarrollo de productos para la rehabilitación de puentes. En el capítulo 6 se documentarán algunos casos de estudios aplicado a la ingeniería de puentes. Las clases de modelos físicos estructurales más significativos en el trabajo estructural son los siguientes:

3.2.1 Modelos elásticos. Son los modelos que están limitados al rango de comportamiento elástico y no pueden predecir el comportamiento no lineal del prototipo estructural. Estos modelos se construyen con un material elástico, homogéneo y no necesariamente deben ser del mismo material del prototipo real. Por lo general, los materiales de construcción más utilizados son: plásticos, madera, metal, papel y otros materiales de bajo modulo de elasticidad. En el capítulo 5 se profundizara en el estudio de este tipo de modelos.

3.2.2 Modelos de resistencia ultima. Estos modelos son utilizados para predecir el comportamiento de estructuras cargadas hasta el colapso, por lo cual las curvas esfuerzo-deformación deben ser geoméricamente similares y las deformaciones unitarias deben ser iguales en el modelo y en el prototipo

estructural. Se caracterizan por tener una semejanza geométrica directa con el prototipo estructural y son hechos de materiales que satisfacen las condiciones o principios de similitud con los materiales del prototipo. En comparación con los modelos elásticos, los problemas de modelado inelástico son considerablemente grandes. El desafío del modelado inelástico radica en la selección de los materiales a usar en el modelo, en las técnicas de fabricación, en la instrumentación adecuada y en las pruebas para la obtención de los resultados que ayuden a predecir el comportamiento de los prototipos [Harris, Sabnis, 1999].

3.2.3 Modelos dinámicos. Estos modelos incluyen el estudio de: los efectos de cargas dinámicas, como la interacción dinámica de los puentes con el viento denominados también modelos aeroelásticos ensayados en túnel de viento ([Figura 28](#)), efectos de las fuerzas sísmicas en ensayos de mesa vibratoria, efectos de impacto sobre las estructuras y explosiones. Los estudios dinámicos de estructuras a nivel experimental son actualmente los más importantes del modelado estructural, dado que la respuesta estática no lineal es bien tratada por modelos analíticos. Los modelos para estudios dinámicos de estructuras son más complejos de analizar en comparación con modelos sometidos a cargas estáticas debido a que se deben adicionar requerimientos de similitud y técnicas de modelado.

3.3 EL PROCESO DE MODELADO

Todo lo que es susceptible de experimentación se puede ver en términos de “sistemas”. Un sistema es la entidad definida y aislada que funciona de una manera específica. También se puede definir como el conjunto de actividades encadenadas que transforman unas “entradas” en “salidas”. Las entradas son las variables con las que podemos influir o controlar el sistema y las salidas son las funciones identificables que el sistema realiza [D.C. Baird, 1991].

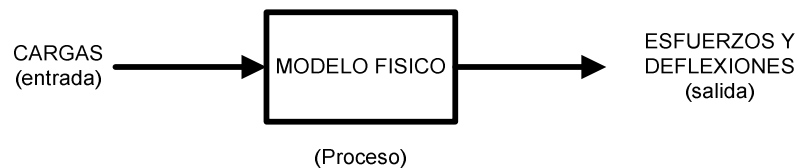
Figura 28. Modelo completo del Puente sobre el estrecho de Akashi a escala 1/100



Construction Ministry's Public Works Research Institute

Se establecerá el proceso de modelado como un sistema. En la [Figura 29](#) se aprecia un esquema del proceso de modelado entendido como tal.

Figura 29. Sistema de modelado físico



Autores

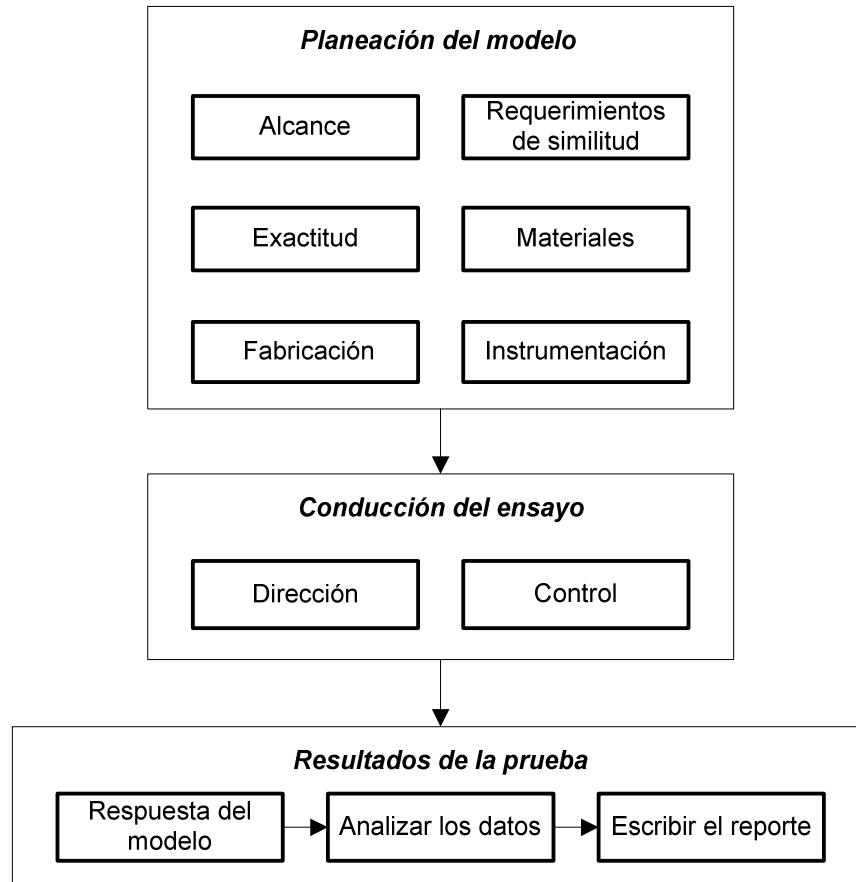
Las fases del estudio experimental de estructuras se puede resumir en forma general de la siguiente manera: planeación del modelo, conducción del ensayo y la obtención e interpretación de los resultados. La planeación, como en todo

proceso de ingeniería, juega un papel muy importante, esta debe ser cuidadosa, lógica y detallada, ya que es el primer paso del proceso empleado en el modelado físico de una estructura, además, el modelo debe ser controlado e interpretado de manera adecuada, por lo que se deben conocer los principios básicos de experimentación. En las etapas del proceso de modelado se deben considerar los siguientes elementos:

- Definición del alcance del modelo
- Especificación de los requerimientos de similitud para la geometría, los materiales, las cargas y la interpretación de los resultados
- Decisión de los niveles requeridos de exactitud o confiabilidad
- Selección de los materiales para el modelo
- Planeación de la fase de fabricación (técnicas con las cuales se construirá el modelo y las actividades necesarias para lograrlo)
- Instrumentación para la medición de las cantidades físicas (deformaciones, desplazamientos, fuerzas)
- Diseño del sistema para la aplicación de cargas
- Obtención de resultados
- Análisis de los datos y escribir el reporte de los resultados.

En la [Figura 30](#) se muestra un diagrama de flujo para el proceso de modelado.

Figura 30. Diagrama de Flujo para el proceso de modelado



Autores

Los resultados obtenidos de la prueba del modelo deberán ser presentados en graficas, en ecuaciones, en tablas, en términos estadísticos o en palabras y el reporte terminara con conclusiones y opcionalmente sugerencias para estudios posteriores [Jr. Hilbert Schenck].

Otros factores importantes a considerar en la elaboración de un modelado físico estructural son costos y tiempo. El primero establece la exactitud del modelo y el ultimo depende en gran medida del tipo de modelo a realizar, es decir, un estudio sobre un modelo elástico puede comprender una duración de hasta tres meses, mientras que un modelo de resistencia última para predecir el comportamiento inelástico de una estructura requiere una mayor duración (ocho meses o más).

3.4 VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL USO DE MODELOS

Los estudios experimentales sobre modelos son empleados selectivamente y su aplicación es cambiante, puesto que muchas aplicaciones pueden ahora ser desarrolladas por una gran cantidad de software disponible para los ingenieros, siendo los métodos analíticos más económicos y eficientes. Sin embargo, la utilización de modelos físicos a escala reducida es muy benéfica en estudios dinámicos de puentes cargados hasta el colapso, donde los modelos analíticos no pueden predecir la capacidad de carga última de los sistemas estructurales tridimensionales. Es por esto que, se realizan modelos para estudios sísmoresistentes de estructuras en ensayos de mesas vibratorias, estudios de los efectos del viento en puentes de grandes luces ensayados en túnel de viento y modelos orientados al desarrollo de productos para la rehabilitación de puentes.

De especial interés es el problema de la carga del sismo, que, debido a su naturaleza y sus efectos potencialmente devastadores, han asumido una mayor importancia en nuestra sociedad altamente urbanizada. El modelado dinámico de las estructuras es importante en la educación, la investigación y el diseño. En la educación, los experimentos de laboratorio permiten demostrar los conceptos básicos de las vibraciones a estudiantes de pregrado y de posgrado. En el ámbito de la investigación estructural, el modelo dinámico a escala reducida ha demostrado ser una poderosa herramienta para extender el conocimiento y la comprensión del comportamiento estructural de muchas situaciones complejas cuando las técnicas de análisis son insuficientes. Además, un modelo cuidadosamente construido ayuda al diseño de muchas estructuras con carga dinámica. En los últimos años, la cantidad y la calidad de la información obtenida de la prueba de modelo han aumentado como resultado de la instrumentación y la mejora de los sistemas informáticos.

Por otra parte, los modelos son construidos con la intención de que correspondan tan exactamente como sea posible con el mundo real, pero ningún modelo jamás podrá ser una réplica exacta de su contraparte real. Sin embargo, algunas de las propiedades de un modelo pueden ser semejantes a las del prototipo, y en términos generales, un modelo resulta útil en la medida en que sus propiedades correspondan en mayor grado con las del mundo real. Es por esto que, por principio los modelos son incompletos e inexactos. Puesto que probablemente es imposible construir una descripción verbal o matemática de un fragmento de la realidad natural que sea exactamente equivalente y completo, para lo cual, es preciso aceptar que un proceso de refinamiento continuo y de eventual reemplazo de los modelos forma parte natural del acontecer científico [D.C. Baird, 1991].

Toda experimentación profesional está sujeta a limitaciones sobre los recursos, y gran parte de la habilidad para la experimentación consiste en optimizar el rendimiento experimental a partir de esos recursos.

Dentro de las limitaciones de los estudios experimentales sobre modelos a escala reducida encontramos el gran cuidado que se debe tener en el estudio de las variables involucradas en el fenómeno físico de la estructura que se piensa modelar, debido a que una cantidad física que no se tiene en cuenta, o por el contrario, una cantidad que no debería tenerse en cuenta puede conllevar a resultados experimentales pobres o inclusive nulos.

Otras de las limitaciones relevantes son los costos y el tiempo (variables que dependen de la exactitud que se desea obtener en el modelo), los cuidados que se deben tener en la selección de los materiales a ser usados, las técnicas de fabricación que se emplearan, la instrumentación adecuada y la metodología de ensayos para la obtención de los resultados que permiten predecir el comportamiento de los prototipos mediante modelos de resistencia última para estudios dinámicos. Además, los equipos nunca serán los ideales. No obstante,

estas limitaciones deben ser para los ingenieros investigadores una motivación o un reto que afrontar, en la gestión de experimentos de estructuras a escala reducida.

A continuación en la [Tabla 2](#) se presentara un resumen de las principales ventaja y limitación de los modelos físicos a escala reducida de estructuras.

Tabla 2. Principales ventajas y limitaciones de los modelos físicos

Ventajas	Limitaciones
A través de los modelos físicos se pueden estudiar comportamientos estructurales complejos o poco explorados por soluciones analíticas	Los modelos están sujetos a refinamiento continuo y de eventual reemplazo debido a su inexactitud
El proceso de modelar permite transformaciones de prototipos estructurales a proporciones manejables del modelo	La aplicación de los modelos físicos es cambiante, puesto que muchas aplicaciones pueden ahora ser desarrolladas por software de ingeniería
Con la experimentación se adquiere una comprensión profunda del fenómeno bajo investigación	La errónea elección de variables involucradas en el fenómeno físico conlleva a pobres o nulos resultados
El modelado físico es una herramienta para verificar modelos analíticos	El costo y la duración del proceso de modelado depende de la exactitud que se requiera y del tipo de modelo
Las cargas para los modelos elásticos son reducidas en una buena proporción debido a los requerimientos de similitud	

Autores

4. TEORÍA DE MODELOS ESTRUCTURALES

Para transformar el sistema original a un modelo reducido, se deben escalar todas las cantidades influyentes en el fenómeno del comportamiento físico a investigar, es decir, que el fenómeno es transformado en un sistema similar, el cual preserva los valores relativos y proporciones del prototipo. De este modo, el proceso de modelado, se debe desarrollar teniendo en cuenta las relaciones entre modelo y prototipo estructural, mediante los principios de similitud que son obtenidos a partir de un análisis dimensional.

Entre los métodos de análisis dimensional encontramos, el método de la ley de aproximación, donde los términos adimensionales y los requerimientos de similitud son extraídos de forma directa de leyes físicas que gobiernan el fenómeno bajo estudio, y el teorema general de Buckingham (1914), que es el teorema fundamental del análisis dimensional y que se tratará en este capítulo.

Inicialmente, se estudiara las medidas fundamentales con sus unidades asociadas, estableciendo las condiciones para las ecuaciones matemáticas que describan fenómenos físicos y con esto en mente, se presentará la herramienta de análisis dimensional, que es de gran utilidad para el modelado.

4.1 DIMENSIONES Y UNIDADES

La mayoría de los problemas de modelado estructural son mecánicos (estáticos y dinámicos); por lo tanto, las medidas fundamentales en el sistema absoluto de longitud (L), masa (M) y tiempo (T) y en el sistema aplicado a la ingeniería de longitud (L), fuerza (F) y tiempo (T) son las más importantes en el trabajo estructural.

Las medidas fundamentales (también llamadas dimensiones), están asociadas a unidades estándares. Puesto que, el único sistema de medidas permitido en el país es el Sistema Internacional de Medidas SI, las unidades básicas son: para longitud el metro (m), para masa el kilogramo (kg) o para fuerza el newton (N) y para tiempo el segundo (s). En la [Tabla 3](#) se presentan algunas cantidades físicas derivadas de las medidas fundamentales que podrían estar involucradas en problemas estructurales, las medidas dimensionales requeridas y sus unidades de acuerdo al SI.

Tabla 3. Lista típica de cantidades físicas

Símbolos	Cantidades	Dimensiones		Unidades
		<i>F, L y T</i>	<i>M, L y T</i>	
	Propiedades del material			
σ	Esfuerzo	FL^{-2}	$ML^{-1}T^{-2}$	Pa
E	Modulo de elasticidad	FL^{-2}	$ML^{-1}T^{-2}$	Pa
ν	Coefficiente de Poisson	-	-	-
γ	Peso específico	FL^{-3}	$ML^{-2}T^{-2}$	N/m ³
ρ	Densidad de masa	$FL^{-4}T^2$	ML^{-3}	kg/m ³
ε	Deformación	-	-	-
	Geometría			
l	Dimensión lineal	L	L	m
δ	Desplazamiento	L	L	m
A	Área	L^2	L^2	m ²
I	Momento de inercia	L^4	L^4	m ⁴
	Cargas			
P	Fuerzas concentradas	F	MLT^{-2}	N
w	Fuerzas distribuidas	FL^{-1}	MT^{-2}	N/m
f	Frecuencia	T^{-1}	T^{-1}	1/s
M, T	Momentos, torsiones	FL	ML^2T^{-2}	N-m
a	Aceleración	LT^{-2}	LT^{-2}	m/s ²
m	Masa	$FL^{-1}T^2$	M	kg

Autores

4.1.1 Homogeneidad dimensional. Las descripciones matemáticas que describan algún aspecto de la naturaleza, deben ser de la forma dimensionalmente homogénea $F(C_1, C_2, \dots, C_n) = 0$; es decir, que la ecuación debe ser válida, sin importar, la selección de las unidades dimensionales, en las cuales las cantidades físicas C_n son medidas.

Por ejemplo la ecuación para el esfuerzo a flexión $\sigma = Mc/I$ es correcta sin importar de si la fuerza y la longitud son medidas en newton y en metros, libras y pulgadas, u otras unidades considerables. Entonces, para la ecuación:

$$\frac{\sigma I}{M c} = 0$$

O, en forma más general, como

$$F(\sigma, I, M, c) = 0$$

Las cantidades de esfuerzo σ , momento de inercia I , momento flector M , y la distancia desde el eje neutro a la fibra más alejada a tracción c , son expresadas en las dimensiones fundamentales de (F) y (L) como se muestra a continuación:

$$\frac{(F/L^2)L^4}{(FL)L} = 0$$

4.2 ANALISIS DIMENSIONAL

Los sistemas físicos que difieren solamente en las magnitudes de las unidades usadas para medir las cantidades físicas, tales como las cantidades para una estructura prototipo y para un modelo a escala reducida, tendrán una función idéntica; esta función se puede obtener de forma general con el análisis

dimensional, el cual permite agrupar las variables involucradas en el fenómeno físico, de la forma más reducida posible.

El análisis dimensional puede ser usado para deducir, a partir de observaciones experimentales, ciertos resultados teóricos referentes al comportamiento de un fenómeno físico. Además, se puede obtener cierta información acerca de la forma de los resultados que pueden ser obtenidos por experimentación.

Es necesario que se tenga suficiente comprensión en el problema, para seleccionar las cantidades físicas, lo más completamente posible en la formulación. El investigador debe tener claro que, si una cantidad física relevante es omitida en un análisis dimensional del problema, obtendrá resultados erróneos. Por otro lado si alguna cantidad irrelevante es incluida, el análisis dimensional será mucho más complejo. Entonces, es claro que, el análisis dimensional es de utilidad, siempre y cuando uno pueda identificar las variables físicas relevantes. A continuación se describirá El Teorema de Pi de Edgar Buckingham el cual es considerado el teorema fundamental del análisis dimensional.

4.2.1 Teorema de Pi-Buckingham. El teorema establece que, cualquier ecuación dimensionalmente homogénea, que involucra n cantidades físicas C puede ser reducida a una ecuación equivalente, que involucra una serie de productos adimensionales.

Si tenemos una ecuación física tal que

$$F(C_1, C_2, \dots, C_n) = 0$$

Es decir, que si la ecuación es dimensionalmente homogénea, se puede expresar equivalentemente como:

$$G(\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_i) = 0$$

Los términos Π_i son productos adimensionales de las cantidades físicas C_1, C_2, \dots, C_n . El número de la serie de productos adimensionales i es igual a la diferencia entre el número de variables físicas n y el número de medidas fundamentales k que están involucradas: $i = n - k$

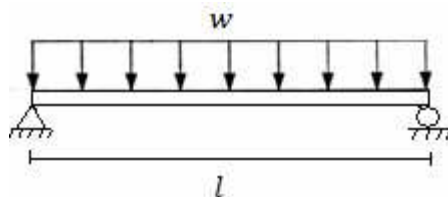
Una solución para esta ecuación, puede ser presentada de la forma

$$\Pi_1 = G'(\Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_i)$$

Este teorema proporciona un método de construcción de parámetros adimensionales, incluso cuando la forma de la ecuación es desconocida. Es de mencionar que, la elección de parámetros adimensionales no es única y el teorema no elige cuáles tienen significado físico.

A continuación se ilustrara el análisis dimensional mediante ejemplos estructurales, lo bastante sencillos, para que estén cerca de ser comprensibles, y nos preparara para proseguir mas adelante con nuestro trabajo en sistemas más complejos.

- **Ejemplo 1.** Describa con una ecuación, para una viga simplemente apoyada, la relación que existe entre el máximo esfuerzo en la sección, la fuerza distribuida a la que estará sometida y su longitud.



Asuma que se tiene una buena comprensión de la naturaleza del problema, que ninguna cantidad involucrada en la relación ha sido omitida, y que la relación existente entre las cantidades representadas se puede expresar como

$$F(\sigma, w, l) = 0, \quad n = 3$$

Todas las variables se presentan en las dimensiones: fuerza (F) y longitud (L)

Descripción	Símbolo	Dimensión
Esfuerzo máximo	σ	FL^{-2}
Fuerza distribuida	w	FL^{-1}
Longitud de la viga	l	L

Como $k = 2$ entonces habrá $i = n - k = 3 - 2 = 1$ término Π adimensional.

Para encontrar la forma específica de la ecuación $G(\Pi) = 0$, seleccionamos dos cantidades que combinen las dimensiones fundamentales, utilizaremos las cantidades (w, l) y las representaremos como un producto de las cantidades dimensionales en la forma

$$w^a l^b \sigma = \Pi$$

En términos dimensionales, la ecuación anterior toma la forma

$$(FL^{-1})^a (L)^b FL^{-2} = \Pi$$

Los exponentes de cada una de las medidas fundamentales deben ser iguales en ambos lados de la ecuación. Por lo tanto, escribiremos las igualdades exponenciales para F y L

$$\begin{aligned} F: & \quad 0 = a + 1 \\ L: & \quad 0 = -a + b - 2 \end{aligned}$$

Despejando resulta

$$\begin{aligned} a &= -1 \\ b &= 1 \end{aligned}$$

Por lo tanto, la naturaleza de la dependencia es de la forma

$$\Pi = w^{-1} l \sigma$$

Escribiéndola más convenientemente

$$\Pi = \frac{l \sigma}{w}$$

Finalmente, podemos afirmar que $F(\sigma, w, l) = 0$, es reducible a la expresión:

$$G\left(\frac{l \sigma}{w}\right) = 0$$

Con un radio adimensional y una función G desconocida. La solución de la ecuación, es de la forma

$$\frac{l \sigma}{w} = \text{const.}$$

Ahora, de manera académica incluyamos el modulo de elasticidad al ejercicio, y realizando el mismo procedimiento anterior tenemos de:

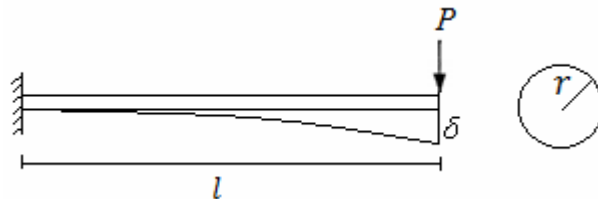
$$F(\sigma, w, l, E) = 0,$$

a:

$$G\left(\frac{l\sigma}{w}, \frac{El}{w}\right) = 0$$

El modulo de elasticidad no es una variable necesaria para las estimación del esfuerzo a flexión de una viga, y si se tuviera en cuenta, la expresión anterior no sería errónea, sin embargo, la función desconocida G sería mucho más compleja innecesariamente.

- **Ejemplo 2.** Considere el problema de determinar experimentalmente la ecuación para el desplazamiento de una viga circular en voladizo, sometida a una fuerza concentrada en el extremo, relacionando las propiedades geométricas y del material del elemento.



Asuma que se tiene una buena comprensión de la naturaleza del problema, que ninguna cantidad involucrada en la relación ha sido omitida, y que la relación existente entre las cantidades representadas se puede expresar como

$$F(\delta, P, l, r, E) = 0; \quad n = 5$$

Todas las variables se presentan en dos dimensiones: fuerza (F) y longitud (L)

Descripción	Símbolo	Dimensión
Desplazamiento	δ	L
Fuerza concentrada	P	F
Longitud de la viga	l	L
Radio de la sección	r	L
Modulo de elasticidad	E	FL^{-2}

Como $k = 2$ entonces habrá $i = n - k = 5 - 2 = 3$ términos Π adimensionales

Para encontrar la forma específica de la ecuación $G(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3) = 0$,

seleccionamos dos cantidades que combinen las dimensiones fundamentales, por ejemplo podemos usar las cantidades (E, l) ó (E, r) , pero no la combinación (r, l) ; y se representa como un producto de las cantidades dimensionales, utilizaremos la combinación (E, l)

$$E^{a_1} l^{b_1} \delta = \Pi_1$$

$$E^{a_2} l^{b_2} P = \Pi_2$$

$$E^{a_3} l^{b_3} r = \Pi_3$$

En términos dimensionales, la primera ecuación toma la forma

$$(FL^{-2})^{a_1} (L)^{b_1} L = \Pi_1$$

Los exponentes de cada una de las medidas fundamentales deben ser iguales en ambos lados de la ecuación. Por lo tanto, escribiremos las igualdades exponenciales para F y L

$$F: \quad 0 = a_1$$

$$L: \quad 0 = -2a_1 + b_1 + 1$$

Despejando resulta

$$a_1 = 0$$

$$b_1 = -1$$

Por lo que el primer termino adimensional es

$$\Pi_1 = l^{-1} \delta; \quad \text{ó} \quad \Pi_1 = \frac{\delta}{l}$$

De la misma manera, obtenemos

$$\Pi_2 = \frac{P}{El^2}; \quad \Pi_3 = \frac{r}{l}$$

Finalmente, podemos afirmar que $F(\delta, P, l, r, E) = 0$; es reducible a la expresión:

$$G\left(\frac{\delta}{l}, \frac{P}{El^2}, \frac{r}{l}\right) = 0$$

Con tres radios adimensionales y una función G desconocida. Una solución de la ecuación, es de la forma:

$$\frac{\delta}{l} = G\left(\frac{P}{El^2}, \frac{r}{l}\right)$$

Ahora, si se tiene la combinación (E, r) , y se realiza el mismo procedimiento anterior, se obtiene la función reducida:

$$G\left(\frac{\delta}{r}, \frac{P}{Er^2}, \frac{l}{r}\right) = 0$$

Es de aclarar que, la elección de parámetros adimensionales no es única, y las dos expresiones son soluciones validas para el problema.

- **Ejemplo 3.** En un ensayo de un sistema estructural, las siguientes cantidades son asumidas para describir completamente el experimento, y donde la rigidez de la viga es definida como fuerza por unidad de longitud:

Descripción	Símbolo	Dimensión
Rigidez de la viga	K	FL^{-1}
Longitud de la viga	l	L
Modulo de elasticidad	E	FL^{-2}
Momento de inercia	I	L^4
Modulo de Poisson	ν	-

$$F(K, l, E, I, \nu) = 0; \quad n = 5$$

Todas las variables se presentan en dos dimensiones: fuerza (F) y longitud (L)

Como $k = 2$ entonces habrá $i = n - k = 5 - 2 = 3$ términos Π adimensionales:

Para encontrar la forma específica de la ecuación $G(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3) = 0$,

seleccionamos dos cantidades que combinen las dimensiones fundamentales, por ejemplo podemos usar las cantidades (E, l) , pero no la combinación (I, l) ; y se representa como un producto de las cantidades dimensionales

$$E^{a_1} l^{b_1} K = \Pi_1$$

$$E^{a_2} l^{b_2} I = \Pi_2$$

$$E^{a_3} l^{b_3} \nu = \Pi_3$$

En términos dimensionales, la primera ecuación toma la forma

$$(FL^{-2})^{a_1} (L)^{b_1} FL^{-1} = \Pi_1$$

Los exponentes de cada una de las medidas fundamentales deben ser iguales en ambos lados de la ecuación. Por lo tanto, escribiremos las igualdades exponenciales para F y L

$$F: \quad 0 = a_1 + 1$$

$$L: \quad 0 = -2a_1 + b_1 - 1$$

Despejando resulta

$$a_1 = -1$$

$$b_1 = -1$$

Por lo que el primer termino adimensional es

$$\Pi_1 = E^{-1} l^{-1} K; \quad \text{ó} \quad \Pi_1 = \frac{K}{El}$$

De la misma manera, obtenemos

$$\Pi_2 = \frac{I}{l^4}; \quad \Pi_3 = v$$

Finalmente, podemos afirmar que $F(K, l, E, I, v) = 0$ es reducible a la expresión:

$$G\left(\frac{K}{El}, \frac{I}{l^4}, v\right) = 0$$

Se recomienda que el investigador, afiance la técnica del análisis dimensional, solucionando diferentes ejercicios aplicativos a las estructuras, y que realice nuevamente los ejercicios, escribiendo las variables en las dimensiones M , L y T .

Adicionalmente a los ejemplos, se presentaran los términos Π más comunes en el trabajo estructural, obtenidos con las combinaciones de las tres cantidades dimensionalmente independientes (E, l, a) para las cantidades físicas de [Tabla 3](#).

Tenemos 16 cantidades físicas y 3 dimensiones, por lo tanto:

$$i = n - k = 16 - 3 = 13 \text{ Términos } \Pi$$

Los cuales son:

$$\Pi_1 = \frac{\sigma}{E}; \quad \Pi_2 = \nu; \quad \Pi_3 = \frac{\gamma}{E}$$

$$\Pi_4 = \frac{\rho a l}{E}; \quad \Pi_5 = \varepsilon; \quad \Pi_6 = \frac{\delta}{l}$$

$$\Pi_7 = \frac{A}{l^2}; \quad \Pi_8 = \frac{I}{l^4}; \quad \Pi_9 = \frac{P}{El^2}$$

$$\Pi_{10} = \frac{w}{El}; \quad \Pi_{11} = \frac{f^2 l}{a}; \quad \Pi_{12} = \frac{ma}{El^2}; \quad \Pi_{13} = \frac{M}{El^3}$$

4.3 MODELOS ESTRUCTURALES

Hasta el momento tenemos que existe una función, la cual es idéntica para el prototipo estructural y para el modelo, que se expresa de la forma:

$$G(\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_i) = 0$$

Donde los términos π_i , son radios adimensionales, y son obtenidos mediante un análisis de las dimensiones involucradas en el fenómeno del comportamiento

físico bajo estudio. Ahora, el modelo (m) y el prototipo (p), se relacionaran igualando sus radios adimensionales, es decir

$$\begin{aligned}(\Pi_1)_m &= (\Pi_1)_p \\(\Pi_2)_m &= (\Pi_2)_p \\&\vdots \\(\Pi_i)_m &= (\Pi_i)_p\end{aligned}$$

Esta igualdad es un caso ideal, y es lo deseable en todos los modelos estructurales, se dice que existe completa similaridad entre el modelo y el prototipo. Sin embargo, generalmente en un estudio de modelado, las condiciones económicas y tecnológicas se oponen a un estudio de un modelo que mantiene total similitud con el prototipo.

Entonces, se pueden describir tres tipos de modelos estructurales. Estos son:

- **Modelos totalmente similares.** Son los modelos que satisfacen todas y cada una de las estipulaciones dadas por los grupos adimensionales, obtenidos del análisis dimensional.
- **Modelos con similaridad de primer orden.** Estos modelos permiten al investigador, que conoce el problema bajo estudio, satisfacer solo las estipulaciones de primer orden de importancia de los grupos adimensionales, por ejemplo, en los problemas de rigidez de un elemento el momento de inercia seria de primer orden y el área de la sección transversal del miembro seria de segundo orden.
- **Modelos distorsionados.** En estos modelos no se satisfacen uno o más estipulaciones de primer orden establecidos del análisis dimensional.

4.4 REQUERIMIENTOS DE SIMILITUD

Al igual que los términos adimensionales, las relaciones de similitud, se obtienen por la selección de las cantidades dimensionalmente independientes (E, l, a) , entonces seleccionamos S_E, S_l y S_a .

El factor de escala S_i es definido como la relación entre las cantidades físicas C del prototipo (p) con el modelo (m), esto es:

$$S_i = \frac{C_p}{C_m}$$

Entonces para las tres cantidades dimensionalmente independientes tenemos

$$S_l = \frac{l_p}{l_m}; \quad S_E = \frac{E_p}{E_m}; \quad S_a = \frac{a_p}{a_m}$$

Para cada término pi adimensional, existirá un factor de escala en función de S_E, S_l y S_a , como por ejemplo, tenemos los factores de escala para la carga, para el esfuerzo y para el desplazamiento respectivamente:

$$S_p = S_E S_l^2; \quad S_\sigma = S_E; \quad S_\delta = S_l$$

Si el problema involucra solo la respuesta estática y el peso propio de la estructura ejerce una importante influencia, entonces uno de los términos adimensionales en el problema será: $\gamma l / E$ donde γ es el peso específico, E el modulo de elasticidad del material, y l es la longitud representativa. Entonces la estipulación de similitud del modelo (m) con el prototipo (p) es:

$$\left(\frac{\gamma l}{E} \right)_m = \left(\frac{\gamma l}{E} \right)_p$$

Por lo tanto, el requerimiento de similitud para el peso específico del material del modelo debe ser:

$$\gamma_m = \gamma_p \frac{l_p E_m}{l_m E_p}$$

Que en función de los factores de escala S_E, S_l se puede expresar como:

$$\gamma_m = \gamma_p \frac{S_l}{S_E}$$

Como ejemplo, supongamos que se requiere modelar un puente de concreto reforzado de peso específico 2400 kg/m^3 con modulo de elasticidad de 17872 MPa a una escala $1/10$, utilizando un plástico con modulo de elasticidad de 2800 MPa , entonces tenemos las escala para el modulo de elasticidad y para la geometría de la siguiente forma

$$S_E = \frac{17872 \text{ MPa}}{2800 \text{ MPa}} = 6.4; \quad S_l = 10$$

Por lo tanto, el peso específico del material para el modelo será:

$$\gamma_m = (2400) \frac{10}{6.4} = 3750 \text{ kg/m}^3$$

Es posible que no se encuentre un plástico comercial con estas características, sin embargo es posible que el plástico con modulo de elasticidad de 2800 MPa y peso específico 1440 kg/m^3 pueda ser empleado. Es decir pasaría a dejar de ser un modelo con completa similaridad y se le adicionaría en la superficie de la estructura el peso específico extra de 2310 kg/m^3 .

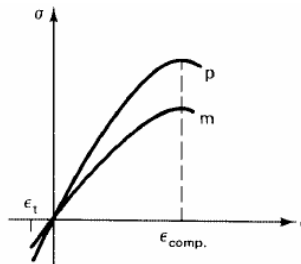
Dependiendo del tipo de modelo, se tendrán diferentes consideraciones en la similitud modelo-prototipo estructural.

4.4.1 Modelos elásticos. En un modelo elástico se debe satisfacer el requerimiento de que el material permanezca elástico en el rango de cargas del modelo, y que tenga el mismo coeficiente de Poisson que el material del prototipo. Los requerimientos de similitud para las cargas son ventajosos en el modelado elástico a escala reducida de estructuras, debido a que el factor de escala $S_p = S_E S_l^2$, reduce las cargas del prototipo favorablemente. Los requerimientos de similitud para estos modelos bajo cargas estáticas se muestran en la columna cuatro de la [Tabla 4](#).

4.4.2 Modelos de resistencia ultima. El modelado de estructuras de hormigón armado y pretensado, normalmente incluyen cargas hasta el colapso de la estructura. Los criterios de falla para modelos de concreto sometidos a esfuerzos multiaxiales deben ser idénticos a los del prototipo. Sin embargo, la falta de un criterio de falla bien definido, normalmente lleva a exceptuar los siguientes requisitos, incluso para los modelos totalmente similares:

- Las curvas esfuerzo-deformación ([Figura 31](#)) debe ser geométricamente similares en el modelo y prototipo tanto para tensión y para compresión.
- $\epsilon_m = \epsilon_p$ Hasta la falla, bajo tensión y compresión.

Figura 31. Curvas esfuerzo-deformación en el modelo y prototipo de hormigón



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

Tabla 4. Requerimientos de similitud para modelos elásticos e inelásticos

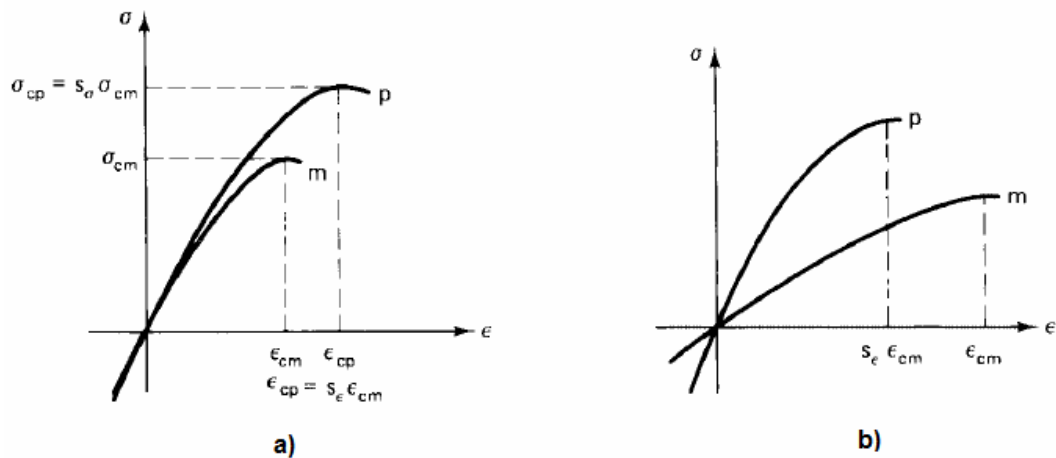
Símbolos (1)	Cantidades (2)	Dimensiones	Factores de escala	
		F, L y T (3)	Elásticos (4)	Inelásticos (5)
	Propiedades del material			
σ	Esfuerzo	FL^{-2}	S_E	1
E	Modulo de elasticidad	FL^{-2}	S_E	1
ν	Coficiente de Poisson	-	1	1
γ	Peso especifico	FL^{-3}	S_E / S_l	$1 / S_l$
ε	Deformación	-	1	1
	Geometría			
l	Dimensión lineal	L	S_l	S_l
δ	Desplazamiento	L	S_l	S_l
A	Área	L^2	S_l^2	S_l^2
I	Momento de inercia	L^4	S_l^4	S_l^4
	Cargas			
P	Fuerzas concentradas	F	$S_E S_l^2$	S_l^2
w	Fuerzas distribuidas	FL^{-1}	$S_E S_l$	S_l
q	Fuerza por unidad de área	FL^{-2}	S_E	1
M, T	Momentos, torsiones	FL	$S_E S_l^3$	S_l^3

Autores

El uso de un factor de escala no unitario para el esfuerzo S_σ en los modelos de completa similitud se justifica desde el análisis dimensional. Si se utiliza $S_\sigma \neq 1$ para el modelo, el mismo S_σ no unitario debe aplicarse a la acero de refuerzo, o $S_\sigma = S'_\sigma$, donde la cantidad primada se refiere al refuerzo. El problema de utilizar este tipo de escala se deriva del hecho de que S_E debe ser igual a S_σ , y el modelo reforzado debe tener un módulo distinto para el acero por el factor $S'_\sigma = S_E = S_\sigma$. El amplio debate sobre los materiales muestra que el acero es el único material posible para reforzar modelos de concreto.

Así, se ha llegado a la conclusión de que la única manera práctica, de llevar a cabo, un modelado de completa similitud de estructuras de hormigón es utilizar $S_E = S_\sigma = 1$; los requisitos de similitud correspondientes se dan en la columna cinco de la [Tabla 4](#). El requisito más estricto de forzar al modelo para tener un curva esfuerzo-deformación idéntica al prototipo de hormigón puede ser imposible de cumplir. Por último, se debe señalar que el requisito de carga no puede ser satisfecho. Entonces, es necesario utilizar un modelo de enfoque distorsionado cuando el modelo que se dispone no tiene $S_\epsilon = S_\sigma = 1$. Un número de posibles distorsiones son discutidos por Zia et al. (1970) como los mostrados en la [Figura 32](#). En el trabajo no se profundizara en estas discusiones, debido al amplio espacio que requiere la investigación de los requerimientos de similitud para modelos inelásticos de hormigón armado y pretensado.

Figura 32. Requerimientos de similitud de los modelos distorsionados. a) Distorsión tipo 1. b) Distorsión tipo 2



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

4.4.3 Modelos para cargas dinámicas. La dinámica de cualquier estructura se rige por un balance de equilibrio de las fuerzas dependientes del tiempo que actúan sobre la estructura. Estas fuerzas son las fuerzas inerciales que son el producto de la masa y la aceleración, las fuerzas de resistencia que están en

función de la rigidez de la estructura en la dirección particular, en la que el movimiento se está produciendo, y la disipación de energía de las fuerzas de amortiguamiento, tanto del material o relacionados con la construcción. Además de estas fuerzas que producen efectos dinámicos y deformación de la estructura, hay ciertos tipos de estructuras masivas en las cuales los esfuerzos inducidos por la gravedad desempeñan un papel importante en situaciones dinámicas y afectan el modelado. Los requisitos de similitud que rigen las relaciones dinámicas entre el modelo y prototipo estructural dependen de las propiedades geométricas y materiales de la estructura y el tipo de carga. Estas relaciones pueden ser creadas usando el teorema de pi.

- **Modelado sísmico de Estructuras.** En la práctica estructural se requiere que, el comportamiento inelástico de la estructura sea flexible para que el diseño sea económico. Sin embargo, tal consideración, impone severas restricciones a la posible elección de los materiales para el modelo. Un resumen de los factores de escala obtenidos a partir de consideraciones de similitud (Krawinkler et al., 1978) para la carga de sismo se muestra en la [Tabla 5](#). Los modelos de resistencia última con total similitud satisfacen los requisitos de escalabilidad de Froude y Cauchy, que implican una duplicación simultánea de la inercia, la gravedad, y las fuerzas de la restauración. Sin embargo, estos modelos son prácticamente imposibles de construir y de ensayarlos a causa de las severas restricciones impuestas a las propiedades del material del modelo, especialmente a la densidad de masa. Leyes de escala suplentes se ha demostrado para simular el comportamiento de la estructura adecuadamente.

Tabla 5. Requerimientos de similitud para modelos bajo cargas dinámicas

Símbolos	Cantidades	Dimensiones	Factores de escala
		F, L y T	Total similitud
Propiedades del material			
σ	Esfuerzo	FL^{-2}	S_E
E	Modulo de elasticidad	FL^{-2}	S_E
ν	Coefficiente de Poisson	-	1
ρ	Densidad de masa	$FL^{-4}T^2$	S_E / S_l
ε	Deformación	-	1
Geometría			
l	Dimensión lineal	L	S_l
δ	Desplazamiento	L	S_l
f	Frecuencia	T^{-1}	$S_l^{-1/2}$
Cargas			
P	Fuerzas concentradas	F	$S_E S_l^2$
a	Aceleración	LT^{-2}	1
q	Presión	FL^{-2}	S_E
t	Tiempo	T	$S_l^{1/2}$
v	Velocidad	LT^{-1}	$S_l^{1/2}$

Autores

5. MODELOS ELASTICOS

Como su nombre lo indica, los modelos elásticos solamente se utilizan en estudios de estructuras cuyo comportamiento se encuentra limitado en el rango elástico lineal. Estos modelos jamás deben emplearse para predecir el comportamiento en el rango inelástico tal como sucede después de la fisuración del concreto o después de la fluencia del acero.

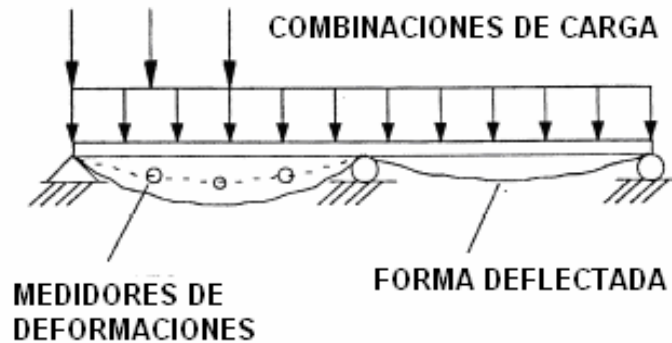
Actualmente el uso de los modelos elásticos ha venido decayendo, ya que muchas de sus aplicaciones pueden ser realizadas por softwares especializados en ingeniería, los cuales generan soluciones más eficientes y económicas. No obstante, existen nuevas situaciones estructurales donde los modelos elásticos han resultado ser benéficos. Por ejemplo, en los programas de ingeniería estructural está llegando a implementarse el concepto de modelado estructural educacional como una herramienta de aprendizaje, es decir, se ha empezado a promover ambientes de aprendizaje para los estudiantes de estas carreras o afines mediante la realización de modelos estructurales físicos a escala reducida. En estos laboratorios se pueden efectuar mediciones de parámetros estimados analíticamente, que a su vez permiten mostrar la confiabilidad de los modelos matemáticos a través de técnicas de calibración.

Como ya se menciona en el capítulo 3, de acuerdo a la geometría del modelo y a la forma de la aplicación de las cargas, los modelos elásticos pueden subdividirse en dos tipos fundamentales:

- **Modelos Elásticos Directos.** Este tipo de modelos se caracteriza por presentar una geometría completamente similar a la de la estructura prototipo y porque la forma de aplicación de las cargas también es igual. La resistencia, las

deformaciones y los esfuerzos en este tipo de modelo para cada condición de carga son representados de manera similar a las del prototipo. Ver [Figura 33](#).

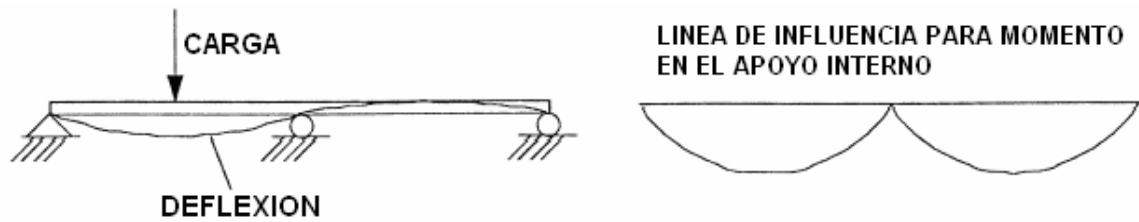
Figura 33. Ejemplo de Modelo Directo



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

- **Modelos Elásticos Indirectos.** Los modelos indirectos son utilizados para obtener diagramas de influencia de reacciones y esfuerzos internos resultantes tales como cortantes, momentos flectores y fuerzas axiales. La aplicación de las cargas en el modelo no tiene que ser reproducida de forma similar a la de la estructura prototipo y sus efectos son obtenidos de la superposición de los valores de los diagramas de influencia. Este tipo de modelo no es necesario que tenga una geometría similar a la del prototipo, ya que es posible modelar las propiedades de rigidez de la estructura como una rigidez equivalente, es decir, si la sección de un elemento es irregular, esta puede representarse por medio de una sección rectangular equivalente que conserve sus propiedades de rigidez (EI). También las deformaciones tanto del prototipo como del modelo pueden ser diferentes. En la [Figura 34](#) se muestra un ejemplo de este tipo de modelo, el cual consiste en una viga de dos luces que es sometida a una carga trasladándola a lo largo de toda su longitud, generando una línea de influencia para el momento producido en el apoyo interno. Y en la [Figura 35](#) se muestra un modelo experimental indirecto de los tramos de 235 metros del puente sobre el lago de Maracaibo Venezuela para la obtención de las líneas de influencia.

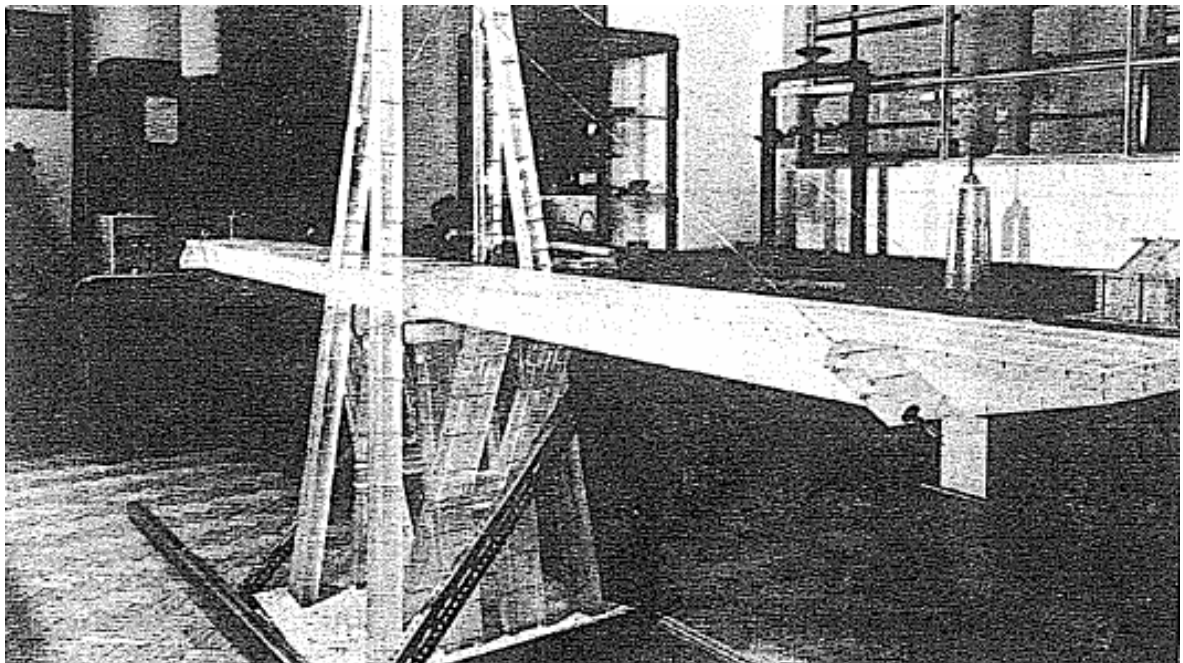
Figura 34. Ejemplo de Modelo Indirecto



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

A continuación se definirán los aspectos más relevantes de los modelos elásticos, tales como escalas geométricas, materiales utilizados, técnicas de construcción e instrumentación adecuada, los cuales serán necesarios para la elaboración de la metodología de modelado experimental del puente con pretensado extradadosado, pues por motivos que serán discutidos más adelante en el capítulo 7, este tipo de modelo ha sido seleccionado como el más apropiado.

Figura 35. Modelo de un tramo del puente sobre el lago de Maracaibo Venezuela, Laboratorio Nacional de Lisboa



Las Estructuras Verticales y su Arquitectura, Luis Francisco Ruiz

5.1 ESCALA GEOMÉTRICA Y MATERIAL

Cualquier modelo estructural debe contar con un factor de escala geométrico óptimo, debido a que en modelos muy pequeños, a pesar de que estos tienen la ventaja de requerir cargas ligeras, se presentan grandes dificultades en la fabricación e instrumentación. Por el contrario, los modelos grandes son fáciles de construir, pero requieren equipos de carga más pesados. Sin embargo, el último requisito no es tan grave en laboratorios de gran tamaño bien equipados, pero si representa un gran obstáculo en el caso de los laboratorios pequeños. El factor de escala geométrico típico en modelos elásticos para puentes vehiculares es 1:25, [Harris, Sabnis, 1999].

Cabe resaltar que una vez seleccionada la escala geométrica del modelo representativo de la estructura prototipo, deben obtenerse a partir de un análisis dimensional los principios de similitud que deberán ser satisfechos. Estos principios permiten conseguir los diferentes factores de escala necesarios para la determinación de las cantidades fundamentales que definen el proceso de modelado. En la [Tabla 6](#) se muestran los principios de similitud de los modelos elásticos sometidos a cargas estáticas. En ella, Los factores de escala independientes seleccionados son el modulo de elasticidad " S_E " y la longitud " S_L ". Todos los factores de escala restantes son unidades o funciones de S_E y S_L .

La selección del material apropiado para la construcción de cualquier modelo estructural puede inclusive llegar a ser mas difícil que en las estructuras prototipo. Ya que en la selección, los materiales deben satisfacer los requerimientos de similitud, poseer propiedades mecánicas reproducibles y estabilidad geométrica, además deben ser fáciles de adquirir y de trabajar, y sobre todo muy económicos. Las propiedades más importantes para los materiales de modelos elásticos que deben ser conocidas son:

- Esfuerzo Limite Proporcional,
- Rigidez,
- Mecanismo de Falla,
- Influencia de la Temperatura y Humedad sobre las propiedades del material,
- Características de deformación,
- Variación de Carga y Variación de deformación, y
- Efecto del Tamaño y forma sobre las propiedades del material.

Tabla 6. Requerimientos de Similitud para Modelado Elástico Estático

CANTIDADES	DIMENSIÓN	FACTOR DE ESCALA
Propiedades Relacionadas al material:		
Esfuerzo	FL^{-2}	S_E
Modulo Elástico	FL^{-2}	S_E
Relación de Poisson	-----	1
Peso Especifico	FL^{-3}	S_E / S_l
Deformación Unitaria	-----	1
Geometría:		
Dimensión Lineal	L	S_l
Desplazamiento Lineal	L	S_l
Desplazamiento Angular	----	1
Área	L^2	S_l^2
Momento de Inercia	L^4	S_l^4
Cargas:		
Carga Concentrada, P	F	$S_E S_l^2$
Carga Lineal Distribuida Uniforme, w	FL^{-1}	$S_E S_l$
Presión o Carga Superficial Distribuida Uniforme, q	FL^{-2}	S_E
Momento, M o Torsor, T	FL	$S_E S_l^3$
Fuerza Cortante, V	F	$S_E S_l^2$

Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

Todas las propiedades anteriores deben ser confirmadas mediante ensayos de laboratorio apropiados, de tal forma que los datos suministrados por los manuales o catálogos de los fabricantes sean semejantes, ya que a menudo son poco fiables.

Los materiales más usados para modelos elásticos son los plásticos, la madera balsa, y los productos de papel, caracterizados por tener bajo módulo de elasticidad. Cabe mencionar que también es posible utilizar materiales cementantes y metálicos para realizar estos modelos, pero debido a su poca aplicación no serán tratados en este documento. En general, estos materiales solamente necesitan satisfacer los requerimientos de que no deben ser cargados más allá del rango elástico lineal y que deben tener la misma relación de Poisson que la del material prototipo, aunque este último requerimiento puede ser despreciado si el modelo se utilizará en estructuras unidimensionales.

5.1.1 Plásticos. Los plásticos son sustancias sintéticas obtenidas a partir de los procesos de polimerización de derivados del petróleo. Beggs (1932) se considera el primer investigador que utilizó este material en modelos para resolver problemas estructurales estáticamente indeterminados. Desde 1960, han sido utilizados en la construcción de modelos directos e indirectos para simular la respuesta lineal elástica de los prototipos.

Los plásticos de acuerdo a su comportamiento frente al calor pueden ser clasificados en dos categorías: en *Termoplásticos* y en *Plásticos Termoestables*. Un termoplástico es aquel que a temperatura ambiente es plástico o deformable, se derrite a líquido cuando es calentado y se endurece en estado vítreo cuando es enfriado lo suficiente. También se caracterizan porque sus propiedades físicas cambian a medida que se funden y moldean repetidas veces. Los termoplásticos más usados son los plásticos acrílicos como el Plexiglás, el Perspex y la Lucite, y

el Polivinilo de Cloruro o PVC. Estos se encuentran disponibles en el mercado en formas de láminas, Varillas y tubos.

Los plásticos termoestables son aquellos que una vez han sufrido el proceso de calentamiento-fusión y el de formación-solidificación, se convierten en materiales rígidos que no vuelven a fundirse, lo cual no permite que sean remodelados. Las resinas epoxi y los poliésteres son los plásticos termoestables más utilizados. La principal ventaja de utilizar resinas epoxi en comparación con los termoplásticos es que al ser sometidas a un proceso de endurecimiento más homogéneo, se produce un módulo elástico más constante en toda la masa.

La resistencia y características de la curva esfuerzo-deformación de los plásticos dependen de un gran número de factores tales como el tipo de ensayo (Tensión, Compresión o Flexión), el tamaño y forma de la probeta, la variación de la carga y la historia previa de esfuerzos. Además, las propiedades mecánicas de los plásticos son muy influenciadas por la temperatura y humedad relativa. Por tanto, en los ensayos de caracterización del material debe procurarse que las condiciones de temperatura y humedad relativa en el laboratorio sean similares a aquellas en las que el modelo será construido y ensayado.

La mayoría de los plásticos usados en modelado experimental, presentan propiedades visco-elásticas lineales, lo que hace que el módulo de elasticidad varíe con el tiempo, es decir, la relación esfuerzo-deformación no es conforme a la ley de Hooke. Por tanto, una vez se cargue el material, la deformación unitaria dependerá del tiempo, de la historia de carga y la magnitud de esfuerzo. Este comportamiento esfuerzo-deformación dependiente del tiempo puede ser problemático en la interpretación de los datos de esfuerzo. Sin embargo, estas dificultades pueden ser superadas mediante la aplicación de algunas técnicas ya desarrolladas, pero que no serán tratadas en el documento debido a que para su

correcta aplicación requieren de laboratorios especializados en el modelado estructural, lo cual estaría fuera del alcance de nuestro proyecto.

5.1.2 Madera de Balsa. La Madera Balsa (*Ochroma lagopus*) es la madera obtenida a partir del árbol de Balso. Este material es ampliamente usado en el modelado debido a su baja densidad y a que presenta una estructura celular uniforme que brinda excelentes propiedades. También es muy económica y fácil de moldear en elementos estructurales sin la necesidad de utilizar herramientas especiales. Las anteriores características permiten que los modelos puedan ser contruidos hasta por personas inexpertas. La madera de balsa se encuentra disponible en el mercado de Colombia para una longitud estándar de 910 mm en formas cuadradas, de láminas delgadas y otras, como se observa en la [Figura 36](#). Sin embargo, para mayor información de las dimensiones disponibles de madera balsa, se recomienda ver el catalogo proporcionado por la empresa BALCO Ltda.

Figura 36. Formas comerciales de madera balsa en Colombia para una longitud estándar de 910 mm. a) Varillas cuadradas y circulares. b) Laminas delgadas



Varillas cuadradas desde 1.5 mm hasta bloques de 100 mm
Varillas redondas desde 3 mm hasta cilindros de 80 mm de diametro



Laminas de espesores desde 0.75 mm hasta 30 mm y anchos hasta de 300 mm

www.balsadecolombia.com, BALCO Ltda.

La resistencia de la Madera Balsa es fuertemente afectada por dos variables muy importantes: la densidad y la dirección de los granos o fibras respecto a la

aplicación de las cargas, [Harris, Sabnis, 1999]. En la [Figura 37](#) se muestra el efecto de la dirección de aplicación de la carga con respecto a la dirección en que se orientan las fibras. En dichos ensayos las probetas tenían igual densidad. En la [Figura 38](#) se observa la variación de la resistencia a tensión de la Madera Balsa para diferentes densidades. Es por tanto muy necesario determinar las densidades de la madera balsa antes de construir los modelos para así garantizar que todos los miembros de la estructura posean resistencias similares.

Las investigaciones realizadas a las propiedades de la Madera Balsa se muestran resumidas en la [Tabla 7](#). Las propiedades de resistencia dadas en dicha tabla pueden ajustarse a cualquier densidad de Madera Balsa usando la ecuación determinada experimentalmente por Soden y McLeish (1976):

$$P_{\rho} = P_{0.17} \left(\frac{\rho}{0.17} \right)^n$$

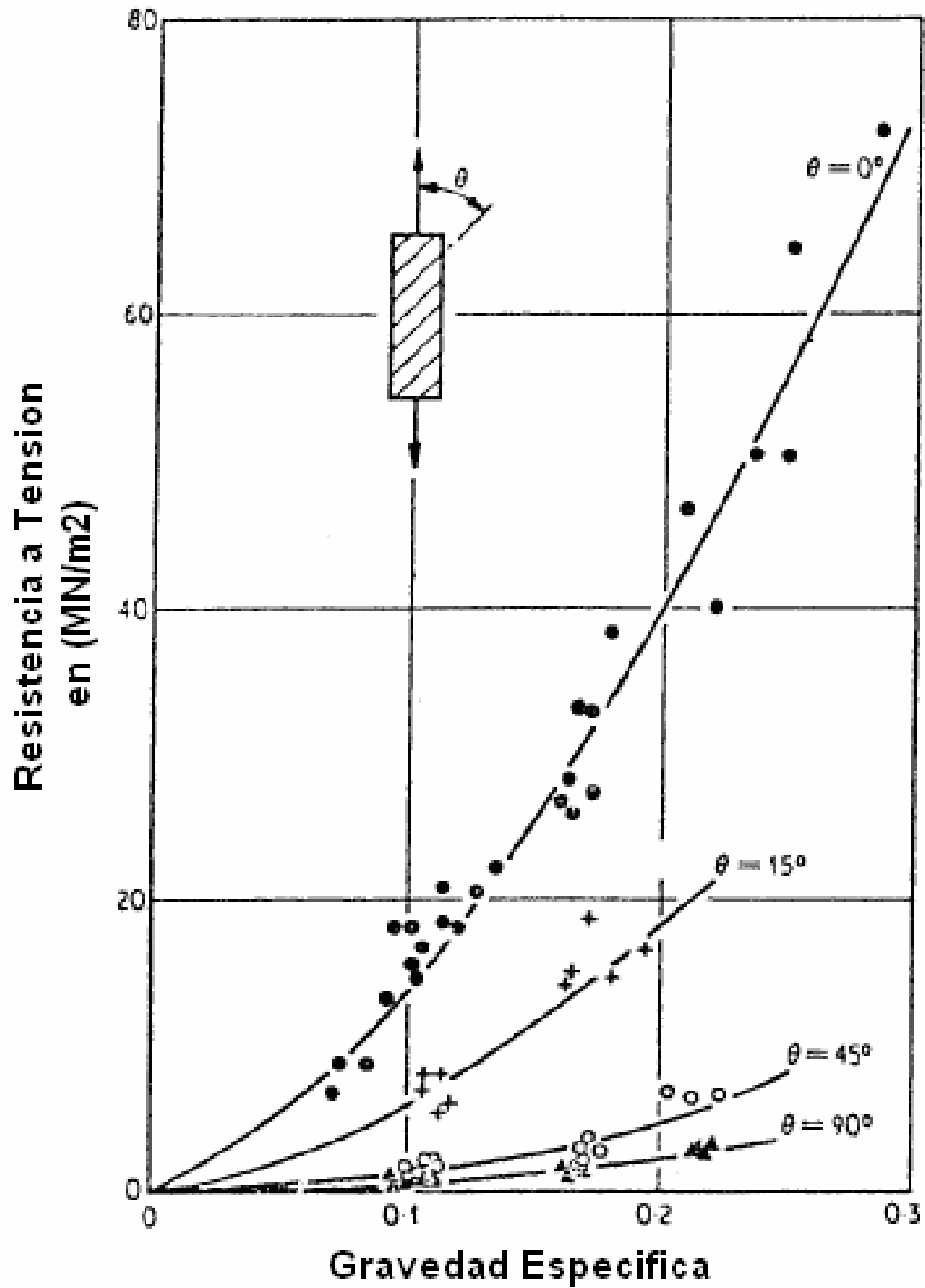
Donde:

P_{ρ} es la resistencia deseada para la gravedad específica ρ ;

$P_{0.17}$ es la resistencia cuando $\rho = 0.17$ y

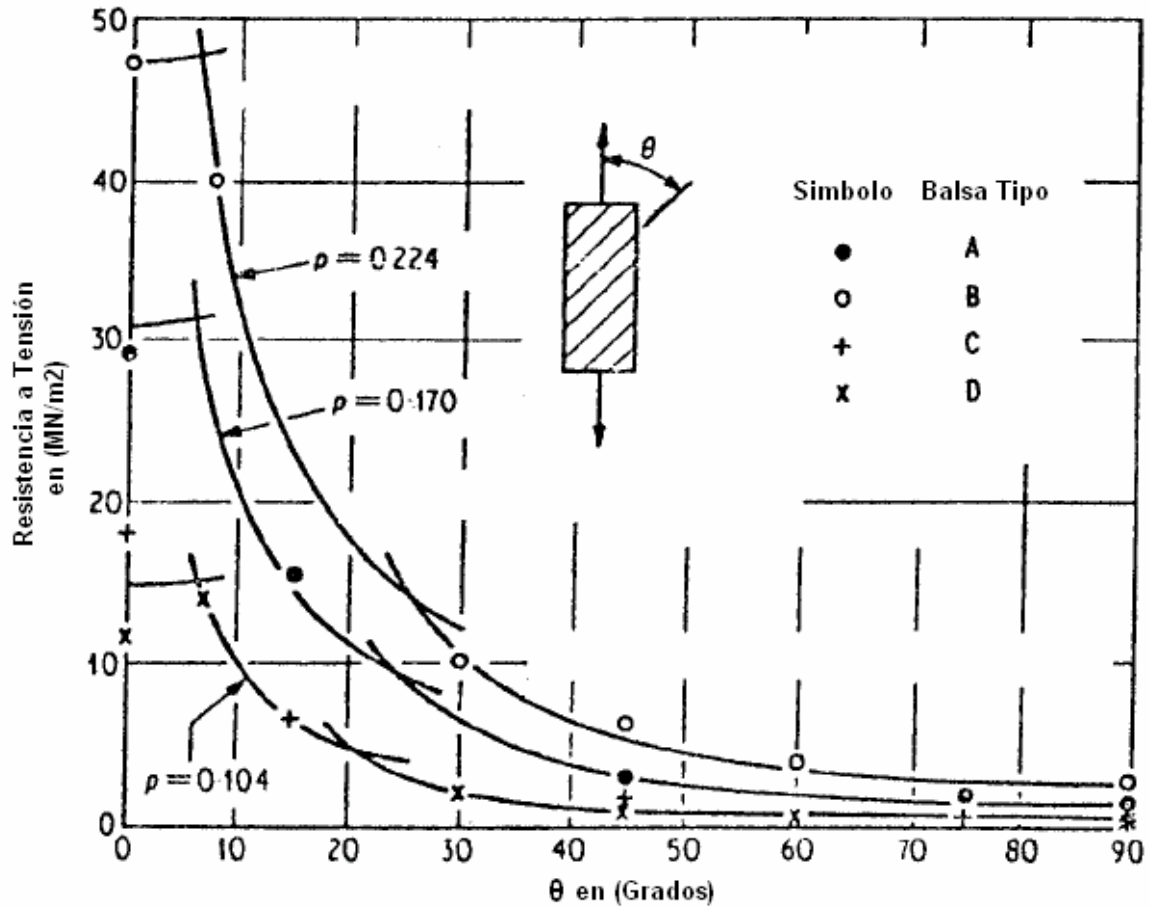
n es un coeficiente determinado experimentalmente el cual es mostrado en la tabla.

Figura 37. Resistencia a Tensión de la Madera Balsa para varios ángulos de orientación de fibras



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

Figura 38. Resistencia a Tensión de la Madera Balsa para diferentes densidades



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

Tabla 7. Resumen de Propiedades de la Madera de Balsa

Propiedades	Valor a $\rho = 0.17$ $P_{0.17}$ [MN/m ²]	n	% Error Estimado	Numero Ensayos
Resistencia a Tensión paralela a las fibras	31.5	1.52	15.9	27
Resistencia a Tensión transversal a las fibras				
Todos los especímenes	1.53	1.93	33.8	65
Especímenes cargados transversal a las fibras	1.51	2.07	31.9	19
Resistencia a Cortante	3.44	1.45	19.8	20
Resistencia a Compresión paralela al grano	14.7	1.67	10.4	39
Resistencia a Compresión transversal al grano	0.88	1.58	28.3	14
Modulo de Tensión paralelo al grano	5170	1.55	13.4	13
Modulo de Compresión paralelo al grano	3770	1.59	10.4	10

Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

5.1.3 Productos de Papel. Entre los productos de papel que se han empleado con éxito en la elaboración de modelos elásticos, tenemos el papel Manila (*Manila o Cartridge Paper*), el cual posee propiedades muy uniformes, es muy fácil de manejar y su espesor es de aproximadamente 0.28 mm. Este material puede ser usado combinándolo con otros materiales como la madera balsa para estudiar el comportamiento de placas con vigas. Debido a que el papel es procesado de una mezcla de agua con fibras, estas se orientan de acuerdo a como son depositadas. Esta orientación preferencial de las fibras es en la dirección de trabajo conocida como MD (Machine Direction), mientras que la dirección perpendicular a MD es llamada CMD (Cross Machine Direction). Las propiedades de resistencia del cartón tipo papel Manila están dadas en la [Tabla 8](#).

Tabla 8. Propiedades Mecánicas del Papel Manila con 8% de humedad

Dirección de Ensayo	Espesor (mm)	Densidad (g/cm ³)	Tensión		
			σ_u (MPa)	ϵ_u (mm/mm)	E (MPa)
Machine Direction (MD)	0.279	0.786	43.44	0.016	4275
Cross Machine Direction (CMD)	0.279	0.786	20.69	0.032	2206

Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

5.2 TÉCNICAS DE FABRICACIÓN DE MODELOS

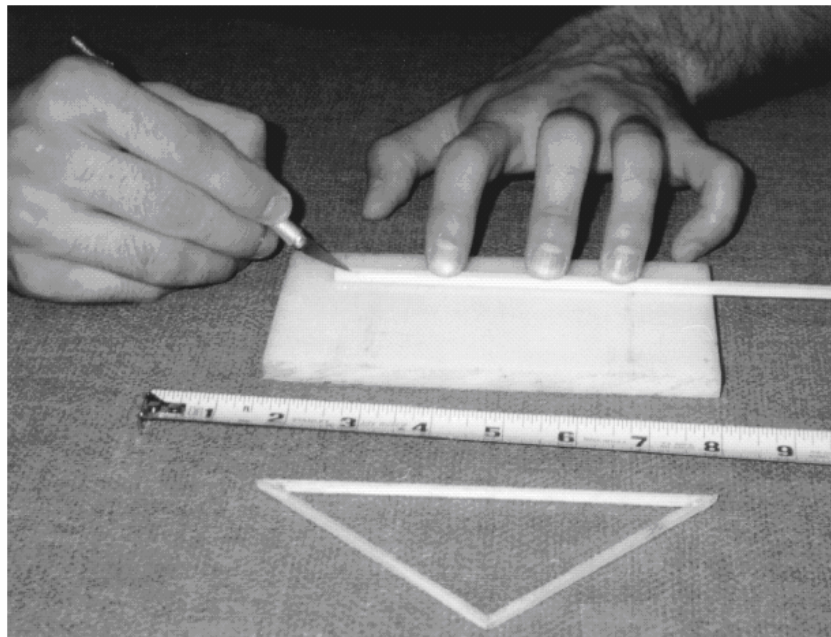
De la misma manera que la construcción de modelos requiere tener buenos conocimientos sobre las propiedades de los materiales seleccionados, también deben conocerse cuáles son las limitaciones y dificultades que resultan en el proceso constructivo, debido a que el estudio de un modelo en particular depende mucho de las técnicas adoptadas en la fabricación.

5.2.1 Corte de plásticos, madera y productos de papel. Un laboratorio de estructuras bien equipado es aquel que tiene todo aquello que es requerido para el corte y moldeado de los diferentes materiales. En el caso de los plásticos, estos

pueden ser cortados y moldeados usando herramientas convencionales como las sierras de banda. La madera de balsa es el material más fácil de trabajar. Su corte puede ser realizado con cuchillos afilados, bisturís y pequeñas sierras tal como se ve en la [Figura 39](#). El papel Manila usado en la realización de modelos puede ser cortado usando tijeras, bisturís, cuchillos afilados junto a una regla.

Es común en talleres o laboratorios especializados en estructuras encontrar maquinaria tales como tornos, taladros, dobladoras, etc., que se utilizan en la fabricación de modelos metálicos, plásticos y de Madera. Sin embargo, los principales inconvenientes de estos equipos es que sus operadores deben poseer experiencia y además sus costos de adquisición y mantenimiento son bastante elevados, por lo cual no serán tratados en este trabajo.

Figura 39. Corte de madera de balsa con bisturí



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

5.2.2 Ensamblado y técnicas de pegado. Por lo general, los detalles exactos en las uniones de las estructura prototipo presentan severas limitaciones al ser

modelados a pequeñas escalas. Sin embargo, con el cuidado apropiado la duplicación exacta de las uniones del prototipo puede ser realizado. Los miembros que hacen parte de la estructura del modelo pueden ser unidos mediante diferentes técnicas de acuerdo al material seleccionado.

Las uniones de los modelos hechos con plástico o madera, pueden ser realizadas con pegamentos y adhesivos. Cuyo principal problema surge cuando hay incompatibilidad entre los materiales a unir y la sustancia de pegado. Por tanto, es de vital importancia seleccionar con cuidado el pegamento o adhesivo, ya que es posible que los solventes de este disuelvan ciertos químicos en miembros plásticos y así debiliten la unión.

Otras sustancias utilizadas para ensamblar las diferentes partes de modelos son las *Resinas Epoxi*. Estas se caracterizan por su facilidad de aplicación, sus muy altas resistencias y su fácil ajuste de las propiedades elásticas, es decir, el modulo elástico puede ser ajustado desde 207 a 41400 MPa tan solo cambiando las proporciones del plastificante y endurecedor (Los dos componentes de una resina epóxica). Además, estas resinas no liberan volátiles y su efecto es mínimo sobre el material que se piensa unir.

En la aplicación de pegamentos, adhesivo o resinas epoxi debe tenerse especial cuidado en haber limpiado las superficies adherentes antes de usarlos, ya que los aceites, mugres u óxidos deben ser removidos para obtener una buena unión.

5.3 INSTRUMENTACIÓN

Una buena interpretación de cada uno de los resultados de los ensayos en el modelado no es posible a menos que se cuente con la instrumentación adecuada para la medición de muchas de las cantidades relacionadas al comportamiento de la estructura. El proceso de instrumentación puede ser resumido así:

- 1) Identificar las cantidades a ser medidas,
- 2) Seleccionar los sensores apropiados y el equipo auxiliar necesario,
- 3) Instalar los sensores sobre el modelo,
- 4) Calibrar los sensores y verificar el equipo antes del ensayo,
- 5) Recolección de datos e interpretación de estos.

En algunos estudios de modelado, la instrumentación puede ser la parte más costosa y que consume más tiempo. Por tanto, el ingeniero debe tratar de conseguir la instrumentación adecuada para la obtención de los resultados optimizando los costos y el tiempo lo más posible.

Las principales cantidades a ser medidas en modelos elásticos estáticos son: la deformación unitaria, las deflexiones, las fuerzas y las propiedades de materiales. El equipo utilizado para medir estas cantidades varía desde simples instrumentos manuales hasta dispositivos electrónicos sofisticados. La selección de estos depende del tipo de cantidades a ser medidas, de la confiabilidad que se quiere en las mediciones y sobre todo de aspectos económicos.

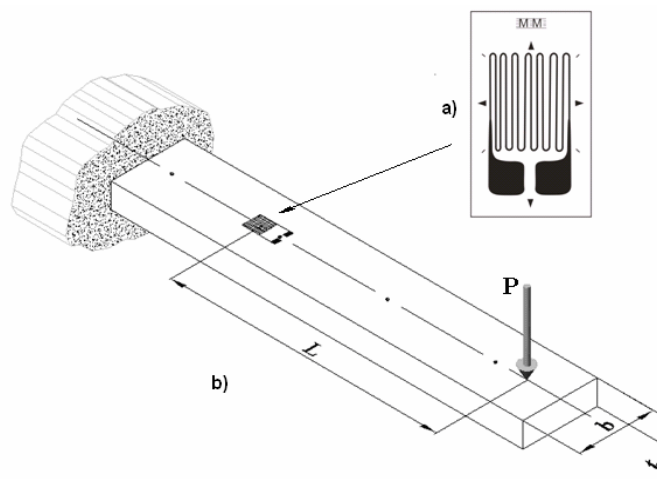
La cantidad más importante a ser medida en todo modelo es la deformación unitaria, ya que los esfuerzos pueden ser obtenidos a partir de su relación con el módulo de elasticidad en materiales elásticos. Por tanto, estas mediciones deben ser realizadas con el mayor cuidado y exactitud posible.

5.3.1 Medición de la Deformación Unitaria. La deformación unitaria es medida con galgas extensométricas (*Strain Gages*), las cuales son en esencia un medio de amplificación del cambio de longitud sobre una longitud dada. Estas galgas se clasifican de acuerdo a sus sistemas de amplificación en tres tipos: Mecánicas, Ópticas y Eléctricas. Sin embargo, debido al gran avance que han tenido las galgas extensométricas eléctricas, los otros dos tipos no serán tratados en el documento pues son considerados obsoletos.

Las galgas extensométricas eléctricas utilizan el principio del cambio en alguna característica eléctrica del material constituyente causado por la deformación de la estructura. Las características más utilizadas son la resistencia, la capacitancia y la inductancia. La galga extensométrica de resistencia eléctrica es el tipo más utilizado debido a las grandes ventajas que ofrece y es solamente el que será tratado a continuación.

La galga extensométrica de resistencia eléctrica (ver [Figura 40.a](#)) mide la variación de la resistencia eléctrica producida por un cambio de longitud. Este cambio es gravado y relacionado a la deformación unitaria mediante calibración. Entre las ventajas más significativas tenemos que: su tamaño es muy pequeño y su peso es insignificante, su manipulación es relativamente fácil, su sensibilidad es buena y son muy poco afectadas por los cambios del ambiente. Además, están disponibles en el mercado en diferentes formas, con el fin de cubrir la mayoría de aplicaciones posibles en la ingeniería y así poder seleccionar la más adecuada para cada situación en particular. Para utilizar una galga, solo es necesario pegarla en una superficie en la cual se quiere analizar su deformación, tal como se muestra en la [Figura 40.b](#).

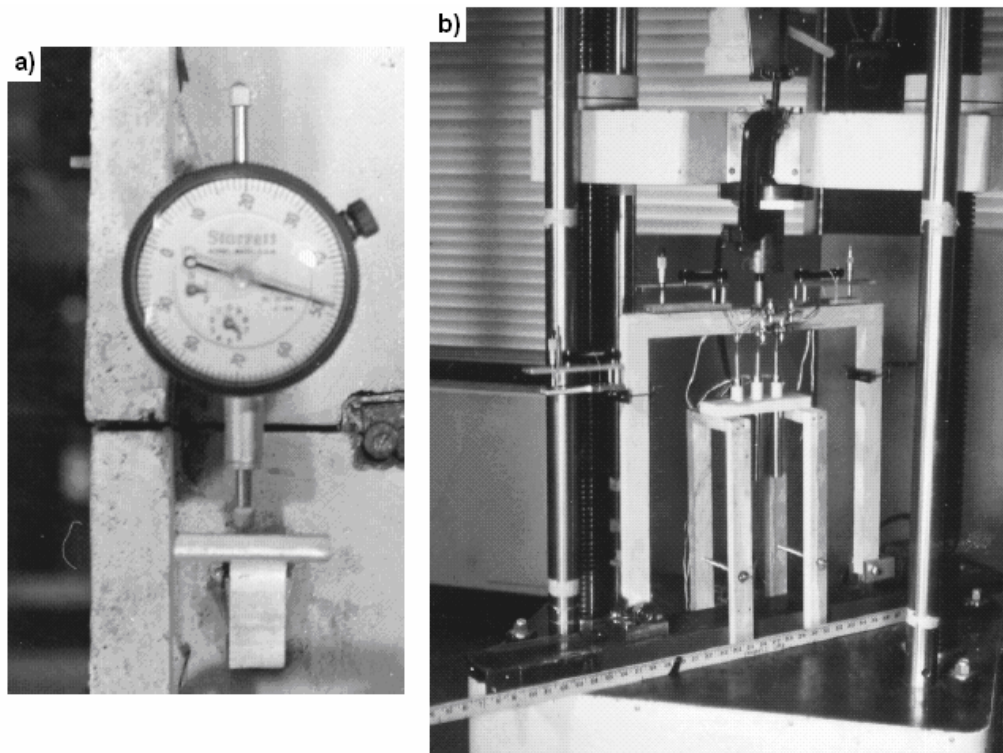
Figura 40. Medición de deformaciones unitarias. a) Galga extensométrica de resistencia eléctrica. b) Aplicación de las galgas en ensayos de laboratorio



5.3.2 Medición de desplazamientos. Las mediciones de los desplazamientos en un modelo a escala reducida llegan a ser realmente un problema, ya que estos también son reducidos por el factor de escala geométrico y sus valores son del orden de unas pocas centésimas de milímetros. Estos desplazamientos pueden ser medidos usando técnicas mecánicas, eléctricas u ópticas. Los deformímetros mecánicos son los más populares debido a sus bajos costos y facilidad de manejo. Sin embargo, son menos exactos que algunos métodos eléctricos y no pueden gravar la información de manera continua. Ver [Figura 41.a](#).

El Transductor Diferencial Variable Lineal (LVDT, *Linear Variable Differential Transformer*), es un equipo eléctrico compacto que puede ser usado para medir los desplazamientos con precisión. El LVDT es esencialmente un transformador que proporciona una corriente alterna en el voltaje de salida como una función del desplazamiento de un centro magnético movable separado. Ver [Figura 41.b](#).

Figura 41. Medidores de desplazamiento. a) Deformímetro Mecánico Típico



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

5.3.3 Medición de fuerzas. Las fuerzas son medidas de forma directa o pueden ser obtenidas a partir de los principios de equilibrio. Varios tipos de instrumentos estas disponibles en el mercado para la medición directa de las fuerzas, como las células de carga (*Load Cells*), ver [Figura 42](#). Sin embargo, en ocasiones su uso es impedido debido a factores económicos o por la naturaleza del ensayo.

Las células de carga son sensores usados para medir fuerzas. Estas pueden clasificarse de acuerdo al tipo de carga en: Células de carga a compresión, Células de carga a tensión o Universales (miden compresión y tensión).

Figura 42. Diferentes tipos de células de carga disponibles en el mercado



Guía de productos (2009), UTILCELL ®

5.3.4 Sistemas de Grabación de Datos. La recolección o grabación de datos es una parte fundamental de cualquier experimento, ya que a partir de estos es que se realiza el análisis y la interpretación de los modelos. Los sistemas de adquisición de datos pueden ser clasificados en: intermitentes, semicontinuos y Continuos. Los indicadores de grabación intermitentes son usualmente manuales, por ejemplo, cada deformación es leída manualmente y gravada por separado una a una. Los sistemas de grabación semicontinuos permiten un amplio número de mediciones desde las galgas extensométricas u otros equipos hasta que su espacio de almacenamiento este lleno. Mientras que los sistemas de grabación continúa recolectan las mediciones constantemente en varios dispositivos de almacenamiento digitales para una posterior reducción y análisis de datos.

5.4 SISTEMAS DE CARGA

Cualquier sistema de carga debe representar exactamente las cargas del prototipo (tanto la magnitud como la dirección) en el caso de modelos directos. Sin embargo, en modelos indirectos solo es necesario representar la dirección, ya que con una magnitud de carga cualquiera puede obtenerse las líneas de influencia. Estos sistemas de carga deben ser fáciles de aplicar a las estructuras, de remover y de volver a aplicar. También no deben presentar mucho riesgo en la seguridad del personal y deben poseer la capacidad de detener su aplicación en casos que el modelo falle repentina y catastróficamente.

Los sistemas de carga para modelos deben ser diseñados y construidos con mucho cuidado con el fin de que funcionen apropiadamente durante el ensayo. Estos sistemas consisten en cargas puntuales o discretas y cargas distribuidas. Las cargas puntuales o discretas pueden ser aplicadas de manera mecánica, hidráulica o usando pesos muertos. Sin embargo, las cargas aplicadas de manera mecánica o hidráulica requieren una estructura más fuerte y rígida que funcione como soporte para reaccionar dichas fuerzas. Estas estructuras rígidas son

conocidas como sistemas para reacción de cargas (*Load Reaction Systems*), y su adquisición es a menudo la parte más costosa de los sistemas de cargas.

Las cargas distribuidas se aplican utilizando bien sea equipos apropiados de distribución de cargas o equipos de presión neumáticos. Otra manera de representar estas cargas distribuidas en el modelo es como un conjunto de cargas puntuales discretas, para lo cual queda a criterio del experimentador garantizar que se produzca la mayor representación posible.

5.5 EFECTOS DE TAMAÑO Y CONFIABILIDAD EN EL MODELO

El efecto de escala o tamaño es un fenómeno que ha sido observado por muchos investigadores y se relaciona con el cambio de resistencia de los especímenes. Usualmente se presenta un aumento de resistencia del espécimen cuando se reduce de tamaño. Sin embargo, estos efectos en modelos elásticos es posible despreciarlos ya que no es de interés llevar los materiales hasta la falla, como en el caso de los modelos replicas. Además, en los modelos elásticos no se emplean materiales heterogéneos como el concreto para su construcción, el cual si es fuertemente afectado por la reducción de tamaño.

La confiabilidad en el modelado consiste en la confianza que el ingeniero puede poner al estudio desarrollado y a los resultados obtenidos. Este nivel de confianza dependerá fuertemente de los errores que pueden ser introducidos en varias de las etapas del proceso de modelado, ver [Tabla 9](#). Estos errores caben dentro una de las tres categorías principales de errores: *equivocaciones*, *errores aleatorios* y *errores sistemáticos*.

Las equivocaciones son errores que no tienen lugar en los experimentos científicos y estos deben eliminarse con el cuidado y la repetición de las medidas. Las equivocaciones más frecuentes se presentan al usar una lógica incorrecta en

el análisis dimensional, cuando se lee mal los instrumentos, cuando la posición de los calibradores es incorrecta, o en la aplicación de las cargas.

Tabla 9. Posibles errores en las etapas de modelado experimental

Etapas del Proceso de Modelado Experimental	Errores Posibles
Planeación	Errores en el análisis dimensional. Fallas en el reconocimiento de variables relevantes. Errores en la proporción del modelo. Selección inadecuada del material.
Fabricación	Geometría. Propiedades de los materiales.
Cargas	Condiciones Límites. Magnitud de carga. Distribución de carga. Efectos de gravedad en la carga.
Instrumentación y recolección de datos	Errores en la escritura y lectura de datos. Errores en los calibradores eléctricos. Errores en la precisión de los instrumentos. Errores en mediciones por imprecisiones de instrumentos.
Interpretación de resultados	Errores en los análisis de graficas. Errores en opiniones personales.

Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

Los errores aleatorios están asociados a fenómenos aleatorios bajo determinadas circunstancias que no siempre llevan al mismo resultado, aunque en los diferentes resultados hay una regularidad estadística.

Los errores sistemáticos son de magnitud constante y simplemente se les hace una corrección para desaparecerlos. Si cambia en la magnitud durante el curso del experimento, las relaciones de las medidas son alteradas. Un error sistemático típico es por ejemplo la calibración incorrecta de un instrumento de medición.

Cabe mencionar que una gran cantidad de teorías matemáticas y estadísticas están a disposición del ingeniero de modelado experimental para que pueda disminuir los fenómenos aleatorios en los sistemas estructurales. La teoría de mayor uso es la *función de densidad de probabilidad normal*. Sin embargo, esta teoría no será descrita, ya que se da por hecho que su uso para un conjunto de datos puede consultarse en cualquier libro de estadística.

6. REALIZACIONES DE MODELOS ESTRUCTURALES DE PUENTES

En este capítulo se describirán casos de estudios en aplicaciones de diseño e investigación.

6.1 PUENTE FERROVIAL ZÁRATE–BRAZO LARGO

En esta sección se presentará la respuesta del modelo elástico indirecto del Puente ferroviario Zárate – Brazo Largo de Buenos Aires, Argentina (Figura 43.b), bajo cargas estáticas.

6.1.1 Dimensiones y características del prototipo. La estructura prototipo consiste en un puente atirantado con luz central de 330 m y dos luces laterales de 110 m cada una. El puente aloja cuatro carriles en dos calzadas, y una vía férrea asimétrica. La posición asimétrica de la vía del tren en una gran luz de 330 m es una característica poco común, que tuvo que ser considerada en el análisis. La disposición general del puente consiste en los siguientes elementos (Figura 43.a):

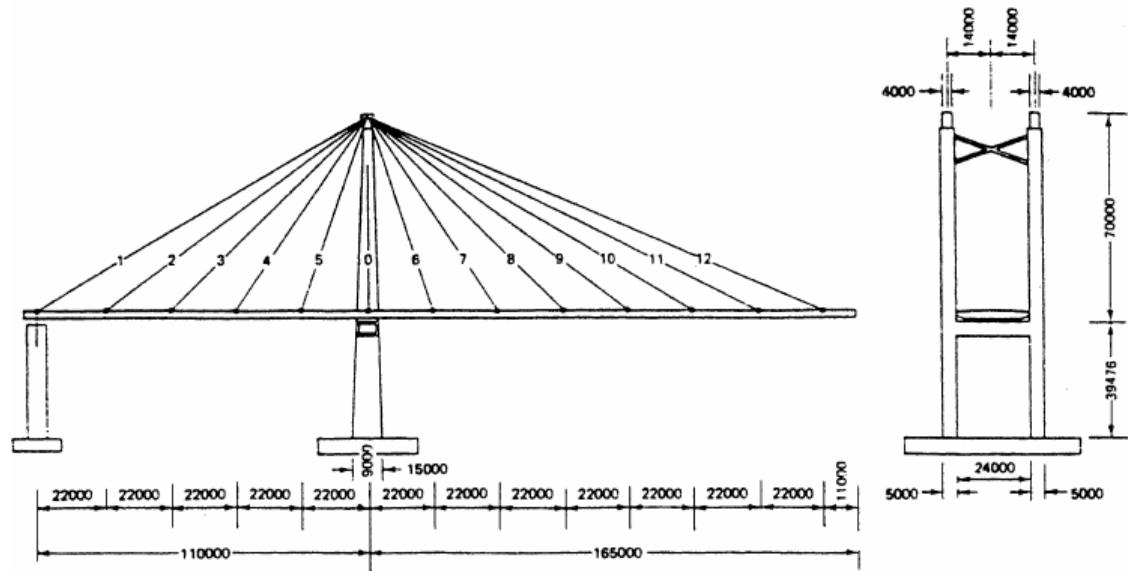
a) Cuatro pilas de concreto reforzado. Las pilas centrales tienen una sección transversal rectangular hueca y una altura de 105 m desde la base. Las torres están conectadas por una viga de concreto a nivel de la losa del puente y por un elemento cruzado de acero en la parte superior, formando un pórtico estáticamente indeterminado lateralmente. Los cables del puente se anclan a los casquillos de acero en la parte superior de la torre. Las dos pilas restantes son también pórticos de concretos reforzados estáticamente indeterminados lateralmente.

b) Sistema de cables. El sistema de los cables es en abanico, partiendo del casquillo de acero en la parte superior de la torre y se ancla a la losa metálica

cada 22 m. Los cables consisten en barras de acero de 7 milímetros de alta resistencia.

Figura 43. Puente ferroviario Zarate – Brazo Largo de Buenos Aires, Argentina a) Disposición general. b) Fotografía

a)



b)



Autores

c) El Tablero. Una placa de acero que consiste en:

- Dos vigas cajón trapezoidales longitudinales que proporcionan el anclaje para los cables en la cara externa.
- Una placa de 10 milímetros de espesor, rigidizada por viguetas de sección trapezoidal cerrada, y soldada con las dos vigas cajón. Las vigas transversales a la placa, unidas a las vigas cajón en los centros de 22 m apoyan la losa y resisten los momentos de flexión debido a los cables excéntricos anclados en las vigas cajón. Las vigas transversales del braguero de 3.15 m de espaciamiento proporcionan rigidez torsional adicional.
- Una viga que se apoya en el nivel inferior de las vigas de la placa y de las vigas transversales del marco para cerrar la sección transversal y para proporcionar rigidez torsional adecuada.

La sección transversal proporciona una forma aerodinámica adecuada, y rigidez torsional, junto con la contribución de los cables suspendidos, contribuye a la estabilidad aerodinámica del puente. Esto fue verificado por las pruebas en túnel de viento.

Encima de la placa de acero se proporciona un pavimento de concreto de 100 milímetros de espesor. Este pavimento de concreto no interactúa con la losa de acero; sin embargo, asiste en la rigidez local de la placa.

La disposición asimétrica de la carga del ferrocarril da lugar a un diseño estructural asimétrico con los cables y las vigas cajón en el lado ferroviario que tiene dos veces el área seccionada transversalmente de elementos de otra manera idénticos en el lado de la carretera.

Los ingenieros consultores llevaron a cabo un estudio muy cuidadoso de los cálculos de diseño por computador de esta compleja estructura. Sin embargo, a pesar de utilizar las mejores herramientas de análisis y diseño, se decidió establecer la confiabilidad de las hipótesis y de los cálculos para el diseño en el comportamiento asumido por las pruebas sobre un modelo estructural controlado. Aunque los criterios de diseño fueron técnica y económicamente viables, una serie de problemas requerían información que solamente se pueden obtener a partir de trabajos experimentales adecuados. Los parámetros que requieren atención son la rigidez a torsión de la altamente indeterminada losa del puente, su interacción con los cables, su comportamiento a la fatiga y la influencia de los cables secundarios bajo la acción de la muy excéntrica y de alta velocidad carga ferroviaria, y la evaluación del coeficiente de impacto.

6.1.2 Requerimientos de Similitud. Las siguientes consideraciones se hicieron para el diseño del modelo:

- Correcta reproducción de las características de la estructura con respecto a los objetivos establecidos del modelo;
- Limitaciones impuestas por la disponibilidad de materiales adecuados, personal calificado, laboratorio, y la capacidad de los equipos de ensayo, etc.;
- Recursos limitados para el proyecto.

En concordancia con las consideraciones anteriores, se selecciono un factor de escala de longitud $S_l = 33.3$. El factor de escala para la aceleración S_a se tomo igual a 1, porque una simulación correcta del comportamiento estático y dinámico del puente requiere que la tensión de los cables y el coeficiente geométrico se reproduzcan correctamente. Esto sólo puede lograrse mediante la reproducción de los efectos de la carga muerta en el modelo. La elección de un material establece

inmediatamente los factores de escala S_E y S_ρ , por tanto, un material no puede ser elegido arbitrariamente. Además, dado que $S_a = 1$,

$$S_E = S_l S_\rho$$

Cualquier material seleccionado debe satisfacer la ecuación anterior. Fueron usadas láminas de acero comercialmente disponibles para la placa del modelo del puente, de esta forma $S_E = 1$. El modelo fue adecuado para satisfacer la condición: $S_\rho = 1/33.3 = 0.03$

6.1.3 El modelo. Por razones prácticas, las siguientes modificaciones fueron necesarias en el modelo:

- La sección transversal hueca de las pilas del prototipo no fue reproducida. Sin embargo, la rigidez a flexión EI fue correctamente escalada.
- El número y la forma de las viguetas no fueron reproducidas. Sin embargo, la rigidez axial EA fue correctamente escalada.
- En algunos casos la placa fue simulada con una lámina de aluminio pegada sobre una hoja de acero, la cual distorsionó la densidad del modelo. Sin embargo, la rigidez axial EA fue correctamente simulada.
- No fue posible encontrar cables de acero de alta resistencia con los diámetros escalados. Sin embargo, la elongación total de los cables de la estructura fue simulada usando dos piezas de longitudes adecuadas y diámetros unidos.
- La carga muerta fue simulada con una serie de pesos de plomo distribuidos sobre el exterior y el interior del puente, dispuestos así para permitir el paso del tren y reproducir así exactamente como sea posible la distribución de las masas,

la posición del centro de gravedad, y el momento polar de inercia sin modificar la rigidez total de la estructura.

- Cilindros pequeños de acero fueron ensamblados coaxialmente sobre cada cable para simular su carga muerta, sin cambiar su rigidez axial.
- Las dimensiones de los anclajes de los cables, la soldadura y las conexiones en las diferentes partes del modelo fueron significativamente diferentes de las del prototipo.

Las simplificaciones hechas impusieron las siguientes limitaciones en el modelo:

- El modelo puede satisfactoriamente simular el comportamiento completo del prototipo. Sin embargo, el comportamiento local difiere considerablemente, y este hecho debe ser considerado en cualquier análisis.
- Como el límite de proporcionalidad y las características de resistencia de los materiales usados, y las soldaduras y las conexiones en el modelo son diferentes de las del prototipo, los resultados del modelo son válidos solamente en el rango elástico.

El modelo del puente completamente construido, listo para ser ensayado se muestra en la [Figura 44](#).

6.1.4 Ensayos estáticos: cargas e instrumentación. Las siguientes series de ensayos estáticos fueron conducidos sobre el modelo (usando dimensiones del prototipo):

- Líneas de influencia para el lado del ferrocarril. La carga unitaria concentrada fue puesta a cada 22 m a lo largo del eje de la vía del tren.

Figura 44. Modelo del Puente Zarate Brazo largo, Argentina



ISMES, Bérghamo, Italia

- Líneas de influencia para el carril de la autopista exterior.
- Las cargas del ferrocarril y de la autopista aplicados en las luces laterales de 110 m.
- Las cargas del ferrocarril y la autopista aplicados en la luz central de 330 m.
- Las cargas del ferrocarril y la autopista de 66 m de longitud fueron aplicadas a lo largo de la longitud del puente para producir el máximo esfuerzo en la sección del tablero.

Las cargas para los ensayos estáticos fueron una serie de cilindros de acero, de peso apropiado, que pudo ser fácilmente manipulado en las posiciones requeridas usando equipos de levantamiento disponible. Las mediciones y el equipo de

adquisición de datos fueron muy complejos, con numerosas galgas extensométrica de resistencia eléctrica y rosetas, y 41 transductores de desplazamiento instalados en un total de 258 puntos de medidas sobre el tablero del puente y en los cables. Todas las mediciones fueron grabadas por un sistema automático de recolección de datos. Las señales de los diferentes transductores de medida, conectados a una serie de circuitos balanceados, fueron enviadas a un amplificador por medio de un interruptor automático. La señal análoga del amplificador fue digitalizada por un convertidor análogo-digital y guardada en la memoria de la computadora. Los resultados procesados estuvieron disponibles como una impresión, una cinta grabada, o una ploteada.

Todas las componentes de los desplazamientos del tablero y las tensiones de los cables sobre ambos lados del puente fueron medidas para las diferentes condiciones de carga. Debido a la asimetría de la sección transversal del puente y las cargas asimétricas, fue necesario hacer mediciones sobre ambos lados. Un total de 114 líneas de influencia para los desplazamientos verticales y la tensión de los cables en ambos lados fue determinado. La distribución de tensiones para 13 secciones transversales fueron obtenidas para 161 lecturas de tensión por cada condición de carga. Algunos de estos datos son reportados por Baglietto et al. (1976).

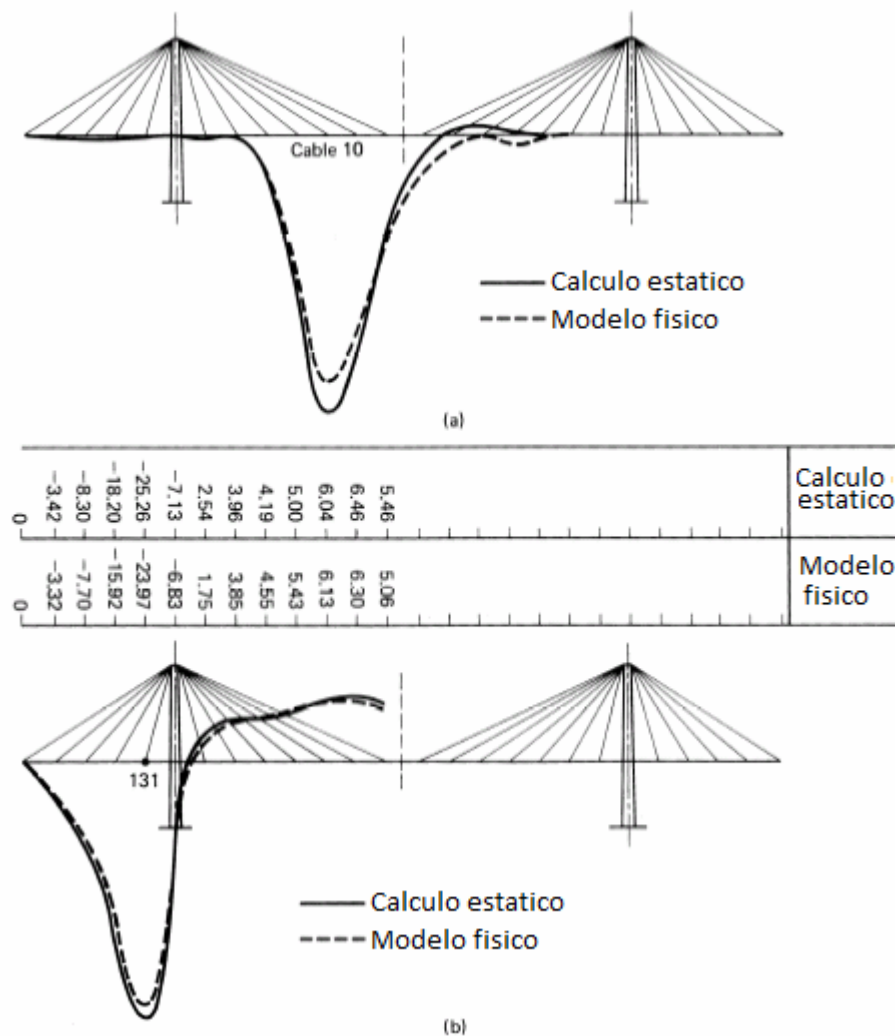
6.1.5 Resultados del ensayo. Todos los componentes de desplazamiento del tablero y tensión de los cables en ambos lados del puente fueron medidos con diferentes condiciones de carga. Debido a la asimetría la sección transversal del puente y a la asimetría de carga, fue necesario hacer mediciones en ambos lados. Un total de 114 líneas de influencia para los desplazamientos verticales y la tensión del cable en ambos lados se determinaron. La distribución de tensión para 13 secciones transversales se obtuvo de 161 lecturas de la tensión para cada condición de carga. Algunos de estos datos es reportada por Baglietto, et al. (1976).

Los resultados del ensayo del modelo para deflexiones verticales mostraron una discrepancia cerca del 5 al 15% de los cálculos analíticos, y la variación de esfuerzos en los cables fue aproximadamente del 5 al 20%. Estas diferencias pueden ser atribuidas al hecho de que las líneas de influencia determinadas analíticamente fueron basadas sobre consideraciones de sistemas planos correspondientes a los lados del ferrocarril y autopista, ignorando la rigidez torsional del tablero.

Sin embargo, las diferencias son pequeñas para todos los propósitos de ingeniería, y las líneas de influencia analíticas ligeramente conservadoras fueron consideradas adecuadas. El ensayo del modelo mostró la importancia de dos planos de cables, relacionados a la rigidez torsional del tablero y la redistribución de esfuerzos por torsión. Una comparación de líneas de influencia experimentales y analíticas para esfuerzos en un cable típico y para desplazamientos verticales es mostrada a continuación en la [Figura 45](#).

En resumen, una relación satisfactoria se noto entre los resultados analíticos y experimentales, con la mayoría de los datos mostrando diferencias más o menos entre el 10%.

Figura 45. Comparación entre las líneas de influencia calculadas y las experimentales. a) Línea de influencia de tensión en el cable 10. b) Línea de influencia para el desplazamiento del tablero en el punto 131



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

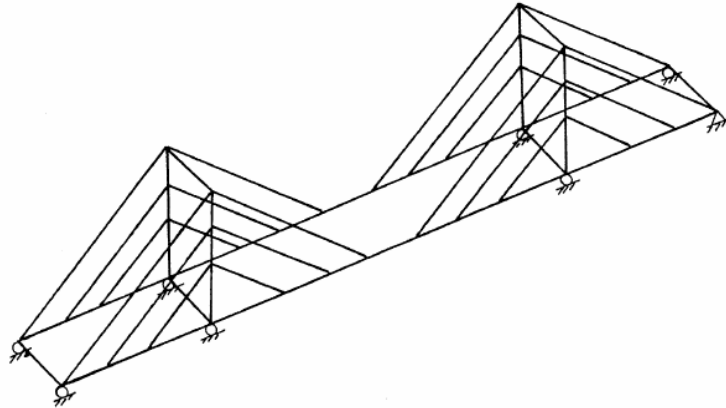
6.2 MODELO A ESCALA 1/400 DE UN PUENTE ATIRANTADO

En esta sección se presentará el modelo elástico indirecto de un puente atirantado

6.2.1 Dimensiones y características del prototipo. La estructura prototipo consiste en un puente atirantado. El puente aloja seis carriles, esta soportado por

dos vigas cajón y los cables están dispuestos en un sistema de suspensión lateral, esta configuración consiste en dos planos de cables en tipo arpa. (Figura 46)

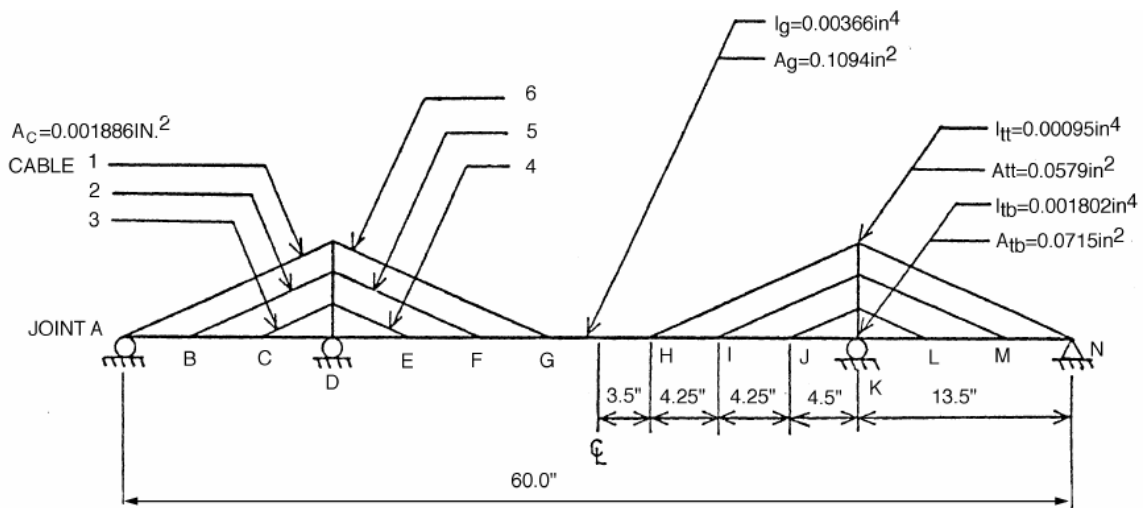
Figura 46. Idealización del puente atirantado



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

6.2.2 El modelo. El estudio implica un modelo a escala 1/400 de un puente atirantado; contiene vigas tubulares huecas de acero y los cables son de acero inoxidable. La configuración geométrica y las dimensiones del modelo del puente son mostradas en la Figura 47.

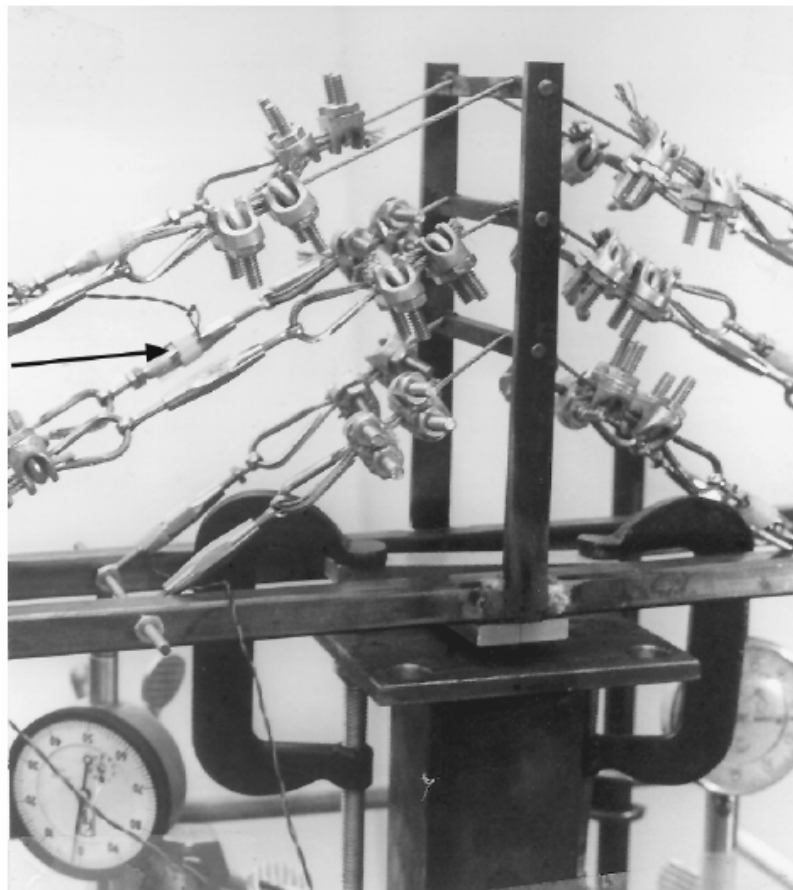
Figura 47. Dimensiones del modelo del puente atirantado



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

La viga principal consiste de dos secciones tubulares de acero de 1.52 m de longitud. La sección transversal es cuadrada con lado de 12.7 mm y espesor de 1.59 mm. La luz es continua, simplemente apoyada en cuatro puntos con un apoyo actuando como una conexión fija y las otras simula una conexión rodillo, resistiendo solamente movimiento vertical. Las columnas superiores de las torres son barras de acero de 3.18 mm de espesor, 12.7 mm de ancho en la parte de abajo y 11.1 mm en la parte de arriba. Las torres están rigidizadas por tres vigas transversales las cuales llevan los cables a través de pequeñas ranuras. Las conexiones de los cables y la torre son mostradas en la [Figura 48](#). Los cables usados en el modelo son de diámetro igual a 1.59 mm, siete alambres de acero inoxidable.

Figura 48. Conexiones cables y torres en el modelo

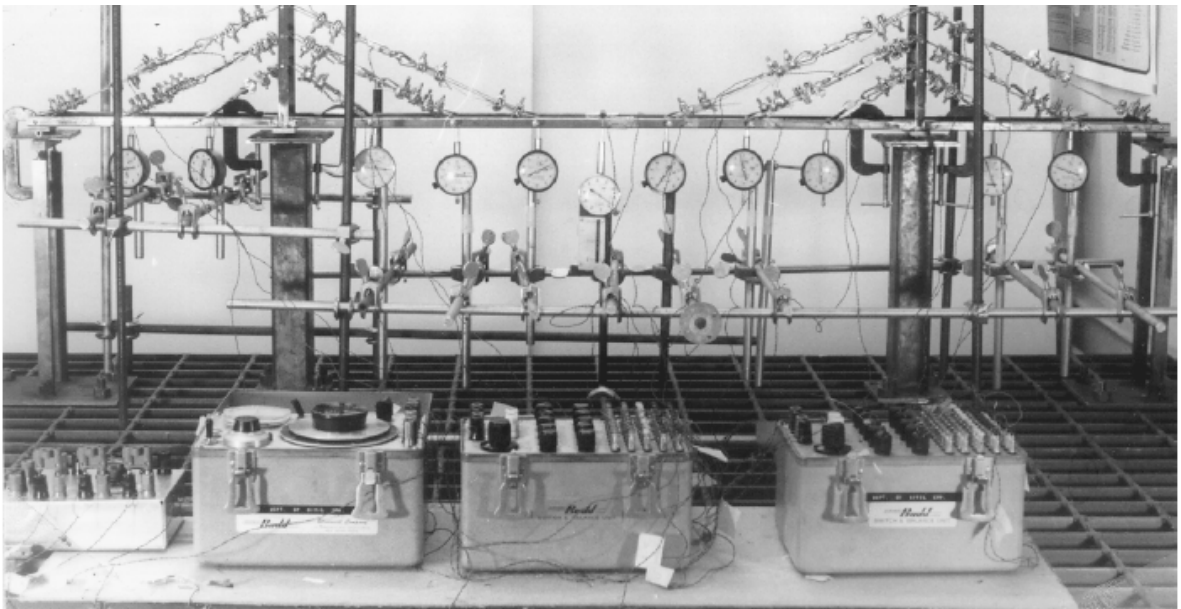


Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

6.2.3 Ensayos estáticos: cargas e instrumentación. Las principales cantidades a ser medidas son los desplazamientos a lo largo de la viga principal, esfuerzo de tensión de los cables, y esfuerzos en las fibras extremas en el centro de la viga y en otras secciones críticas. Líneas de influencia para las fuerzas de los cables, para desplazamientos de la viga, y para momentos flectores de la viga.

Para conocer la tensión en los cables, un cable fue instrumentado, con dos pequeñas galgas extensométrica y entonces fue las celdas de carga que midieron la tensión del cable. Los deformímetros midieron las deflexiones en todos los puntos del panel sobre el modelo y en el centro de la viga. (Figura 49)

Figura 49. Modelo del puente atirantado instrumentado



Structural Modeling and Experimental Techniques, H. G. Harris and G. M. Sabnis

6.2.4 Resultados del ensayo. Las características carga-desplazamiento del modelo del puente son lineales. Los resultados del ensayo consistieron en la determinación de las líneas de influencia de los cables, momentos flectores y deflexiones a lo largo de las tres luces. La exactitud de los resultados fue del 20% de los valores determinados de un ensayo de un modelo a gran escala.

7. METODOLOGIA DE MODELADO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

Dentro del objetivo general del presente trabajo, sobre la metodología para construir un modelo experimental, a escala reducida, de un puente de hormigón con pretensado extradadosado; se han realizado investigaciones, desde el estado del arte del puente hasta llegar a la propuesta de un tipo de modelado físico del puente.

La metodología de modelado para la comprensión del comportamiento estructural del puente sometido bajo los efectos de sobrecargas de servicio mediante técnicas experimentales, comprenderá las etapas descritas en la sección 3.3 referentes al proceso de modelado. Dentro del desarrollo de las diferentes etapas, tenemos:

1. Definir el alcance del modelado, identificando el tipo de modelo propuesto y las cantidades física de interés.
2. Presentar las dimensiones y características relevantes del puente prototipo.
3. Seleccionar la escala geométrica y el material más apropiado de la alternativa de modelo seleccionado.
4. Planear la etapa de fabricación, sistemas de carga e instrumentación del modelo.

El puente con pretensado extradadosado que ha sido seleccionado como la estructura prototipo para el correspondiente modelado experimental, es *el puente Odawara Blueway*, el primer puente extradadosado construido en Japón en 1994... ver capítulo 2. Cabe mencionar que no existieron suficientes alternativas en la selección del prototipo, debido principalmente a que se contaba con muy poca información sobre las dimensiones y características de los puentes extradadosados construidos hasta la fecha. Sin embargo, este gran inconveniente fue solucionado gracias a la información sobre el puente Odawara Blueway proporcionada por el

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Gustavo Chio Cho de la Universidad Politécnica de Cataluña, en su tesis doctoral “Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradadosado”.

7.1 ALCANCE DEL MODELO

El modelado estructural que se propone realizar para el prototipo seleccionado es el modelado elástico. La razón principal radica en el hecho de que es el tipo de modelado estructural más sencillo y práctico para un laboratorio que apenas está surgiendo, como es el caso del actual laboratorio estructural de Ingeniería civil de la Universidad Industrial de Santander. Por tanto, tipos de modelos más complejos como los modelos de resistencia última, requieren una gran inversión y tiempo para ser desarrollados satisfactoriamente, ya que su finalidad consiste en conocer su comportamiento inelástico llevado hasta la falla. Además, las tareas de selección de materiales apropiados, así como la instrumentación adecuada son más tediosas en este modelado debido a que existe un mayor número de principios de similitud que deben ser satisfechos.

Como ya se menciona en capítulos anteriores, el modelado elástico puede ser directo o indirecto y sometido bajo cargas estáticas o bajo cargas dinámicas. Los modelos directos no son viables para el rango elástico a menos que fueran sometidos bajo cargas dinámicas, esto es porque si se utiliza un modelo directo el cual representa la geometría completa de un prototipo para someterlo a efectos de cargas estáticas, se estaría realizando un proceso de modelado ineficiente ya que se estaría invirtiendo mayor cantidad de recursos en un sistema que bien puede ser realizado mediante forma indirecta a menor costo y con exactitud similar. De la misma manera, el laboratorio estructural de la escuela no cuenta con equipos para simular cargas dinámicas como mesas vibratorias o túneles de viento. Todas estas razones permitieron definir el proceso experimental a desarrollar para el puente extradadosado como un *modelado elástico indirecto sometido a cargas estáticas*.

Las cantidades físicas de interés son las mostradas en la [Tabla 10](#).

Tabla 10. Cantidades físicas de interés para el modelo

Símbolos	Cantidades físicas	Dimensiones
		F, L y T
k_f	Rigidez a flexión del tablero, $E_c I$	FL^2
k_a	Rigidez axial del cable, $E_s I$	F
l	Dimensión lineal	L
δ	Desplazamiento	L
A	Área del cable	L^2
I	Momento de inercia	L^4
E	Modulo de elasticidad	FL^{-2}
P	Fuerzas concentradas	F

Autores

Tenemos 8 cantidades físicas y 2 dimensiones, por lo tanto:

$$i = n - k = 8 - 2 = 6 \text{ Términos } \Pi$$

Los cuales son:

$$\Pi_1 = \frac{k_f}{E_c l^4}, \quad \Pi_2 = \frac{k_a}{E_s l^2}, \quad \Pi_3 = \frac{\delta}{l}, \quad \Pi_4 = \frac{A}{l^2}, \quad \Pi_5 = \frac{I}{l^4}, \quad \Pi_6 = \frac{P}{E_c l^2}$$

Y las escalas para estos términos adimensionales

$$S_{k_f} = S_{E_c} S_l^4, \quad S_{k_a} = S_{E_s} S_l^2, \quad S_{\delta} = S_l, \quad S_A = S_l^2, \quad S_I = S_l^4, \quad S_P = S_{E_c} S_l^2$$

7.2 DIMENSIONES Y CARACTERISTICAS DEL PROTOTIPO

El puente Odawara Blueway es un puente vehicular simétrico de tres vanos. La luz central mide 122 metros y las luces laterales 74 metros. El alzado longitudinal del puente, el alzado transversal de las torres y las secciones transversales pueden observarse en los esquemas del [ANEXO A](#).

Los cables extradados del puente Odawara Blueway anclan las torres al tablero mediante un sistema de suspensión lateral en forma de abanico. El primer tirante está anclado a 25,5 metros medidos desde el eje de la torre. Los 7 tirantes restantes se anclan cada 3.75 metros sobre el tablero. Cada uno de los tirantes pasa a través de la cima o corona de la torre mediante el uso de una silla de anclaje. Dichas torres tienen una altura de 10.7 metros desde el nivel superior del tablero y las pilas 23 m. desde el nivel inferior del tablero hasta la cimentación. La cimentación con las pilas se unen de forma monolítica así mismo como la unión entre la pila, la torre y el tablero.

El sistema continuo pila-torre consiste en dos elementos tipo columnas cuyas secciones son en forma de hexágonos irregulares, los cuales varían las dimensiones desde la base hasta la cima. Las dimensiones principales en la base son de 4.5 m x 3.9 m y las de la cima o corona son de 2.31 m x 2.00 m.

El tablero tiene un ancho de 13 metros, con calzada de 10.7 metros. Está conformado por una sección transversal tipo cajón bicelular... ver [ANEXO A](#). La altura de la sección en el apoyo es de 3.5 metros y disminuye parabólicamente hasta el valor de 2.2 metros en el punto de anclaje del primer cable. La sección permanece constante en el tramo central comprendido entre los puntos de anclaje del primer cable así como también en las luces laterales. Se ha considerado un peso específico del concreto de 24 KN/m³ y un módulo de deformación de

$3900(f'c)^{0.5}$ MPa. La máxima tensión permisible en el hormigón es de $0.55f'c$ y la máxima tensión de tracción es de 10 kg/cm².

Cada tirante está conformado por 19 torones cada uno de 0.6" (15.24 mm.) de diámetro. El pretensado es al 45% de la resistencia última a tensión $f_{pu} = 270000$ psi (1890 MPa), la resistencia a fluencia es $f_y = 240000$ psi (1680 MPa) y el modulo de elasticidad es de 200000 MPa.

7.3 EL MODELO

Por razones prácticas, las siguientes modificaciones fueron necesarias en el modelo:

- La deformada definitiva bajo el estado de carga permanente (peso propio + Carga permanente) será nula y los tirantes estarán tensionados al máximo valor posible sin que se sobrepase el valor admisible durante la etapa de servicio.
- La sección transversal de las torres del prototipo no fue reproducida. Sin embargo, la rigidez a flexión EI en la dirección longitudinal del puente fue correctamente escalada.
- No se representara la unión fundación, pila y superestructura debido a que los estudios experimentales para lograrlo, requieren de modelos a gran escala.
- No se simuló la carga muerta de los cables, pero si su rigidez axial.
- Las dimensiones de los anclajes de los cables, y las conexiones en las diferentes partes del modelo fueron significativamente diferentes de las del prototipo.

7.3.1 Materiales.

- El modulo de elasticidad para la madera Balsa fue obtenido de la ecuación descrita en la sección 5.1.2, la cual está en función de la gravedad específica

$$E = 5170 \left(\frac{0.32}{0.17} \right)^{1.55} = 13781 \text{ MPa}$$

Este modulo de elasticidad presenta un error del 13%, por lo cual, se recomienda calcularlo de la ecuación de flexión. Cuando se coloca una carga concentrada en el centro de la viga y se mide la deflexión bajo la carga, la ecuación que aplica es:

$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI}$$

Para encontrar el modulo de elasticidad E de una sección rectangular con ancho B y altura H , se grafica δ vs. Pl^3 , se mide la pendiente de la recta, y se iguala a $4/EBH^3$.

- Se utilizará nylon comercial de 0.45 mm de diámetro con un modulo de elasticidad de 5000 MPa para simular los cables.

7.4 REQUERIMIENTOS DE SIMILITUD

Las siguientes consideraciones se hicieron para el diseño del modelo:

- Correcta reproducción de las características de la estructura con respecto a los objetivos establecidos del modelo;

- Limitaciones impuestas por la disponibilidad de materiales adecuados, personal calificado, laboratorio, y la capacidad de los equipos de ensayo, etc.;
- Recursos limitados para el proyecto.

En concordancia con las consideraciones anteriores, se seleccionó un factor de escala de longitud $S_l = 100$.

El material de un modelo elástico para una estructura prototipo sólo necesitan cumplir los requisitos que no se debe cargar más allá del rango lineal y que debe tener el coeficiente de Poisson igual al material del prototipo, aunque este último requisito se puede despreciar en una estructura unidimensional.

La elección de los materiales en la sección 7.3.1 establece inmediatamente el factor de escala S_E .

Serán usadas láminas de balsa comercialmente disponibles para la superestructura y las torres del modelo del puente, de esta forma

$$S_{E_1} = \frac{E_p}{E_m} = \frac{25275MPa}{13781MPa} = 1.82$$

Y para los cables se utilizará nylon

$$S_{E_2} = \frac{200000MPa}{5000MPa} = 40$$

Ahora determinamos las cantidades físicas que nos interesan del prototipo (p) en función de las del modelo (m)

$$(k_{flexion})_p = (k_{flexion})_m S_{E_1} S_l^4 = 1.82 * 10^8 (k_{flexion})_m$$

$$(k_{axial\ cable})_p = (k_{axial\ cable})_m S_{E_2} S_l^2 = 4 * 10^5 (k_{axial\ cable})_m$$

$$(\delta)_p = (\delta)_m S_l = 100(\delta)_m$$

$$(A_{trans.\ cable})_p = (A_{trans.\ cable})_m S_l^2 = 1 * 10^4 (A_{trans.\ cable})_m$$

$$(I)_p = (I)_m S_l^4 = 1 * 10^8 (I)_m$$

$$(P)_p = (P)_m S_{E_1} S_l^2 = 1.82 * 10^4 (P)_m$$

7.5 PLAN DE FABRICACION, SISTEMA PARA APLICACION DE CARGAS E INSTRUMENTACION

Como ya se mencionó en el capítulo 5, los modelos elásticos hechos en madera de balsa son muy fáciles de construir. Esto se debe a que su corte, moldeado y pegado requiere principalmente equipos y herramientas que se pueden encontrar en cualquier taller de carpintería.

En primera medida se recomienda que la fabricación del modelo del puente, deba ser llevada en el Taller de Diseño Industrial ubicado dentro del campus de la Universidad Industrial de Santander, ver [Figura 50](#). Este taller cuenta con equipos y herramientas apropiadas para las técnicas de medición, cortado, moldeado y pegado de madera balsa.

Los instrumentos necesarios para las mediciones son reglas, calibradores pie de rey (ver [Figura 51.a](#)) y lápices de marcado. El corte de los elementos puede realizarse usando Herramienta menor como bisturís, seguetas, formoles (ver

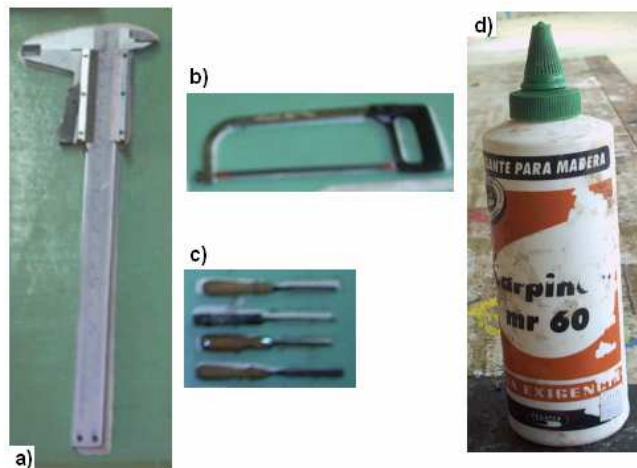
Figura 51.b y Figura 51.c) o también mediante la cortadora de cinta Mini-Max-S45N que se muestra en la Figura 52.

Figura 50. Taller de Diseño Industrial, Universidad Industrial de Santander



Autores

Figura 51. Herramientas menores. a) Calibrador pie de rey. b) Segueta. c) Formoles. d) Pegante para madera



Autores

Figura 52. Cortadora de Cinta

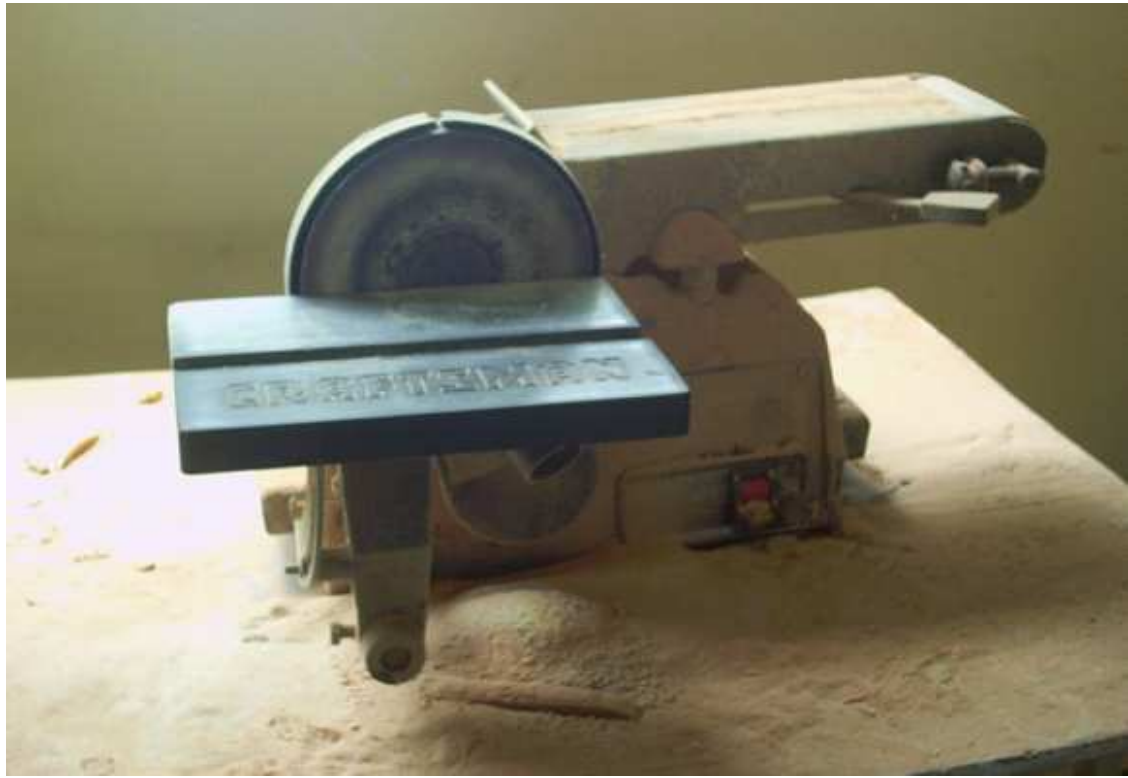


Autores

Los acabados y ajustes de las superficies y bordes de los elementos cortados se realizarán mediante el empleo de la lijadora eléctrica, ver [Figura 53](#). Una vez los elementos posean las dimensiones correctas de los planos del modelo, estos deberán ser ensamblados usando pegante para madera, ver [Figura 51.d](#).

7.5.1 Proceso constructivo. El proceso constructivo del modelo elástico del puente extradadosado se puede observar detalladamente en el [ANEXO B](#). En este se presentan los materiales e instrucciones necesarias para la correcta fabricación del modelo. El costo detallado de los materiales y el costo total de los materiales para la realización de un modelo es mostrado en la [Tabla 11](#). Cabe aclarar que el costo de equipos y mano de obra debe ser estimado por el fabricante.

Figura 53. Lijadora eléctrica



Autores

Tabla 11. Precios de los materiales del modelo

DESCRIPCION	UND	CANT.	PRECIO UNIT	VALOR TOTAL
MATERIALES				
Lamina Madera Balsa 20x125x910 mm	un	3	\$ 7077	\$ 21.230
Lamina Madera Balsa 30x125x910 mm	un	2	\$ 10615	\$ 21.230
Nylon D=0.45 mm	m	28,24	\$ 30	\$ 847,2
SUBTOTAL MATERIALES				\$ 43.474,2

Autores

7.5.2 Sistema de aplicación de cargas. El sistema de aplicación de cargas durante los ensayos consistirá en pesos muertos adicionales que serán colocados al modelo construido. Estos ensayos deben ser realizados en el laboratorio de estructuras de la escuela de ingeniería civil de la Universidad Industrial de

Santander, por tanto una vez construido el modelo en el taller de diseño industrial este deberá ser transportado con los cuidados necesarios hasta dicho sitio.

Se recomienda que los pesos muertos aplicados como sobrecarga para obtener las líneas de influencia sean pesas estándares de laboratorios, ver [Figura 54](#). Sin embargo, se deja a consideración del encargado del ensayo, la selección de los pesos a usar para representar las cargas, ya sean discretas o uniformemente distribuidas, siempre y cuando no se supere el rango elástico lineal de la madera balsa utilizada... ver sección 7.3.

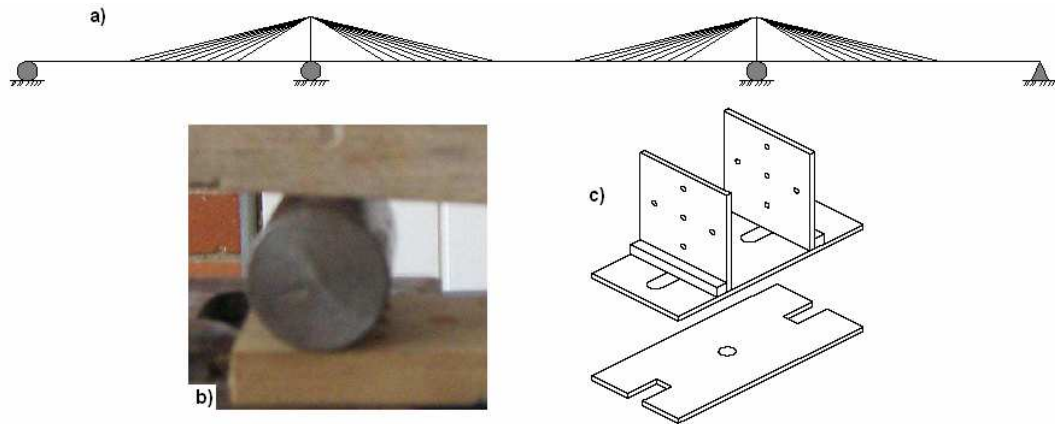
Figura 54. Juego de pesas para laboratorios



<http://pinzuar.net/>

El sistema que soportara la estructura del modelo del puente se deja a criterio del personal a cargo de la elaboración del ensayo. En la [Figura 55.a](#) se muestra la idealización del sistema de soporte del modelo conformado por 1 apoyo articulado en un extremo (de 2^{do} grado) y los demás como apoyos libres (de 1^{er} grado). En las [Figura 55.b](#) y [Figura 55.c](#) se observan posibles alternativas de apoyos de primer grado y de segundo grado respectivamente. Estos son muy utilizados en los ensayos desarrollados en el laboratorio de estructuras.

Figura 55. Sistema de soporte para el modelo. a) Idealización de apoyos. b) Apoyo de 1er grado. c) Apoyo 2do grado



Autores

7.5.3 Instrumentación. Es recomendable que la instrumentación necesaria para obtener los resultados del ensayo del modelo consista en: galgas extensométricas para la medición de las deformaciones unitarias a flexión, celdas de carga en los apoyos para la medición de las reacciones y deformímetros mecánicos para la medición de los desplazamientos (deflexiones)... ver sección 5.3. Sin embargo, el laboratorio de estructuras actual solo cuenta con deformímetros mecánicos (ver [Figura 56](#)). Por tanto, dicha limitación solo permite realizar mediciones de las deflexiones de algunos puntos especiales, como en el centro de la luz principal, o los puntos de anclaje de los cables al tablero y así poder determinar su línea de influencia. En el [ANEXO C](#) Se mostrara diferentes alternativas de ensayo con la respectiva instrumentación.

Figura 56. Deformímetro mecánico



Autores

8. CONCLUSIONES

- ✓ Se presentó una metodología para la construcción de un modelo experimental a escala reducida de un puente de hormigón con pretensado extradadosado, teniendo en cuenta su aplicabilidad, la teoría de modelado y las técnicas disponibles para su fabricación e instrumentación.
- ✓ Se logró establecer el concepto estructural de los puentes de hormigón con pretensado extradadosado así como su importancia, sus ventajas y desventajas con respecto a otros tipos existentes. Además, se presentó las características estructurales principales tales como: trayectoria de cargas, configuraciones morfológicas, elementos constituyentes, materiales empleados, parámetros de diseño y aspectos constructivos.
- ✓ A partir de la información obtenida por diferentes investigadores sobre el puente con pretensado extradadosado, se puede afirmar que es una muy buena alternativa a ser considerada para salvar luces comprendidas entre los 100 y 200 metros en carreteras principales de la red vial nacional. Sin embargo, el conocimiento de los procesos de análisis, diseño y construcción de estos puentes son bastante escasos dentro del territorio Colombiano, por lo cual todavía hay mucho que investigar al respecto.
- ✓ Las técnicas experimentales de modelado estructural facilitan o permiten verificar los procesos de análisis y diseño de estructuras de puentes con tipologías complejas, como es el caso del puente de hormigón con pretensado extradadosado, siendo un complemento al modelo matemático cuando este no es fácil, o si las condiciones del entorno son altamente variables.

- ✓ El modelado físico a escala reducida de un puente es un proceso que debe ser desarrollado cuidadosamente en función del tiempo y de los costos, mediante las etapas de planeación, dirección de los ensayos y obtención e interpretación de los resultados, las cuales se deben realizar dentro de un ciclo de mejoramiento continuo, con el fin de desarrollar un modelo lo más confiable posible.

- ✓ El proceso de modelado, se desarrolló teniendo en cuenta las relaciones entre modelo y prototipo estructural, mediante los principios de similitud que fueron obtenidos a partir de un análisis dimensional. El análisis dimensional, permitió agrupar las cantidades para una estructura prototipo y para un modelo a escala reducida, con una función idéntica de forma general y lo más reducida posible.

- ✓ La experimentación sobre un modelo elástico indirecto constituye una herramienta de aprendizaje, ya que involucra a los estudiantes en temas de investigación del área de estructuras que pueden ser de gran utilidad para su futuro desempeño en la etapa profesional.

BIBLIOGRAFÍA

BAIRD, D. C. "Experimentación: Una introducción a la teoría de mediciones y al diseño de experimentos." 2nd ed MEXICO: PRENTICE-HALL, C1991

BUCKINGHAM, E. "On physically similar systems: Illustrations of the use of dimensional equations." *Physical Review*, 4:345-376. 1942

CASIMELLO, P. "En Memoria de Heinz Hossdorf." *Informes de la Construcción*. Vol. 58, 502,63-81, abril-junio 2006

CERVERA, B. J. "Calculo de estructuras y Resistencia de materiales: Origen y desarrollo histórico de los conceptos utilizados."1982

CHIO CHO, Gustavo; APARICIO BENGOCHEA, Ángel C. "El Puente con Pretensado Extradosado. Un Nuevo Tipo Estructural". Artículo de revista, *UIS ingenierías*, Volumen 1 No. 1, págs. 67-73, Mayo 2002; Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas, UIS.

CHIO CHO, Gustavo. "Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradosado". Tesis doctoral bajo la dirección de: Ángel C. Aparicio Bengoechea. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, 2000.

HARRIS, HARRY G. and SABNIS, GAJANAN M. "Structural Modeling and Experimental Techniques." -- 2nd ed. BOCA RATON, FL.: CRC PRESS, C1999

HILBERT, S. JR. "Theories of Engineering Experimentation." 2nd ed. McGraw-Hill

ISHII, Marcio. "Sistemas estruturais de pontes extradorso". Dissertação (Mestrado) – Escola Politecnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo 2006.

KASUGA, Akio. "Construction of extradosed bridges in Japan". Seminar on Design & Construction PC Cable Stayed Bridges. PWD Malaysia/JICA. Kuala Lumpur, August 2002.

KASUGA, Akio. "Extradosed bridges in Japan". Structural Concrete – 2006 – 7 – N°3. p. 91-103.

KOMIYA, M. "Characteristics and Design of PC Bridges with Large Eccentric Cables (PC Extradosed Bridge). 1999. Extradosed Bridge Technology in Japan and the New Pearl Harbor Memorial Bridge.

MATHIVAT, Jacques. "Recent developments in prestressed concrete bridges". FIP notes, 1988/2, pp 15-21. Federation International de la Précontrainte, London, 1988.

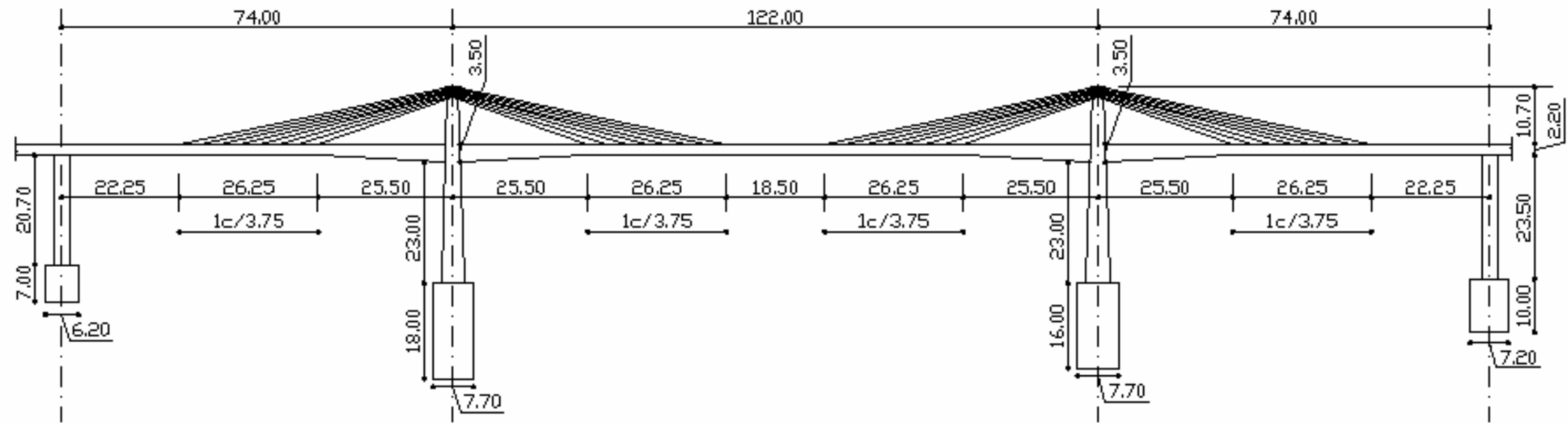
TROITSKY, M.S. "Conceptual Bridge Design." Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan, Boca Raton: CRC Press, 2000

VIRLOGEUX, Michel. "Recent evolution of cable-stayed bridges". Engineering Structures 21 (1999), p. 737-755.

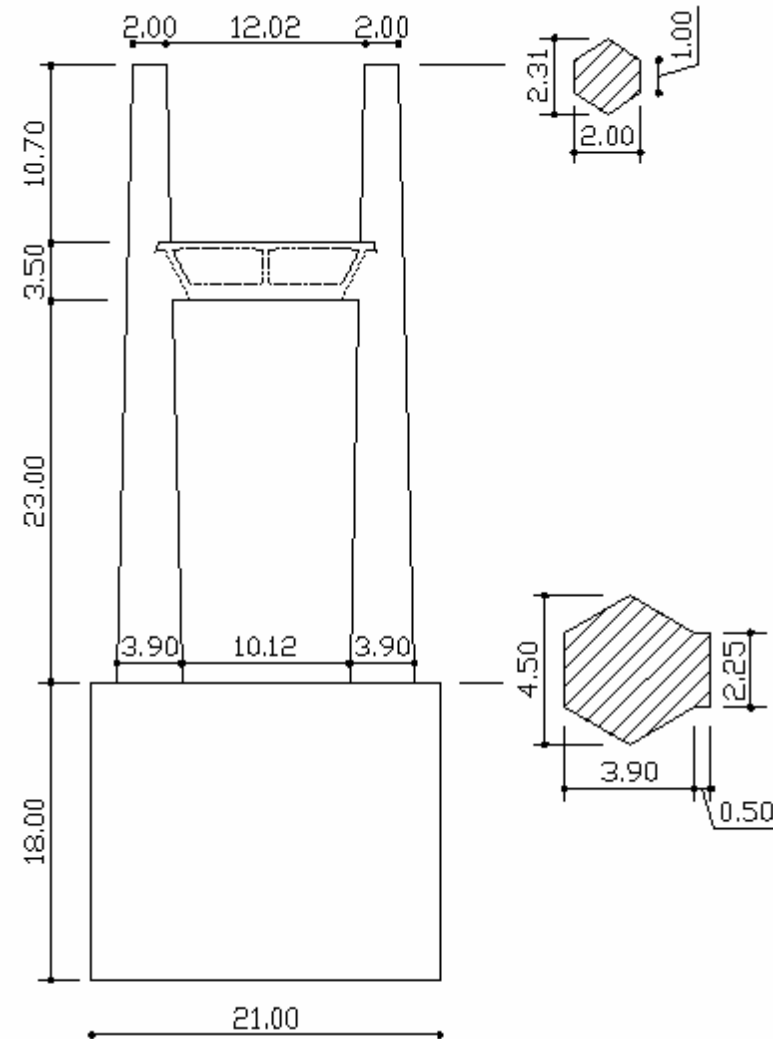
ANEXO A

ESQUEMA GENERAL DEL PUENTE ODAWARA BLUEWAY

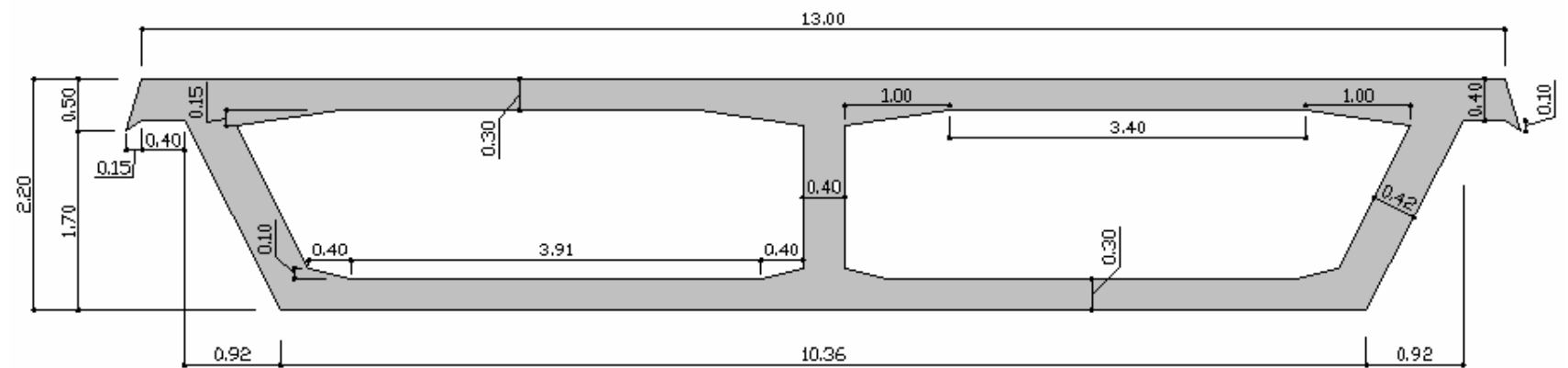
ALZADO LONGITUDINAL DEL PUENTE



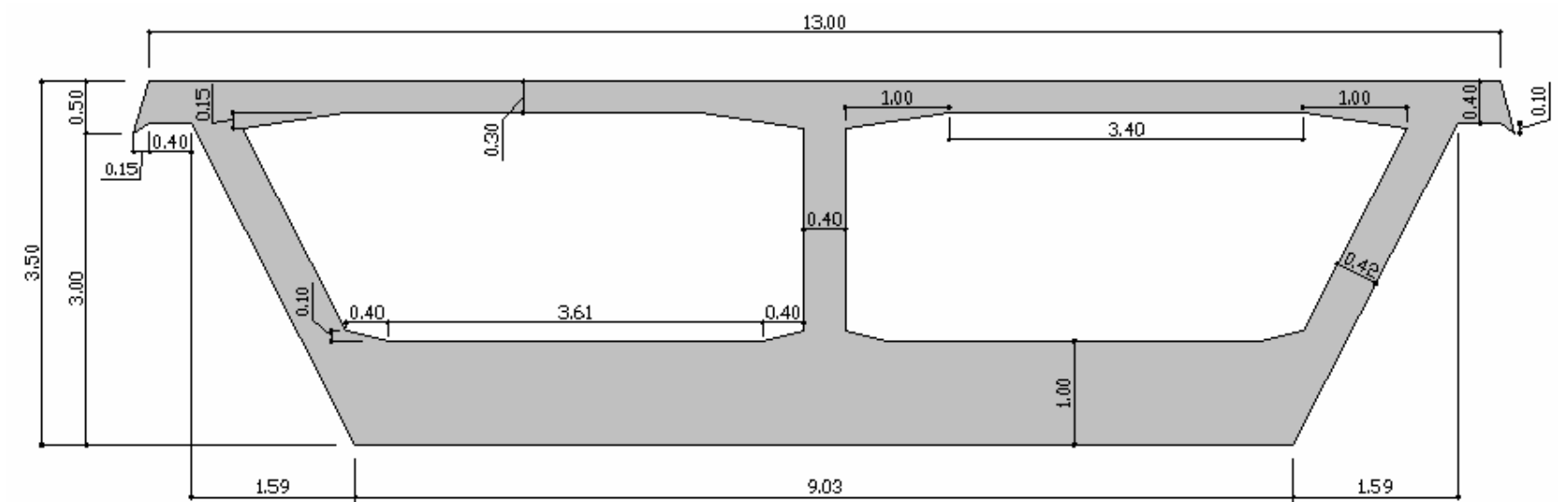
ALZADO TRANSVERSAL DE LA PILA - TORRE



SECCIÓN TRANSVERSAL TABLERO - CENTRO DE LUZ



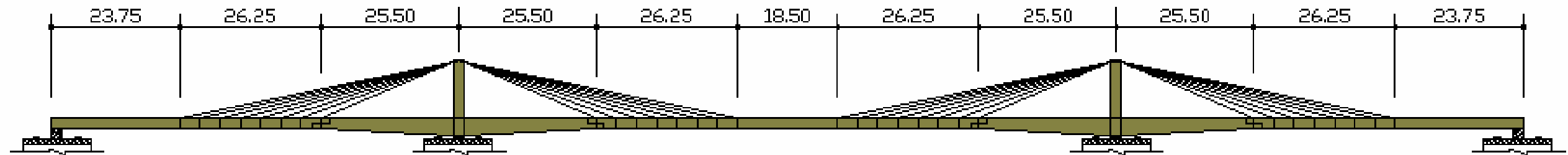
SECCIÓN TRANSVERSAL TABLERO - APOYOS



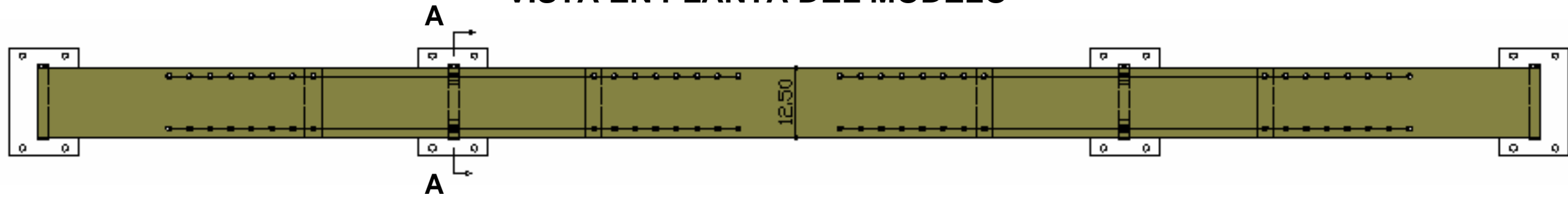
ANEXO B

FABRICACION DE UN MODELO DEL PUENTE ODAWARA BLUEWAY

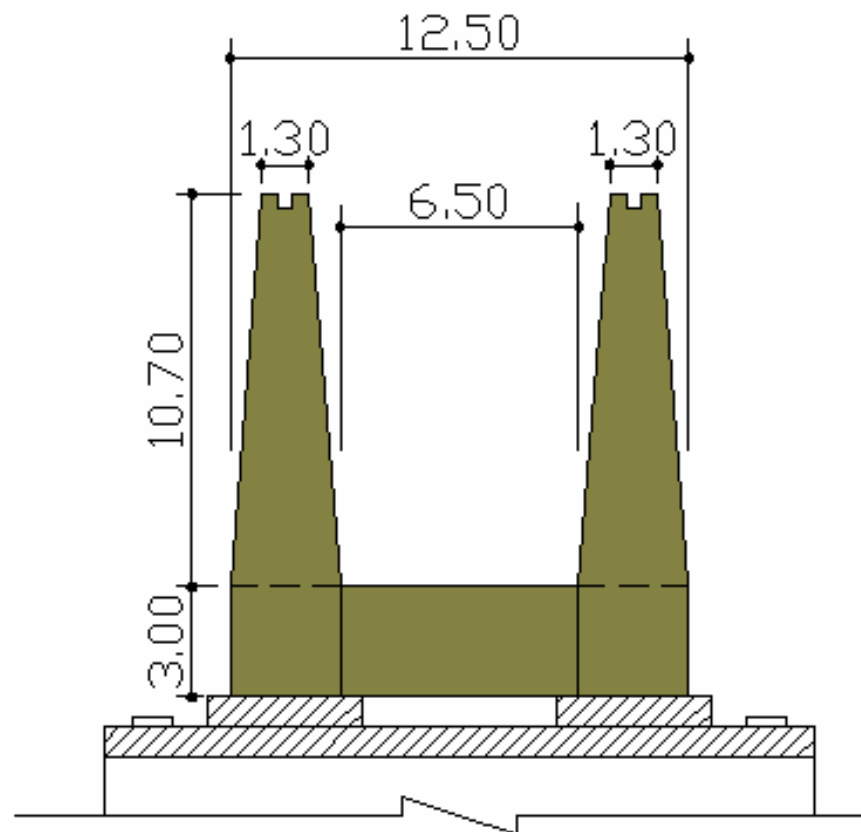
VISTA LONGITUDINAL DEL MODELO



VISTA EN PLANTA DEL MODELO



CORTE A - A TABLERO - TORRE



MATERIALES

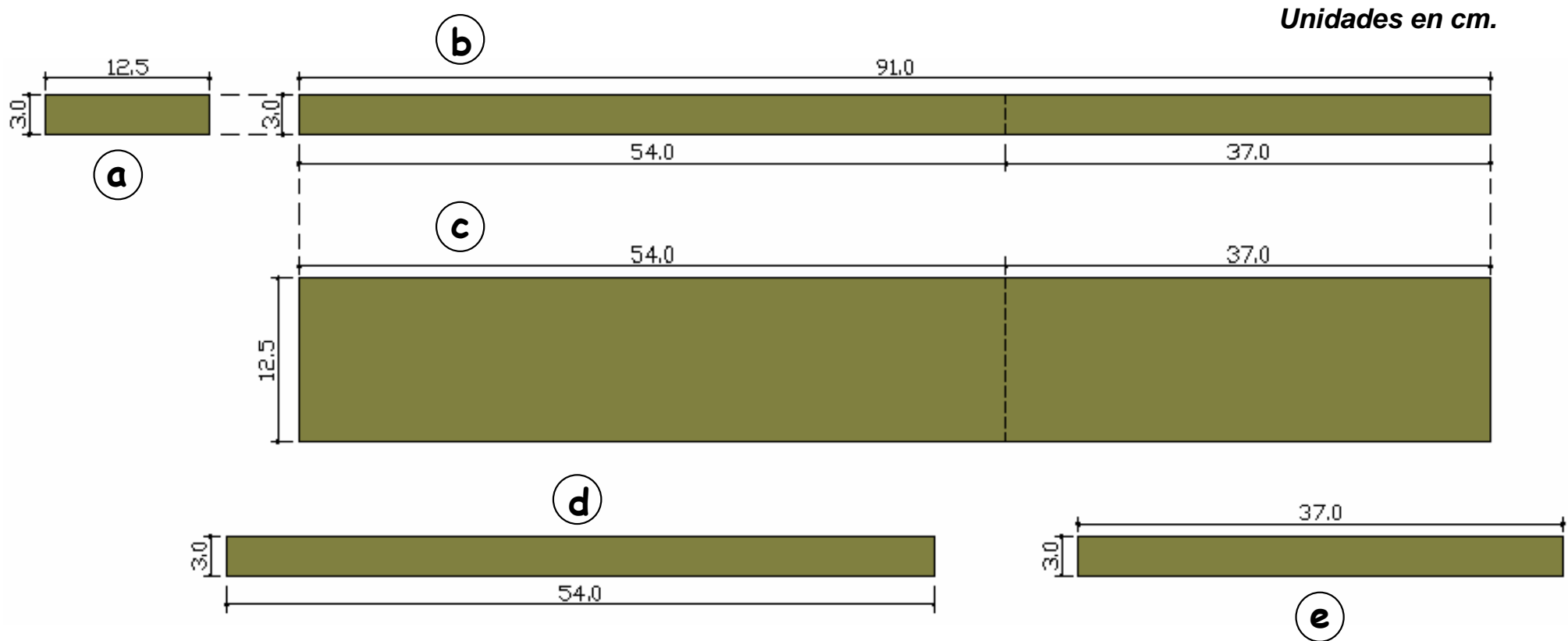
DESCRIPCION	UND	CANT.
Lamina Madera Balsa 20x125x910 mm	un	3
Lamina Madera Balsa 30x125x910 mm	un	2
Nylon D=0.45 mm	m	28,24

PASO 1

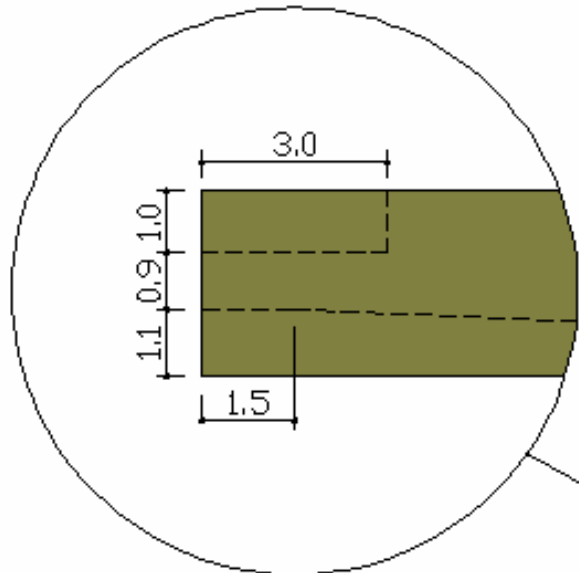
Para hacer el tablero en el tramo de los apoyos, se toman los dos elementos de madera balsa de 30x125x910 mm. y a cada uno se mide un tramo de 54 cm. de largo como se muestra en el esquema. Una vez es marcado la línea de corte, se procede a cortar ambos elementos.

a, b y c = son las vistas del elemento 30x125x910 mm.

d y e = son las piezas cortadas.



PASO 2



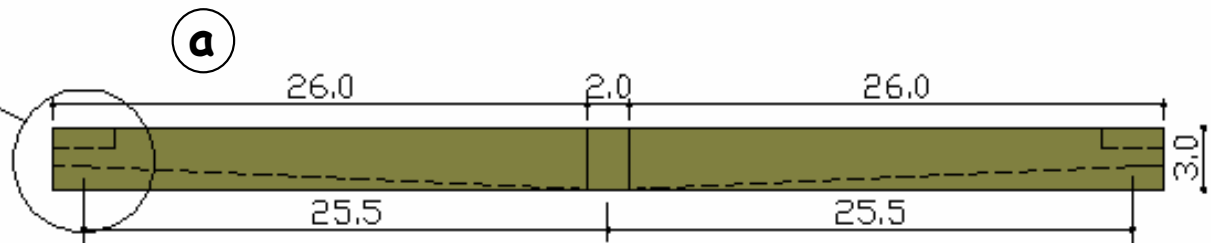
Detalle

a = Vista en Perfil.

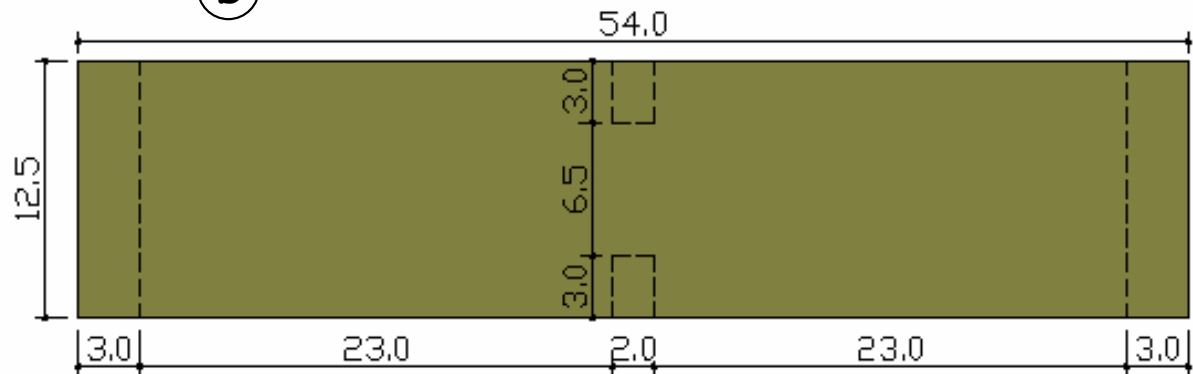
b = Vista en Planta.

Las dos piezas de balsa de dimensiones 3x12.5x54 cm. que fueron cortadas en el paso anterior, se les marcan las dimensiones mostradas en el esquema de abajo.

Unidades en cm.



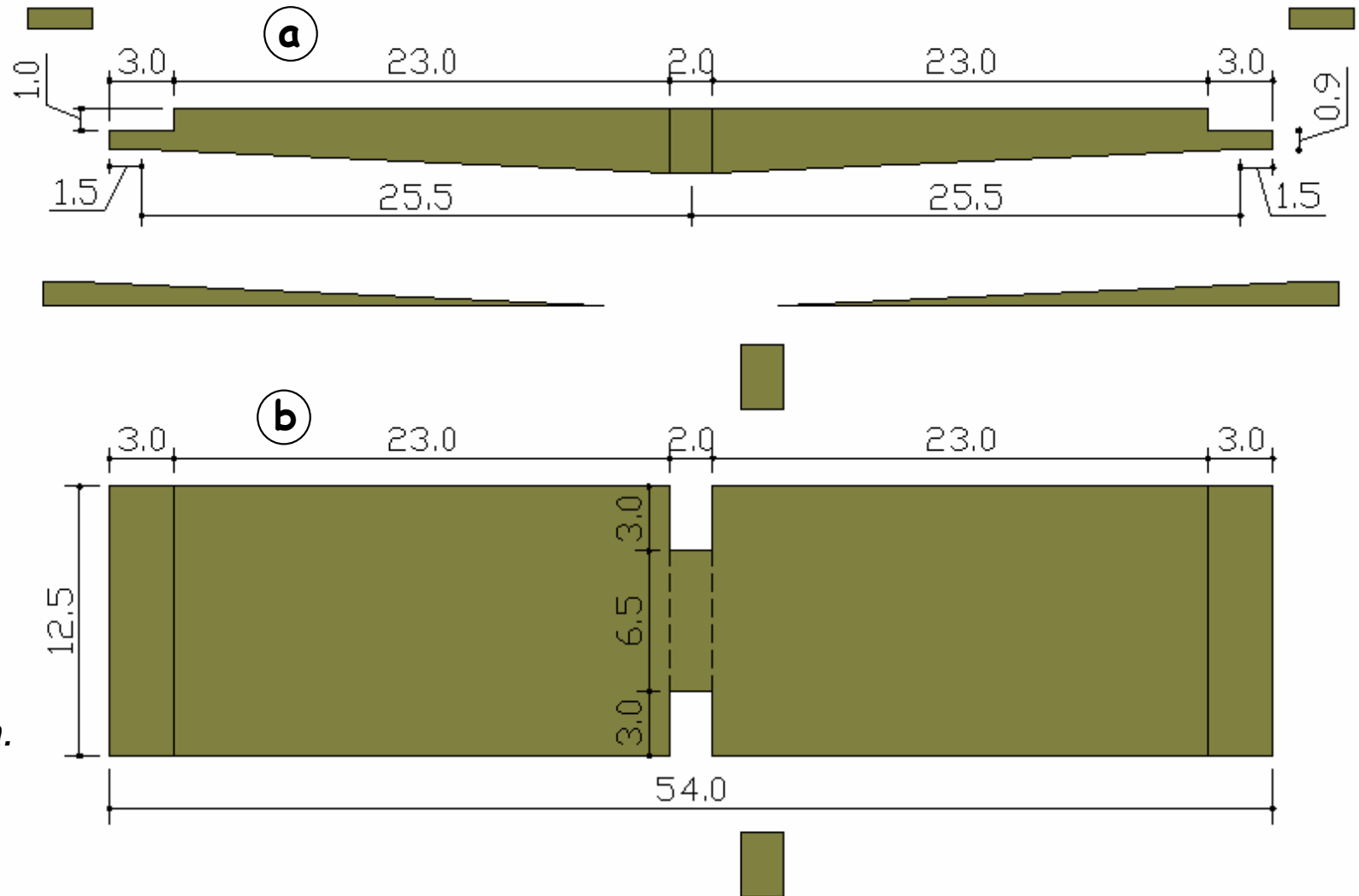
(a)



(b)

PASO 3

Las dos piezas de balsa de dimensiones 3x12.5x54 cm. que se les marco las dimensiones de cortes, se cortan con gran cuidado, controlando que las dimensiones sean las correctas. Las superficies y bordes deben lijarse.

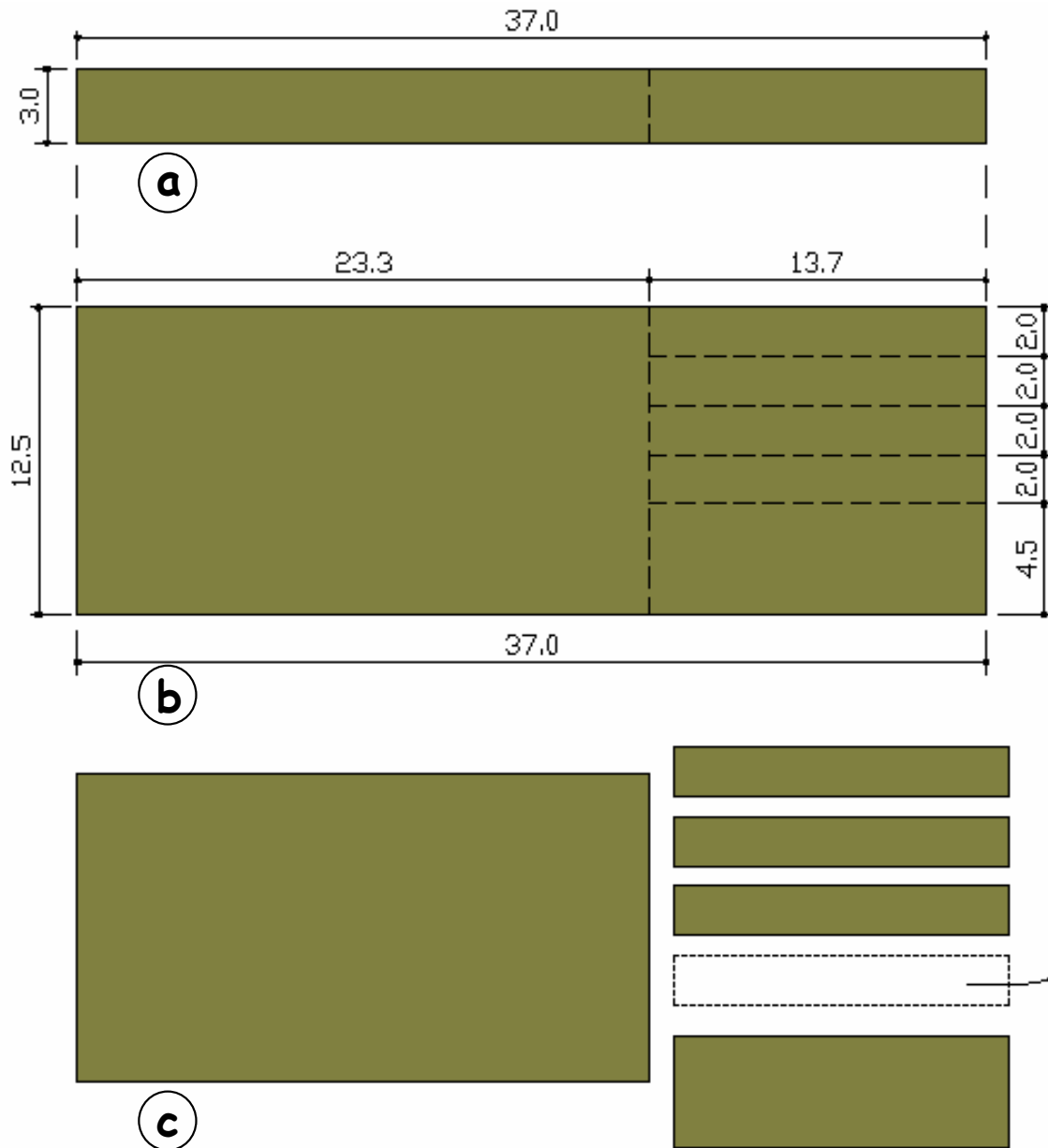


a = Vista en Perfil.

b = Vista en Planta.

Unidades en cm.

PASO 4



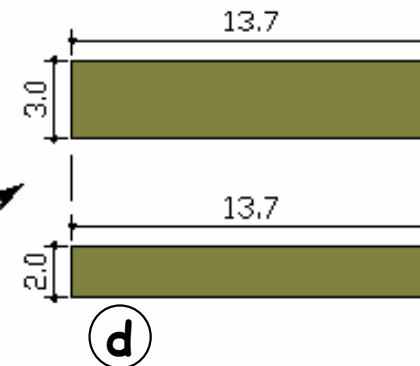
Se toma una pieza de dimensiones 3x12.5x37 cm. que fue cortada en el paso 1, esta se marca como se muestra en a y b, luego se corta y se toma cada uno de los 4 pedazos de dimensiones 3x2x13.7 cm. para hacer las torres del modelo del puente.

a = Vista en Perfil.

b = Vista en Planta.

c = Corte de la pieza

d = Vista pieza 3x2x13.7 cm.



Unidades en cm.

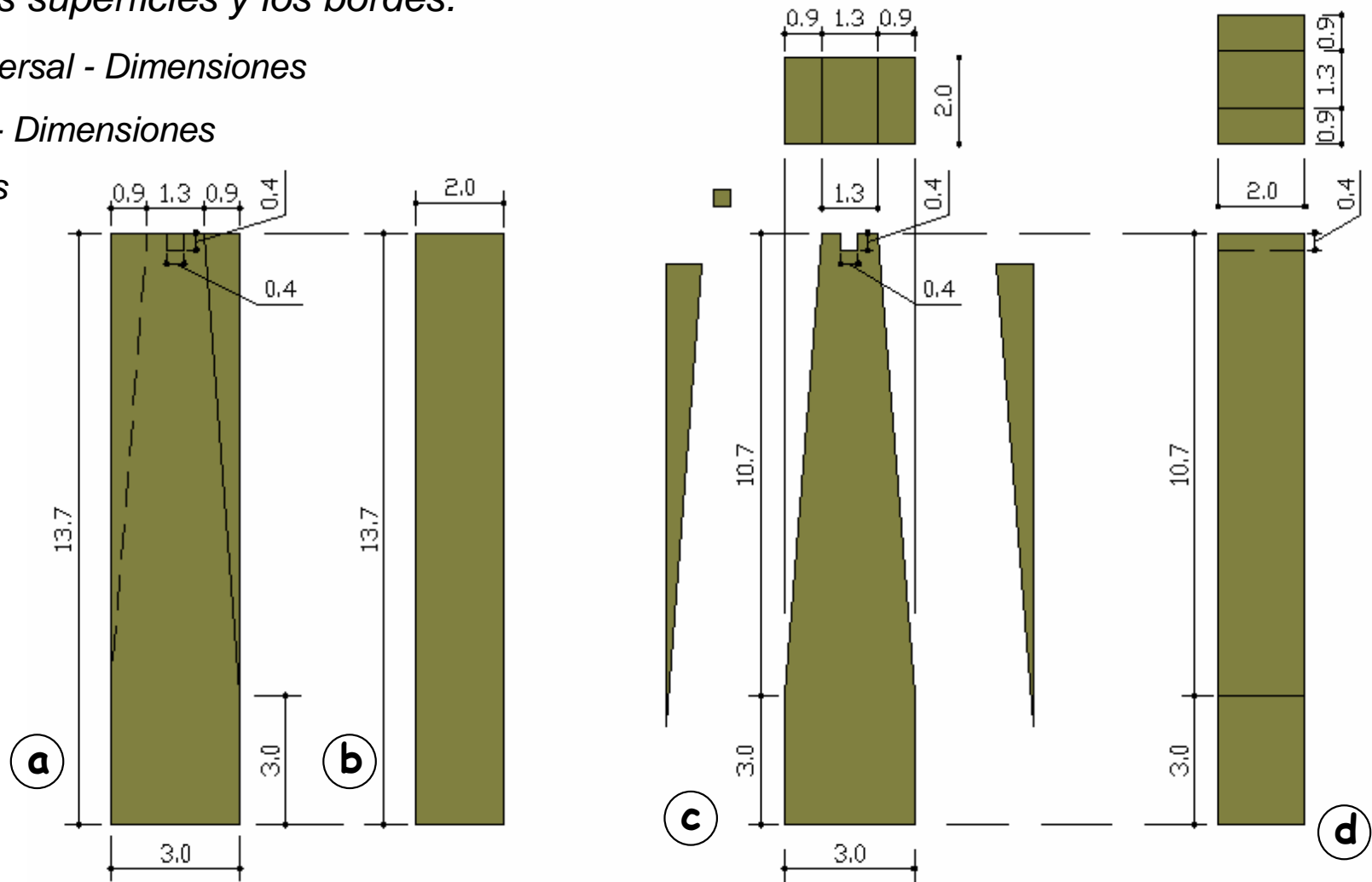
PASO 5

Para el moldeado de las torres es necesario que a los 4 pedazos (3x2x13.7 cm.) cortados en el paso anterior se les tome las medidas que se muestran en el esquema y se marquen. Luego, se cortan cuidando que las dimensiones sean las correctas. Una vez cortadas es necesario lijar las superficies y los bordes.

a = Vista en transversal - Dimensiones

b = Vista en Perfil - Dimensiones

c y d = Corte de las torres



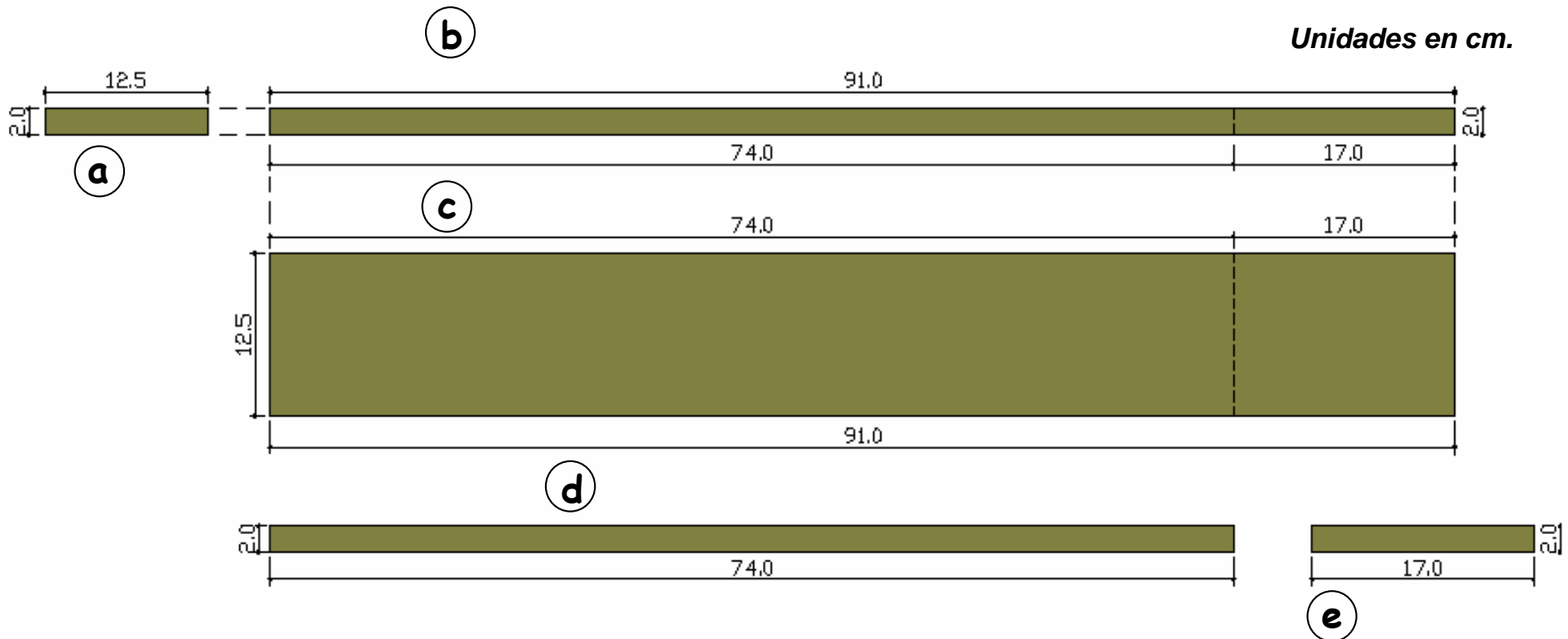
Unidades en cm.

PASO 6

El dimensionamiento del tramo central del tablero se realiza con un elemento de madera de 20x125x910 mm. Debe medirse una longitud de 74 cm., marcarse la línea de corte y posteriormente cortarlo.

a, b y c = son las vistas del elemento 20x125x910 mm.

d y e = son las piezas cortadas.



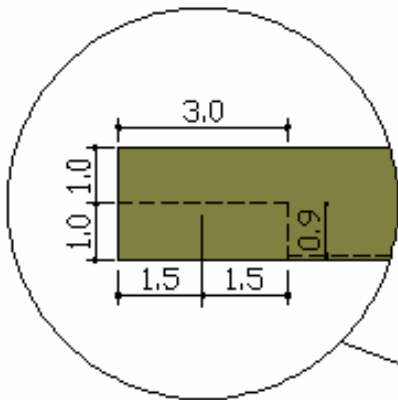
PASO 7

La pieza de 2x12.5x74 cm. cortada en el paso anterior, debe ser dimensionada como se muestra en el esquema, medirla y cortarla con la mayor precisión posible. Deben lijarse las superficies y bordes.

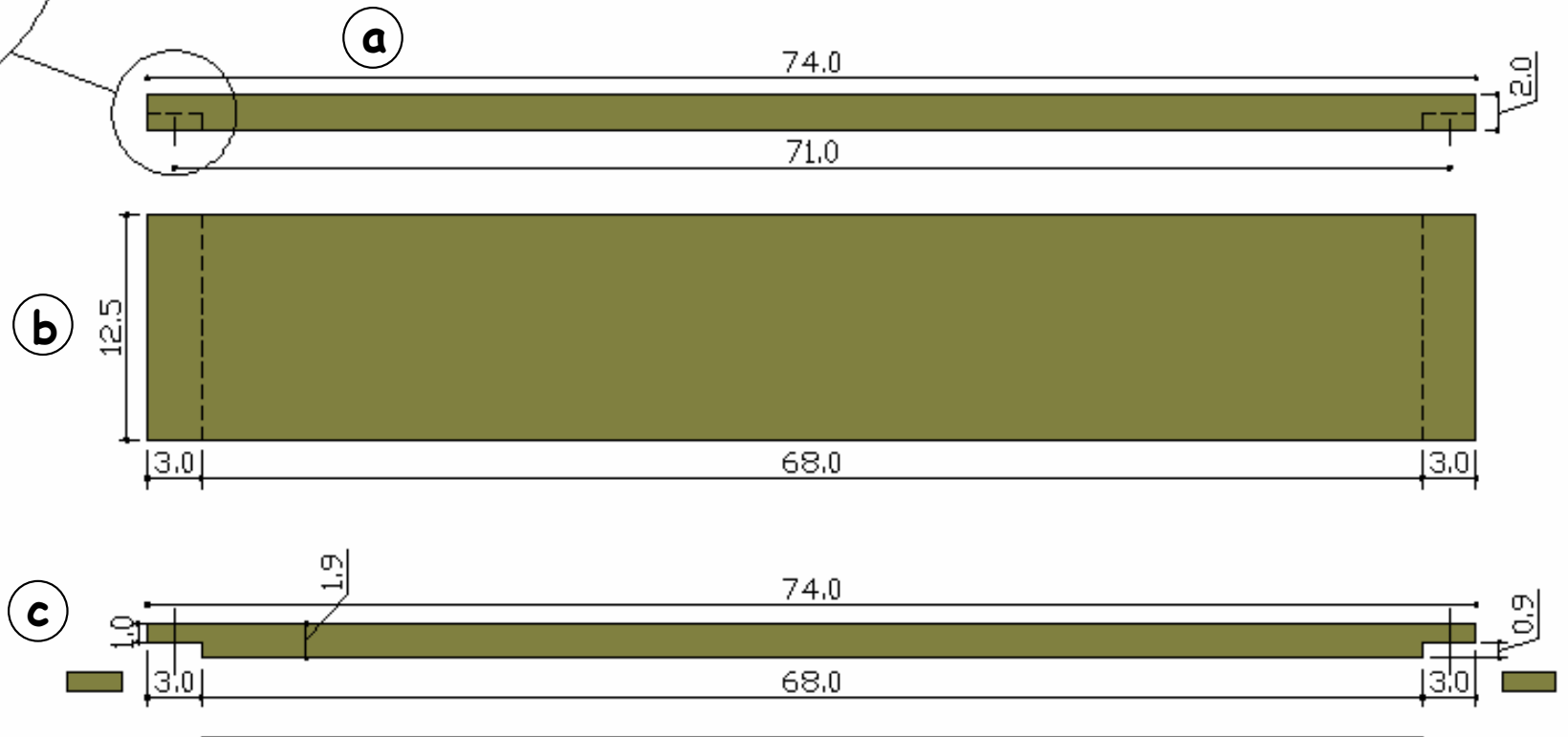
a = Vista en Perfil.

b = Vista en Planta.

c = Corte de la pieza.



Detalle



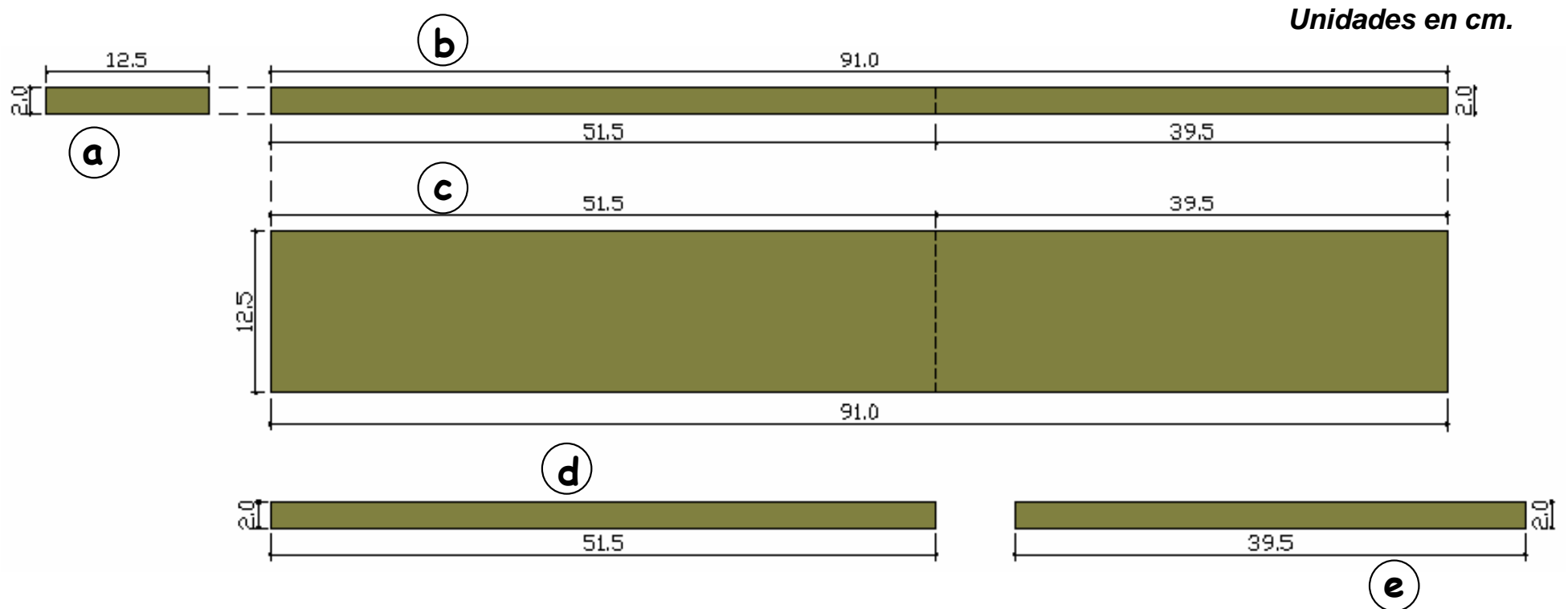
Unidades en cm.

PASO 8

El dimensionamiento de los tramos centrales del tablero se realiza con 2 elementos de madera de 20x125x910 mm. Debe medirse una longitud de 51.5 cm. en cada uno, marcarse la línea de corte y posteriormente cortarlos.

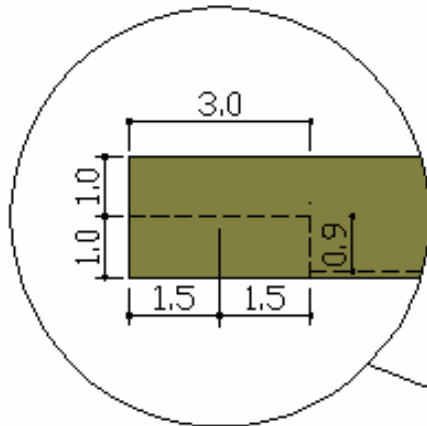
a, b y c = son las vistas del elemento 20x125x910 mm.

d y e = son las piezas cortadas.



PASO 9

La pieza de 2x12.5x51.5 cm. cortada en el paso anterior, debe ser dimensionada como se muestra en el esquema, medirla y cortarla con la mayor precisión posible. Deben lijarse las superficies y bordes.

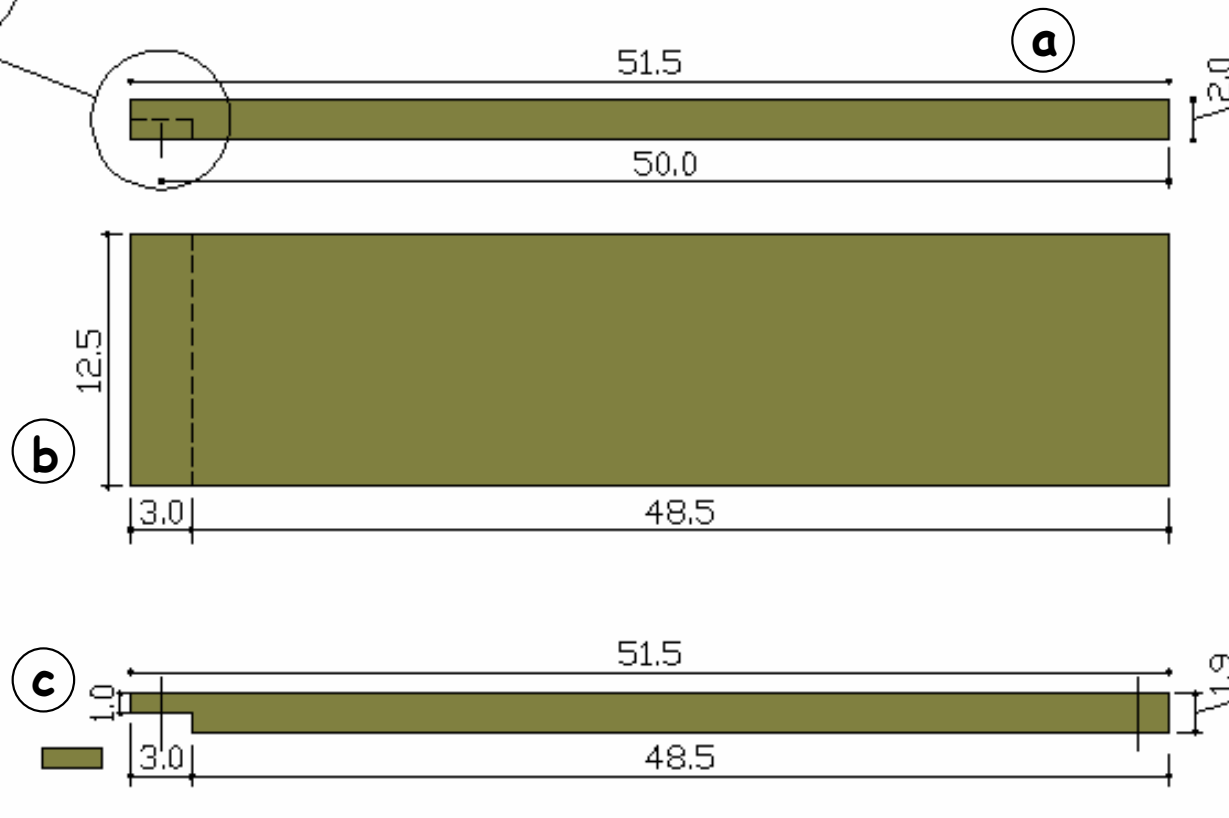


Detalle

a = Vista en Perfil.

c = Corte de la pieza.

b = Vista en Planta.



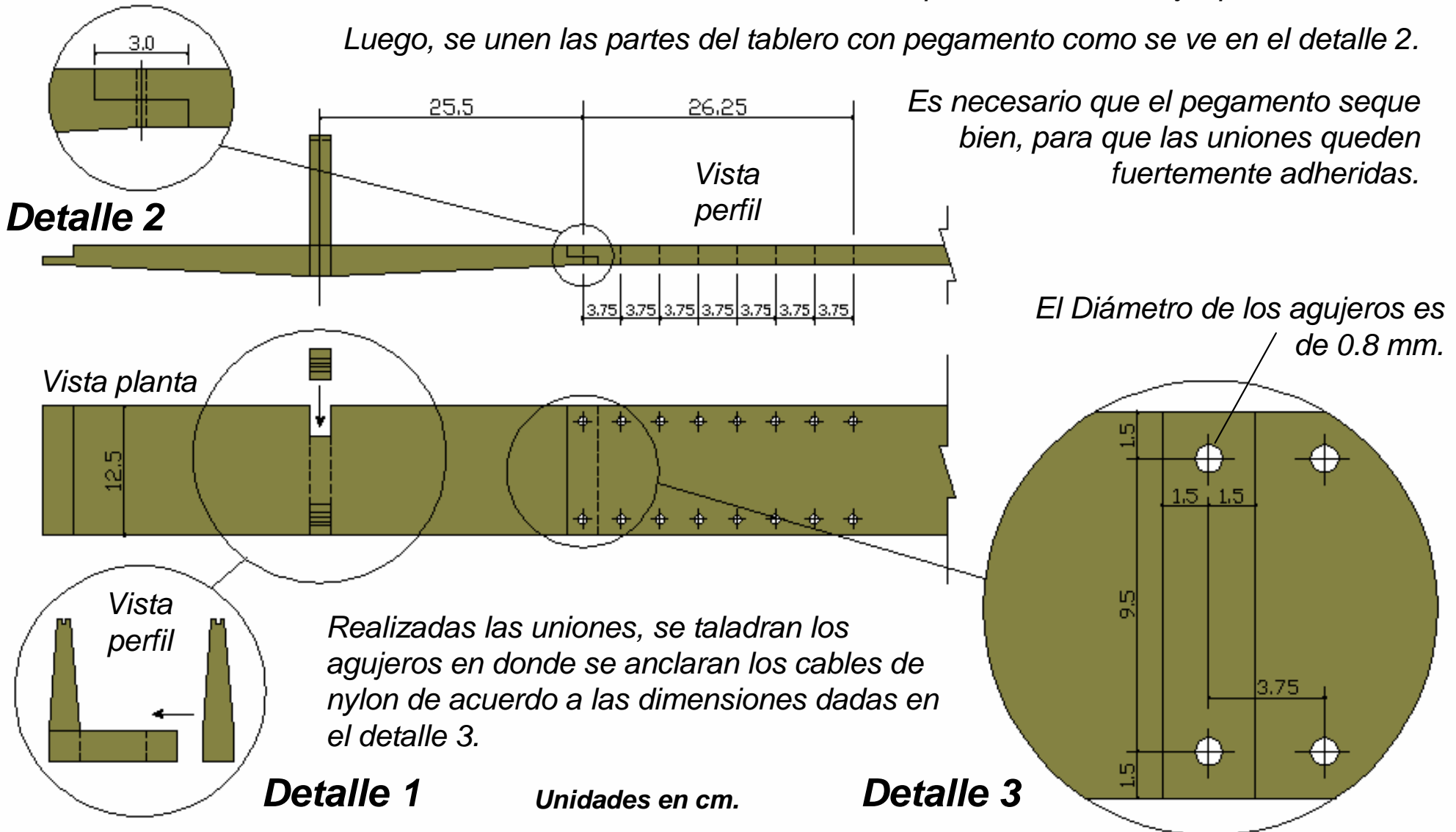
Unidades en cm.

PASO 10

Terminado el dimensionamiento de cada pieza del modelo, se procede al ensamblado. Primero se unen las torres al tablero en los tramos centrales con pegamento de madera como se muestra en el detalle 1. Estas piezas deben encajar perfectamente.

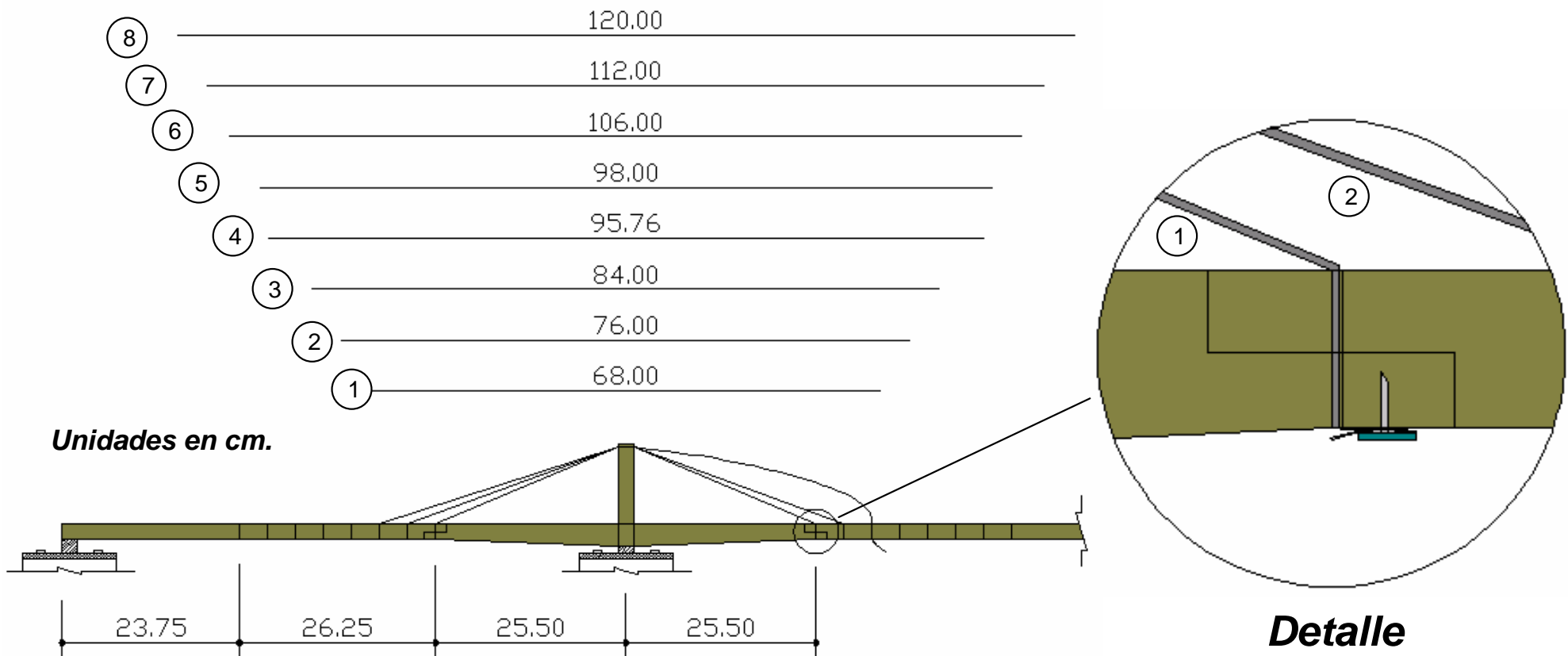
Luego, se unen las partes del tablero con pegamento como se ve en el detalle 2.

Es necesario que el pegamento seque bien, para que las uniones queden fuertemente adheridas.



PASO 11

Terminadas las perforaciones en el modelo, se procede al colocado de los cables de Nylon. Las dimensiones de los cables se muestran en el esquema así como también el orden de colocación. Estos deben cortarse para cada una de las torres (4 veces), dando un total de 32 cables. Primero en el extremo de cada cable se hace un nudo lo suficientemente grande de tal forma que permita un anclaje al pasarlo por un orificio del tablero. Luego, se acomoda en la parte superior de la torre y se pasa por el siguiente orificio. Finalmente se tensiona hasta que alcance firmeza y se fija al tablero enrollándolo en una tachuela o chinche como se muestra en el detalle.



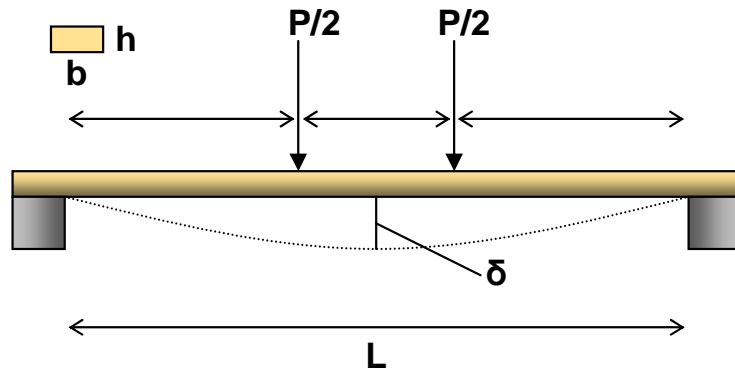
ANEXO C

ALTERNATIVAS DE ENSAYOS ESTATICOS E INSTRUMENTACIÓN

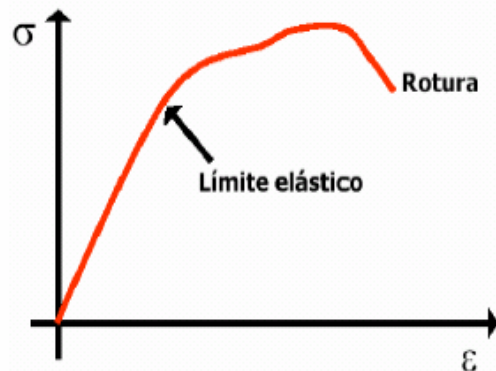
ENSAYO 1 – CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES.

El ensayo de caracterización debe ser realizado tanto para la madera balsa como para el nylon antes de la construcción del modelo, con el fin de determinar su relación esfuerzo-deformación.

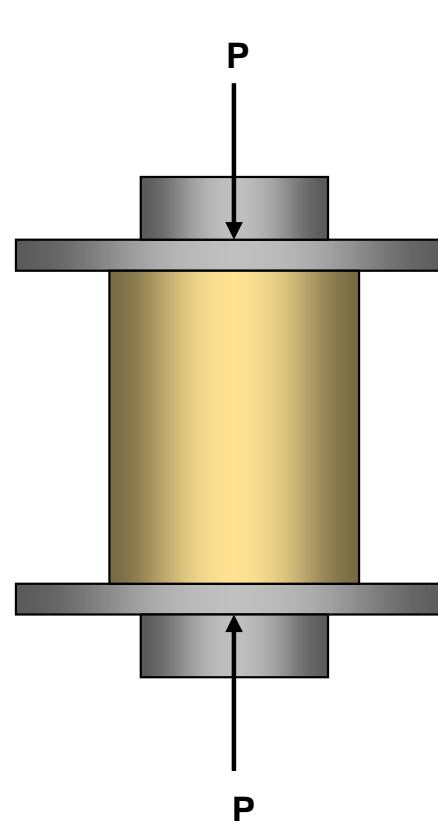
Se recomienda que estos ensayos sean realizados en el laboratorio de resistencia de materiales con los equipos adecuados, además de cumplir con las Normas Técnicas Colombianas e Internacionales para ensayos de materiales que puedan ser aplicables.



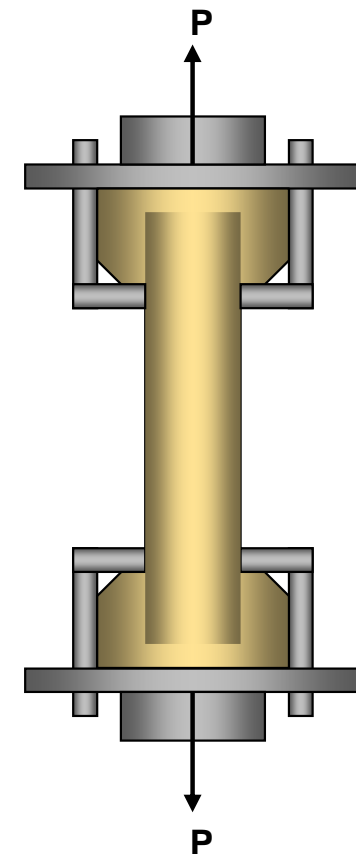
ENSAYO A FLEXION



CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

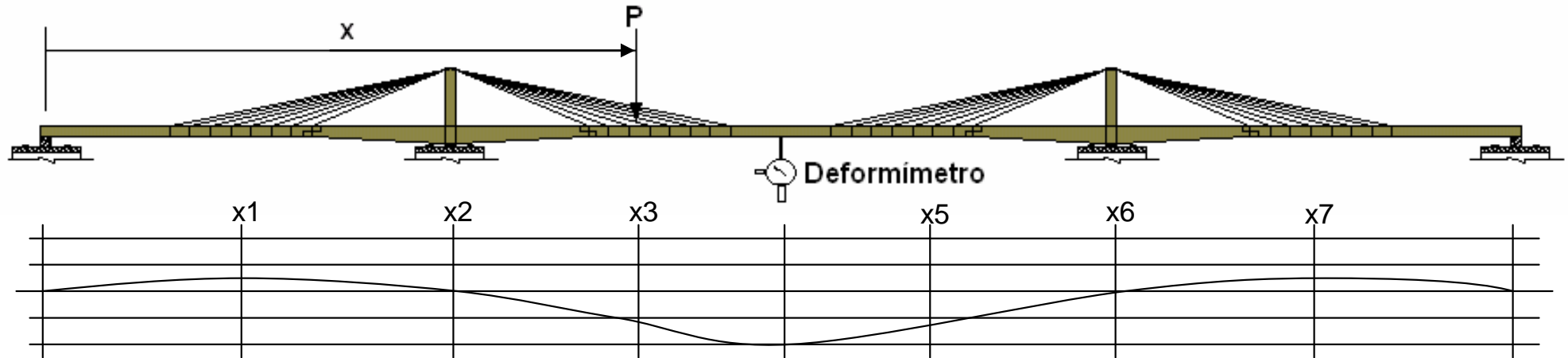


ENSAYO A COMPRESIÓN



ENSAYO A TRACCIÓN

ENSAYO 2 – DETERMINACIÓN DE LÍNEAS DE INFLUENCIA.



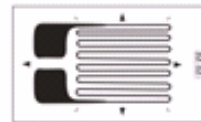
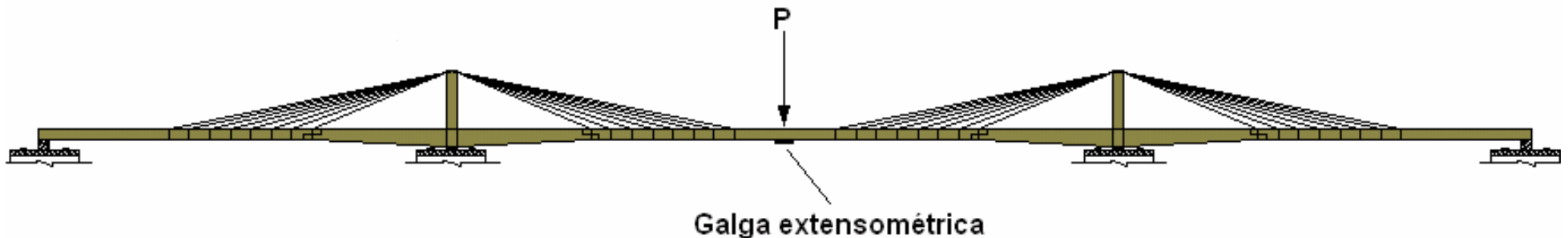
Línea de influencia de la deflexión en el centro de la luz principal

El procedimiento para obtener de manera experimental las líneas de influencia de la deflexión en un punto es el siguiente:

- 1) Discretice la longitud total del tablero para conocer en que puntos se aplicará la carga mediante pesos muertos adicionales y en una hoja milimetrada dibuje una línea horizontal que represente dicha discretización.*
- 2) Luego, seleccione el punto en el que se quiere conocer la línea de influencia y ajuste el deformímetro en ese sitio. Defina el sentido de izquierda a derecha para que se traslade la carga y aplíquela en el primer punto.*
- 3) Mida la deflexión y dibújela en la hoja milimetrada como una altura en el punto donde se aplicó la carga, teniendo en cuenta el sentido de la deflexión (hacia arriba o hacia abajo).*
- 4) Retire la carga, verifique que el deformímetro siga calibrado en el mismo sitio, y aplique nuevamente la carga pero en el punto siguiente. Vuelva a medir y anote el valor como una altura.*
- 5) Los anteriores pasos se repiten hasta que la carga se traslade por todo el puente y se determinen todas las alturas. Terminado los ensayos, se unen las alturas mediante una curva aproximada y finalmente se obtiene la línea de influencia para la deflexión de un punto determinado.*

ENSAYO 3 – APLICACIÓN DE GALGAS EXTENSOMÉTRICAS.

La cantidad más importante para el diseño de los elementos de una estructura es la resistencia, la cual se da en valores de esfuerzo. Sin embargo, el modelo del tablero del puente sometido bajo sobrecargas genera esfuerzos de flexión, que solo pueden obtenerse experimentalmente mediante la medición previa de las deformaciones unitarias utilizando las galgas extensométricas.



Esta se pega a la superficie inferior del tablero para medir la deformación unitaria en el centro de la luz principal u otro punto crítico.

Para la medición de los esfuerzos debe hacerse lo siguiente:

- 1) Seleccione un punto crítico en donde se quiera determinar los máximos esfuerzos, por ejemplo el centro de la luz principal o en los anclajes de los cables con el tablero.
- 2) Adhiera la galga extensométrica a la superficie inferior, tal como se muestra en el esquema.
- 3) Con ayuda de la línea de influencia determinada en el ensayo anterior, seleccione el punto o puntos de aplicación de la carga tal que se produzcan los efectos máximos.
- 4) Aplique la carga y mida la deformación unitaria mediante el equipo de lectura apropiado. Luego, con dicho valor se determina el esfuerzo empleando la ley de Hooke $\sigma = E \cdot \varepsilon$.
- 5) También se puede obtener el momento producido en esa sección con la ecuación $M = (\sigma \cdot I) / c$.