

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**REEVALUACIÓN DE LOS PROCESOS  
CONSTRUCTIVOS DEL PUENTE COLIMA, UBICADO  
SOBRE CARRETERA TRONCAL DEL NORTE, Y  
PROPUESTA DE RECONSTRUCCIÓN UTILIZANDO EL  
MÉTODO DE DOBLE VOLADIZO.**

PRESENTADO POR:  
**LUIS ALEXANDER GUZMAN MANCIA**

PARA OPTAR AL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA, ABRIL DE 2012

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR

:

**ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO**

SECRETARIA GENERAL :

**DRA. ANA LETICIA ZA VALETA DE AMAYA**

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

DECANO

:

**ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL**

SECRETARIO

:

**ING. JULIO ALBERTO PORTILLO**

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

DIRECTOR

:

**DR. ING. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

**INGENIERO CIVIL**

Título :

**REEVALUACIÓN DE LOS PROCESOS  
CONSTRUCTIVOS DEL PUENTE COLIMA, UBICADO  
SOBRE CARRETERA TRONCAL DEL NORTE, Y  
PROPUESTA DE RECONSTRUCCIÓN UTILIZANDO EL  
MÉTODO DE DOBLE VOLADIZO.**

Presentado por :

**LUIS ALEXANDER GUZMAN MANCIA**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docentes Directores :

**ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ**

**ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA**

San Salvador, Abril de 2012

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

**ING. M.Sc. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ**

**ING. ROBERTO OTONIEL BERGANZA ESTRADA**

## **AGRADECIMIENTOS**

**A DIOS TODOPODEROSO**, por guiarme e iluminarme en este camino y permitirme alcanzar esta meta.

**A LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**, por su contribución a la formación profesional, transmitida a través de los profesores mediante sus conocimientos, y experiencia.

**A MIS ASESORES:** Ing. Rogelio Godínez, Ing. Roberto Berganza; ya que fueron quienes me dirigieron en la realización de este proyecto, ayudándome desinteresadamente a llegar hasta el final.

**AL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS**, a la unidad de Planificación vial, a las jefaturas por apoyarme en la primera parte del trabajo de graduación con información necesaria.

**LUIS ALEXANDER GUZMAN**

## **DEDICATORIA**

**A DIOS TODOPODEROSO:** Gracias Padre por darme la oportunidad por permitirme culminar una etapa importante en mi vida, ayudándome a salir en los momentos difíciles de la carrera; tu me diste apoyo, ánimo y perseverancia para superar todos los obstáculos que se presentaron, gracias Padre celestial por estar siempre a mi lado y este triunfo te lo dedico a ti de todo corazón ya que sin tu ayuda jamás lo hubiera logrado.

**A MI MADRE:** Gima Mancía de Guzmán, por ser un buena madre y por darme todo su apoyo, amor, entrega, sacrificio y haberme inculcado buenos principios y el deseo de superación para ser un hombre de bien. Gracias por todo el tiempo que me has dedicado y por el amor y cariño que me brindas, eres parte de este triunfo del cual yo sé que tu estas orgullosa. Gracias por haberme apoyado hasta el final de una manera y mil maneras.

**A MI HERMANO:** Noé Guzmán por su apoyo y comprensión en todo momento a lo largo del desarrollo de esta carrera.

**A MIS PRINCESAS:** Mi esposa, Marlene de Guzmán y a mi hija, Hayley Alessandra Guzmán por el sacrificio de regalarme el tiempo que tenía que haber estado con ustedes, para la culminación de esta carrera, ustedes han sido mi inspiración y razón para seguir adelante, gracias por todo su apoyo y comprensión las amo mucho y este triunfo se los dedico de todo corazón.

**A MI FAMILIA:** Gracias por todas sus esfuerzos, apoyo y por haber contribuido de alguna y otra manera durante el desarrollo de esta carrera.

**A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE TRABAJO:** Por el apoyo desinteresado y solidaridad que me mostraron en los momentos en que lo necesite.

**A MIS ASESORES:** quienes me asistieron en todo el transcurso de este trabajo, y me brindaron su consejería y por tenerme muchísima paciencia. Por haberme dedicado de su tiempo, para proporcionarme información y sugerencias valiosas, que contribuyeron para la elaboración de éste trabajo de graduación, gracias por todo su apoyo y comprensión por compartir sus conocimientos y experiencia, los cuales han sido fundamentales para culminar con éxito este trabajo de graduación.

**LUIS ALEXANDER GUZMAN**

## RESUMEN

En el trabajo de graduación, “Reevaluación de los procesos constructivos del puente Colima, ubicado sobre la carretera troncal del norte y propuesta de reconstrucción utilizando el método del doble voladizo”, aplicando los principios que rigen el concreto presforzado, se determina, sus condiciones actuales ante fenómenos climáticos y eventos telúricos, que ponen a prueba su desempeño estructural. Los criterios de evaluación que han regido esta evaluación, toman de base, la curva elástica de toda la estructura, a lo largo de toda la longitud del puente, valorando sus deflexiones actuales, con respecto al diseño inicial de la obra; es decir, las acumuladas en 40 años de funcionamiento después de construido, lo cual implica el grado de pérdidas de presfuerzo, pérdidas de compresión en el concreto o fatiga y tracción en el acero; los resultados están indicados en la gráfica de la elástica, en la figura I.

La evaluación aplicando el esclerómetro, determinó los actuales valores de resistencia del concreto estructural, en pilas y vigas cajón, obteniendo valores entre 8400 psi a 8500 psi. También, la elástica del puente, presenta valores de deformación de hasta 119 mm en la estación 0+040 desde norte a sur, sobre la longitud del puente; este valor incluye, las pérdidas diferidas, representadas por la separación entre las intercaras de las dovelas entre sí, ya que pérdidas de compresión en el concreto, relajación del acero, propios de la tecnología del concreto presforzado y postensado, son inevitables, pero controlables, desde la construcción, funcionamiento y desempeño en la vida útil de la estructura.

Este puente con cuarenta años de servicio, funcionando, y un 40% de vida útil se encuentra relativamente en buen estado, pero por falta de mantenimiento tiene daños menores de serviciabilidad, en andenes y fisuras de pilas, separación de juntas de dovelas que son notables en la calzada del tablero; todo esto, necesita mantenimiento y en general, toda la estructura. Es recomendable, que se hagan estudios locales a los materiales y a la estructura

como unidad estructural, tecnológicamente, especializados en pilas, dovelas y tablero, para reparaciones más acertadas, con lo cual se minimicen los defectos visuales de los usuarios, ya que estos se traducen en efectos psicológicos para ellos, así como apariencia de riesgo durante el paso de toda la longitud.

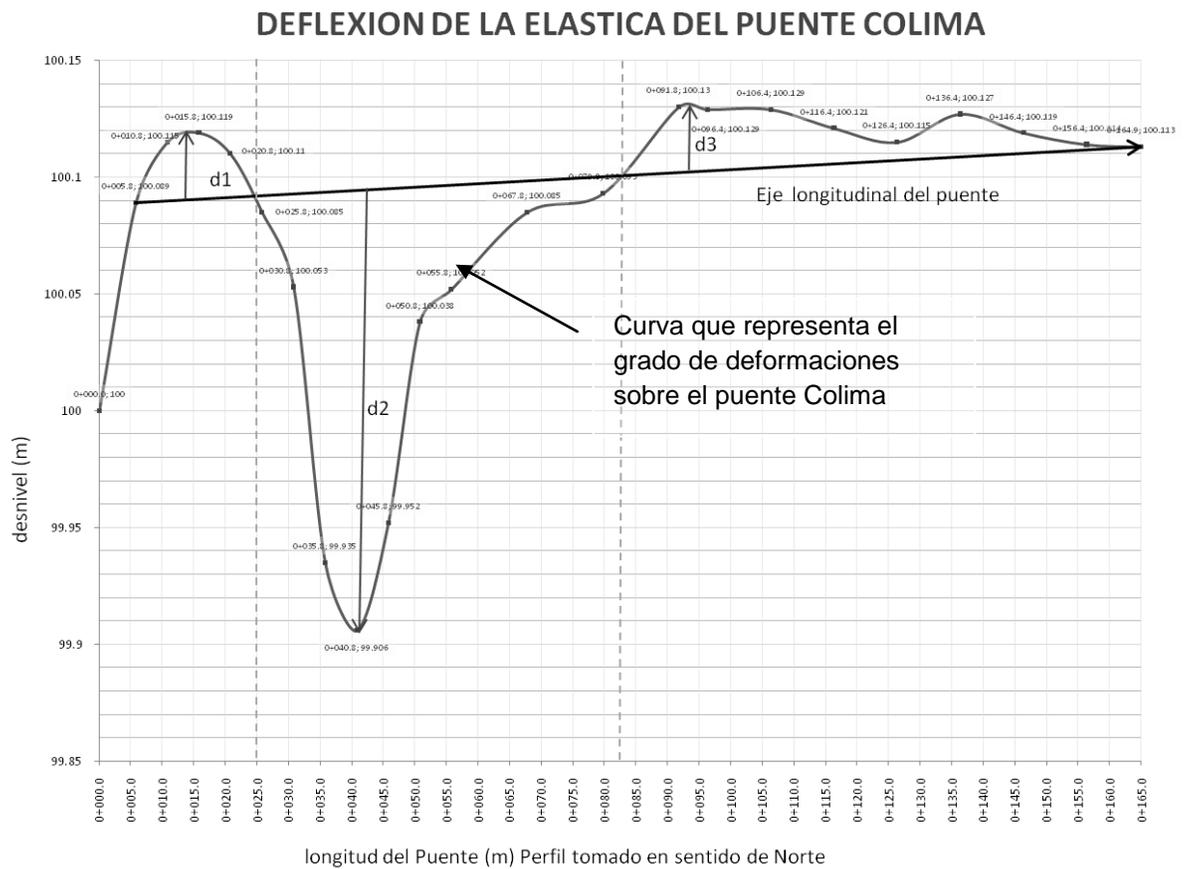


Fig. I Curva elástica del puente Colima presentando las deflexiones máximas de su evaluación.

## CONTENIDO

CAPITULO 1 .....	1
ANTEPROYECTO.....	1
Introducción al capítulo.....	2
1.1 Antecedentes.....	3
1.2 Planteamiento del problema .....	4
1.3 Justificación.....	5
1.4 Objetivos .....	6
1.4.1 Objetivo general .....	6
1.4.2 Objetivos específicos.....	6
1.5 Alcances.....	7
1.6 Limitaciones .....	7
1.7 Propuesta del contenido temático a desarrollar .....	7
1.8 Metodología de la Investigación a desarrollar .....	7
1.9 Planificación de Recursos .....	8
CAPITULO 2 .....	10
TECNOLOGIA DEL CONCRETO PRESFORZADO .....	10
Introducción al capítulo.....	11
2.1 Generalidades sobre el concreto presforzado .....	12
2.2 Tecnología del concreto pre y postensado .....	14
2.2.1 Materiales.....	14

2.2.2 Hormigón.....	15
2.2.3 Agua.....	15
2.2.4 Pruebas al hormigón .....	15
2.2.4.1 Pruebas en laboratorio .....	16
2.2.4.2 Pruebas de campo .....	17
2.2.5 Tipos de cemento.....	18
2.2.6 Aditivos o admixturas .....	18
2.2.7 Acero de refuerzo .....	20
2.2.7.1 Tipos acero de refuerzo.....	20
2.2.7.2 Pruebas para aprobación de acero de refuerzo en condiciones de adherencia	20
2.2.8 Acero de presfuerzo .....	21
2.2.8.1 Tipos acero de presfuerzo .....	21
2.2.8.2 Pruebas.....	24
2.2.9 Vainas o ductos.....	25
2.2.9.1 Características a cumplir por la vaina o ducto .....	26
2.2.10 Placas de anclaje .....	26
2.2.11 Mortero de Inyección .....	27
2.2.11.1 Preparación del Mortero .....	29
2.2.11.2 Pruebas de laboratorio .....	29
2.2.12 Apoyos elásticos.....	29
2.3 Concreto Presforzado.....	30

2.3.1 Concreto Pretensado y su aplicación.....	32
2.3.2 Método de elaboración de concreto pretensado .....	33
2.3.3 Medida del presfuerzo .....	34
2.3.4 Transferencia del presfuerzo .....	34
2.3.5 Manipulación y transporte.....	34
2.3.6 Aplicación.....	37
2.3.7 Concreto postensado y su aplicación .....	37
2.3.7.1 Disposición de los cables .....	38
2.3.7.2 Paquete de cables.....	38
2.3.7.3 Recubrimiento mínimo de los cables. ....	40
2.3.7.4 Diversos tipos de trazos de cables .....	43
2.3.8 Equipo y métodos para el tesado de acero de presfuerzo .....	44
2.3.9 Procedimientos más conocidos .....	44
2.3.9.1 Procedimiento Freyssinet .....	45
2.3.9.2 Procedimiento de anclaje con sistema B B R V .....	47
2.3.9.3 Procedimiento con Sistema Dywidag.....	48
2.3.9.4 Procedimiento de anclaje con sistema K A.....	50
2.3.9.5 Procedimiento de anclaje con sistema Tecpresa .....	50
2.3.9.5.1 Colocación de trompetas en vainas .....	51
2.3.9.5.2 Enfilado de los cordones .....	51
2.3.9.5.3 Tesado del tendón.....	52

2.3.9.5.4 Corte de las puntas, sellado de cajetines e inyección .....	52
2.3.9.6 Procedimiento de anclaje con sistema CCL.....	53
2.3.9.6.1 Procedimiento de anclaje con sistema de Gatos Stressomatic .....	53
2.3.9.6.2 Procedimiento de anclaje con sistema Stronghold.....	54
2.4 Asociación Postensado y Pretensado.....	54
2.5 Construcción de puentes con el método de doble voladizo.....	55
2.5.1 Subestructura .....	56
2.5.2 Excavación .....	56
2.5.3 Construcción de las fundaciones .....	56
2.5.4 Erección de las Pilas .....	57
2.5.5 Puentes Isostáticos .....	57
2.5.6 Puentes Hiperestáticos.....	59
CAPITULO 3 .....	61
SISTEMAS DE CONSTRUCCION CON EL METODO DE DOBLE VOLADIZO .....	61
Introducción al capítulo.....	62
3.0 Sistemas de construcción con el método de doble voladizo .....	63
3.1 Puentes con dovelas coladas en el lugar.....	64
3.2 Puentes con dovelas prefabricadas.....	64
3.3 Casos Especiales .....	65
3.4 Sección Transversal.....	65
3.5 Espesor de las Almas del peralte de vigas cajón.....	66

3.5.1 Losa Inferior .....	67
3.5.2 Losa Superior .....	67
3.6 Equilibrio de la Estructura.....	68
3.7 Distribución de las Luces.....	69
3.8 Primera Dovela.....	71
3.9 Procedimiento constructivo de puentes con dovelas coladas en el lugar.....	72
3.9.2 Cimbra exterior e interior .....	76
3.9.3 Desplazamientos de los carros.....	77
3.9.4 Montaje .....	77
3.9.5 Alineamiento de carros.....	78
3.9.6 Hormigoneado de voladizos .....	82
3.9.6.1 Armado de la losa inferior.....	82
3.9.6.2 Fases de Ejecución .....	83
3.9.7 Construcción del cierre.....	84
3.9.8 Refuerzo de la Dovela .....	86
3.9.9 Cables de Presfuerzo .....	86
3.9.10 Tipos de Cable .....	87
3.9.10.1 Cables tipo A.....	87
3.9.10.2 Cables Tipo B.....	87
3.9.10.3 Cables Tipo C.....	88
3.9.10.4 Colocación y fijación de los cables .....	89

3.9.11 Aspectos a verificar después del colado de vainas .....	90
3.9.12 Precauciones durante el colado.....	90
3.9.13 Precauciones después del colado .....	90
3.9.14 Anclajes.....	91
3.9.14.1 Tesado de los cables.....	91
3.9.14.2 Operación de tesado .....	91
3.9.14.3 Inyección .....	92
3.9.14.3.1 Condiciones a verificar durante la inyección .....	92
3.9.14.3.2 Requisitos para una buena inyección .....	92
3.9.14.4 Modo de Inyección .....	93
3.10 Procedimiento constructivo de puentes con dovelas prefabricados. ....	94
3.10.1 Ventajas que se obtienen con este sistema de Segmentos prefabricados.....	94
3.10.2 Métodos de Colado .....	95
3.10.2.1 Método de la línea larga .....	95
3.10.2.2 Método de La línea corta .....	96
3.10.3 Problemas de Juntas conjugadas.....	96
3.10.4 Transporte.....	97
3.10.5 Montaje .....	98
3.10.5.1 Erección de dovelas con grúa sobre cables.....	98
3.10.6 Resina epóxica para la junta.....	99
CAPITULO 4.....	101

EVALUACION DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE COLIMA.....	101
4.1 Introducción.....	102
4.2 Metodología propuesta en la evaluación del puente Colima.....	109
4.2.1 Observación preliminar.....	110
4.2.2 Nivelación del eje del puente Colima .....	110
4.2.3 Giros de la sección transversal para control de entramado (torsión, alabeo) ....	113
4.2.4 Evaluación de los elementos constituyentes del puente Colima .....	115
4.2.4.1 Condiciones particulares de los elementos del puente .....	115
4.2.4.2 Estribos. ....	116
4.2.4.3 Pilas .....	117
4.2.4.5 Carpeta de rodadura en el pavimento del tablero. ....	122
4.2.4.6 Juntas de expansión.....	122
4.2.4.7 Barandales, laterales de protección del puente respecto al río .....	123
4.2.4.8 Elementos de apoyos metálicos en estribos .....	124
4.2.4.9 Otros elementos .....	125
4.2.4.10 Tráfico .....	126
4.2.5 Evaluación diagnóstica .....	127
4.3 Conclusiones.....	128
4.4 Recomendaciones.....	130
CAPITULO 5 .....	132
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	132

5.1 Conclusiones.....	133
5.2 Recomendaciones.....	136
BIBLIOGRAFIA .....	137
ANEXO A .....	138
ANEXO B.....	143
ANEXO C.....	150

#### INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Presupuesto estimado, del costo que incurrirá el estudio.....	9
Tabla 2.1 Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento.....	22
Tabla 2.2 Mezclas para inyección según el tipo de Acero de presfuerzo.....	28
Tabla 2.3 Espaciamientos para diferentes secciones.....	41
Tabla 3.1 Tabla para control en obra.....	80
Tabla 4.1 Nivelación del eje del puente sobre el tablero.....	111
Tabla 4.2 Resultado de ensayo del esclerómetro conforme a ASTM C805.....	118
Tabla 4.3 Resultado de ensayo del esclerómetro elementos principales.....	121

#### TABLA DE FIGURAS

Fig. 2.1 Curvas comparativas de esfuerzo-deformación.....	23
Fig. 2.2 Detalle de un acoplador.....	25
Fig. 2.3 Detalles de tipos de anclajes Pasivos.....	27
Fig. 2.4 Placa de anclaje mediante bloque de cables.....	27
Fig. 2.5 Sin fuerzas de pre compresión.....	30

Fig. 2.6 Con fuerzas de pre compresión.....	31
Fig. 2.7 Fabricación de un elemento pretensado.....	32
Fig. 2.8 Grúas estructurales para manipulación de elementos presforzados.....	35
Fig. 2.9 Tracto con semi remolque acoplado.....	36
Fig. 2.10 Ploteo o rastreo con unidad piloto.....	36
Fig. 2.11 Aseguramiento de la carga.....	37
Fig. 2.12 Figura de un elemento postensado sometido a compresión.....	37
Fig. 2.13 Forma correcta de agrupar cables de presfuerzo.....	39
Fig. 2.14 Ductos para concreto presforzado.....	39
Fig. 2.15 Recubrimiento mínimo a dejar entre el molde y acero de presfuerzo.....	40
Fig. 2.16 Detalle de paquetes de cables distribuidos en forma simétrica.....	42
Fig. 2.17 Distribución de cables en una viga presforzada.....	43
Fig. 2.18 Detalle de la colocación del cable de anclaje.....	43
Fig. 2.19 Anclaje tipo Freyssinet para diferentes gamas de anclajes.....	47
Fig. 2.20 Sistema Dywidag.....	49
Fig. 2.21 Sistema de tesado Tecpresa.....	51
Fig. 2.22 Proceso constructivo de pila utilizando encofrado deslizante.....	57
Fig. 2.23 Esquema de articulación central en puentes isostáticos.....	58
Fig. 2.24 Esquema de elementos tipo gerber en puentes Isostáticos.....	59
Fig. 2.25 Esquema de elementos hiperestáticos.....	60
Fig. 2.26 Esquema de elemento tipo marco continuo.....	60
Fig. 3.1 Dimensiones típicas de vigas cajón.....	66

Fig. 3.2 Sección transversal del puente Saint André de Cubzac.....	68
Fig. 3.3 Elementos en doble voladizo con estructuras de contraventeo.....	68
Fig. 3.4 Uso de cables para presfuerzo parcial.....	69
Fig. 3.5 Caso luz extremidad corta .....	70
Fig. 3.6 Esquema de voladizo apoyado sobre .....	71
Fig. 3.7 Obra falsa donde se apoya la dovela colada sobre la pila .....	72
Fig. 3.8 Esquema del carro de avance horizontal .....	73
Fig. 3.9 Esquema Lateral del carro de avance. ....	73
Fig. 3.10 Esquema transversal de componentes del carro de avance .....	75
Fig. 3.11 Alineamiento del carro de avance.....	78
Fig. 3.12 Detalle de dovelas para control en obra.....	80
Fig. 3.13 Puntos y bancos de nivelación a contemplar. ....	82
Fig. 3.14 Dovela de cierre. ....	86
Fig. 3.15 trazado de cables tipo A .....	87
Fig. 3.16 Trazado de cables tipo B .....	88
Fig. 3.17 Cables tipo C, ubicados en zonas de apoyo .....	88
Fig. 3.18 Ubicación de Malacate con hilo piloto .....	89
Fig. 3.19 Transporte de segmentos de dovela.....	97
Fig. 3.20 Grúa sobre cables .....	98
Fig. 3.21 Solidarización de dovelas .....	99
Fig. 4.1 Deformacion de los bloques.....	105

Fig. 4.2 Esquema del puente Colima.....	106
Fig. 4.3 Representación gráfica de la deformada del puente Colima.....	112
Fig. 4.4 Fisuras manifestadas en la carpeta de rodadura. ....	114
Fig. 4.5 Tipo de camión T3-S3 .....	115
Fig. 4.6 Representación de cimentación, extremo sur. ....	116
Fig. 4.7 Zona de fisuración en pila en zona acceso sur . ....	118
Fig. 4.8 Pilas en acceso en extremo sur.....	119
Fig. 4.9 Lugar de ensayo no destructivo conforme a ASTM C 805-09.....	119
Fig. 4.10 Ensayo del esclerómetro en dovela de apoyo acceso norte .....	120
Fig. 4.11 Representación de las dovelas del puente Colima .....	121
Fig. 4.12 Daños en la carpeta de rodadura.....	122
Fig. 4.13 Condición actual de las juntas del puente Colima.....	123
Fig. 4.14 Barandales del puente Colima.....	124
Fig. 4.15 Condición actual del apoyo en zona de estribo acceso norte.....	125
Fig. 4.16 Elemento de drenaje.....	126

## SIGLAS Y ABREVIATURAS

- AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.  
ASTM : American Standard Testing Materials.  
SIEP : Sistema de Inventario y Evaluación de Puentes.  
MOP : Ministerio de Obras Públicas.

## SIMBOLOGIA

- L : Longitud  
LC : Línea central o eje  
D : Diámetro de la barra de presfuerzo  
F : Sumatoria de fuerzas provenientes del presfuerzo provisional  
 $F_1$  : Fuerza generada por el presfuerzo provisional para acoplar dovelas que la mantiene asegurada  
 $F_2$  : Fuerza generada por el presfuerzo provisional para acoplar dovelas que la mantiene asegurada  
 $f'c$  : Resistencia a compresión del concreto presforzado  
 $H_{pila}$  : Altura medida del nivel de cimentación hasta nivel inferior de la dovela.  
H : Altura desde el nivel de suelo natural hasta nivel de tablero, en m  
P : Peso de la dovela  
 $\Delta_{max c}$  : Deflexión máxima constructiva  
 $\Phi$  : Separación mínima entre refuerzo de presfuerzo y encofrados

## UNIDADES

m : metros

m<sup>2</sup> : metros cuadrados

mm : milímetros

kg/cm<sup>2</sup>: kilogramos por centímetro cuadrado

kg : kilogramos

ton : tonelada

kn : kilo newton

lb : libra

pulg : Pulgada

psi : libra fuerza por pulgada cuadrada

N/mm<sup>2</sup>: Newton por milímetro cuadrado

## EQUIVALENCIAS

1 m = 100 cm = 1000 mm

1 cm = 10 mm

1 ton = 2200 lb = 1000 kg

1 kg = 2.2 lb

1 psi = 0.07030696 kg/ cm<sup>2</sup>

1 Pulg = 2.54 cm

1kn = 1000

## INTRODUCCION GENERAL

El presente trabajo de graduación, fue realizado atendiendo la afectación de las estructuras de los puentes en El Salvador. La evaluación del proceso constructivo, objetivo principal a realizar, se planifica con la presentación de un anteproyecto, contenido en el capítulo 1, el cual, aborda los antecedentes, las causas que dan origen al interés de conocer la condición actual de toda la estructura del puente Colima. Así, se reevalúa los procesos constructivos de los elementos principales del puente postensado, vigas, pilas, tablero, ya que a través de estos en serviciabilidad, se pone de manifiesto la condición aparente de inseguridad, al usuario que atraviesa la vía, respecto a deformaciones geométricas que son notorias a simple vista. Se establece un presupuesto estimado de los costos que conlleva el objeto de estudio; así mismo, una metodología de trabajo para cumplir los objetivos planteados. La tecnología del concreto presforzado y postensado, se expone resumidamente en el capítulo 2, detallando lo del concreto presforzado, enfocándose en el conocimiento de las normativas orientadas al control de calidad de los materiales, concreto y acero de preesfuerzo, los agregados; estos en forma individual conformando un solo sistema.

El proceso constructivo del método del doble voladizo, se desarrolla con la construcción de segmentos precolados modulares o colados insitu, dovelas, en forma simultánea y en direcciones opuestas en cada pila del puente, y a cada dos pilas en cada claro del puente. Esta es la tecnología utilizada para la construcción del puente Colima, postensado, para lo cual, se describe en el capítulo 3; con énfasis en el uso del carro de avance, ya que esto representa la parte principal del este proceso de construcción de puentes de grandes claros, mayores que 100 m con doble voladizo.

El análisis de la evaluación al puente Colima, es el capítulo 4, a partir, de la interpretación de los datos obtenidos del estudio, presentando una evaluación diagnóstica, y respecto a las buenas condiciones que tiene o no, y la falta de mantenimiento que afecta el funcionamiento de esta estructura de paso debido a la percepción psicológica creada en el usuario que atraviesa la vía, de inseguridad aparente. Las conclusiones y recomendaciones, se hacen encaminadas a que se continúen estudios especializados que permitan conocer mejor el estado de condiciones de la estructura para asegurar el periodo de diseño proyectado del puente Colima.

En el capítulo 5, se presenta las conclusiones obtenidas tras el procesamiento y análisis de datos, de la estructura evaluada del puente Colima, respecto a si es una estructura segura y en buenas condiciones de funcionamiento, y desempeño, así mismo, el mantenimiento; a partir de que se sabe de la sinergia entre la estructura vs usuario, esta no es de buena confianza aparente por las deformaciones que ellos observan.

CAPITULO 1  
ANTEPROYECTO

## Introducción al capítulo

El interés de realizar una evaluación diagnóstica de un puente en particular, en este caso el Puente Colima, ubicado sobre la carretera troncal del norte, se plantea mediante un anteproyecto. Basándose en los antecedentes que ponen de manifiesto los efectos de fenómenos naturales extremos, terremotos, huracanes, que hacen necesarias las intervenciones evaluativas para esta estructura. Se presentan los objetivos, basados en la necesidad planteada, teniendo como punto de partida, la evaluación de los procesos constructivos correspondientes a la tecnología usada, del doble voladizo, en la construcción del puente Colima. Se presentan los alcances y limitaciones de la evaluación y un presupuesto estimado para llevar a cabo el desarrollo del trabajo de graduación.

## 1.1 Antecedentes

En El Salvador la necesidad de conocer el estado actual de los puentes, que forman parte de la infraestructura vial del país, ha llevado al Ministerio de Obras Públicas, a realizar numerosas intervenciones<sup>1</sup> y evaluaciones, con el propósito de establecer un diagnóstico de la situación real de éstas estructuras. Estas medidas se tomaron para establecer la vulnerabilidad de los puentes, sobre todo, cuando el país había sido afectado por fenómenos de carácter natural (sismo, tormentas tropicales y Huracanes). El Problema del conflicto armado, también permitió el descuido total del mantenimiento vial (incluyendo puentes) afectando de esta manera, el nivel de servicio aceptable de estas estructuras. Es hasta el año de 1990, cuando surgieron a través del Ministerio de Obras Públicas, programas para realizar evaluaciones de la infraestructura vial. En 1992, surgieron los primeros inventarios y evaluaciones de puentes, y se creó un programa denominado (Sistema de Inventario y evaluación<sup>2</sup> de Puentes, (SIEP), creando una primera base de datos, reflejando condiciones reales de los puentes existentes. Todo esto, se hizo con el propósito de realizar labores de mantenimiento, y sobre todo, rehabilitar estructuras que lo ameritaban.

Posteriormente, se crearon metodologías de almacenamiento y gestión de puentes a través de una serie de inspecciones de campo; pero para el año 2001, el país fue afectado por los sismos del 13 de enero y 13 de febrero, afectando las estructuras de puentes; aunado a esto, fenómenos climáticos, contribuyeron a que estas estructuras fueran más vulnerables, lo que creó la necesidad, de evaluar constantemente los puentes, para así dar un

---

<sup>1</sup> *Evaluación para etapas de planificación.*

<sup>2</sup> *Evaluación a través de convenio MOP/SYD BERGER*

mantenimiento frecuente y que a la larga no se incurra en más gastos al mismo estado, por falta de atención a esa problemática.

## 1.2 Planteamiento del problema

El país, actualmente, está afectado por los efectos del cambio climático, que ha evidenciado su grado de vulnerabilidad; esto hace necesario, realizar constantes evaluaciones de estructuras importantes, tales como los puentes. Y esto, también se convierte en tema primordial, debido a que últimamente, éste tipo de fenómenos climáticos, provoca eventos no esperados que afecta gran parte de las estructuras de los puentes, y también problemas constructivos.

Esto, sólo es una parte de los problemas que afectan directamente a las estructuras de puentes, ya que el país al estar ubicado en una zona sísmica, obliga a establecer mecanismos de reevaluaciones constantes y así realizar los respectivos diagnósticos para una estructura dada.

El Puente de concreto presforzado, “Puente Colima” ubicado sobre la carretera troncal del norte que va desde San Salvador hacia la zona norte del país, es una estructura afectada por los efectos de fenómenos climáticos y movimientos telúricos; se conoce también que esta estructura, desde el inicio tuvo problemas constructivos, aún antes de ser puesta en servicio, debido a problemas de pequeñas deflexiones y además se ha sabido que tuvo pérdida de relleno en los apoyos<sup>3</sup> (recientemente), lo que en su momento no fue objeto de reparación, por lo que actualmente, se tiene en planes de intervención ,de acuerdo a anuncios realizados por el Ministerio de Obras Públicas. Es en ese sentido el interés de realizar una reevaluación de la estructura, considerando aspectos constructivos y estableciendo una metodología propia de reconstrucción que

---

<sup>3</sup> FOVIAL, 2009 *Evaluación visual de campo*.

podría ser aplicable a la estructura y que también, puede ser aplicado a otros proyectos de puentes por construir.

### 1.3 Justificación

Toda la parte de Infraestructura vial, es una de las partes que genera y hacen posible un crecimiento económico y social del país. La infraestructura vial incluye las estructuras de puentes, que se convierten en nexos para la misma comunicación vial y social, importantes para el desarrollo de una nación; lo que hace importante que después de un evento climático o movimiento sísmico, que son dos fenómenos que más afectan a las estructuras de puentes, estas estén disponibles de manera segura, para la movilización sobre ellas. Entonces, surge la necesidad de realizar intervenciones, mediante evaluaciones de las condiciones que tengan las estructuras de puentes en funcionamiento, de tal manera que sirvan como punto de partida para establecer criterios de toma de decisiones en las intervenciones que se hagan.

Hay muchas metodologías para evaluar las condiciones reales de una estructura de puente. En esta investigación, una vez realizada la evaluación de la estructura del Puente de concreto presforzado “Colima”, ubicado sobre la carretera troncal del norte”, propondrá una técnica de reconstrucción en el caso de un diagnóstico desfavorable ,utilizando el método del doble voladizo que por sí misma es una solución óptima ingenieril que favorece la construcción de puentes de claros grandes, y que comúnmente se utiliza en muchos países desarrollados; y en caso de un diagnóstico que no amerite una reconstrucción, la evaluación sirva a la autoridad competente, en este caso el Ministerio de Obras Públicas, como una información que ayude a tomar decisiones respecto a labores de mantenimiento, vigilancia etc. Y es en ese sentido, que la investigación de este trabajo de graduación, propone una posible solución que puede ser aplicable no sólo a este caso en particular del puente “Colima” sino

también a otros proyectos de construcción o reconstrucción de puentes, generando así una buena alternativa para optimizar los recursos.

## 1.4 Objetivos

### 1.4.1 Objetivo general

- Evaluar las condiciones constructivas actuales, del Puente “Colima”, Ubicado sobre la carretera Troncal del Norte, y a partir de esta proponer una posible solución para etapas de reconstrucción y mantenimiento, vigilancia o monitoreo de esta estructura.

### 1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar una evaluación diagnóstica de las condiciones actuales del Puente presforzado “Colima”, Ubicado sobre la carretera troncal del norte.
- Realizar ensayos no destructivos a principales elementos del Puente Colima.
- Aplicar la metodología de construcción de la técnica de doble voladizo, para construcción de puentes de grandes claros.

## 1.5 Alcances

Este trabajo cubre la evaluación de aspectos constructivos del Puente de concreto presforzado “Colima”, ubicado sobre la carretera Troncal del Norte. Y propondrá una metodología propia, para etapas de reconstrucción.

## 1.6 Limitaciones

- El acceso a ciertas partes de la estructura del puente será limitante a considerar durante la evaluación de la estructura del Puente Colima. En el análisis de resultados para la evaluación diagnóstica de la estructura, se hará sólo con los datos obtenidos en campo, los investigados y los que las instituciones como el MOP les sea posible facilitar.
- La evaluación al Puente Colima se basará sólo en aspectos constructivos, y sólo incluirá pruebas de laboratorio no destructivas a esta estructura.

## 1.7 Propuesta del contenido temático a desarrollar

Ver anexo A

## 1.8 Metodología de la Investigación a desarrollar

El trabajo de graduación a realizar se ejecutará de la siguiente manera: como primera etapa, se efectuarán consultas a los docentes directores y expertos en la materia sobre cómo desarrollar y coordinar este proyecto, así como también se llevarán a cabo diversas consultas al Ministerio de Obras Públicas que para este caso es parte de los beneficiados con la investigación a desarrollar.

Como segunda etapa, se efectuará la recopilación de información a través de la consulta a libros de texto especializados, artículos de revistas, tesis, normas nacionales e internacionales, publicaciones de internet, y con la información recolectada se irá conformando cada uno de los capítulos del contenido temático propuesto.

La tercera etapa, que se llevará a cabo será la recopilación de información a través de visitas técnicas para establecer la evaluación de la estructura del Puente Colima, Esta información se realizara de acuerdo a formularios básicos para identificación de daños en estructuras de puentes.

Durante todo este proceso, se tendrán reuniones semanales con los docentes directores, en las cuales se les presentarán los avances de la investigación para que se realicen las correcciones necesarias. También, se llevarán a cabo cinco evaluaciones del trabajo de graduación.

### 1.9 Planificación de Recursos

Toda investigación, requiere de muchas fuentes para llevar a cabo un trabajo que contenga la información necesaria, para que al finalizar se hayan logrado los objetivos, esto es, con el respaldo de los recursos bibliográficos, humanos y económicos, los cuales harán que el trabajo realizado dé los resultados esperados en la planificación contenida en este anteproyecto. Con respecto al recurso económico del trabajo de graduación, que se necesitarán para llevar a cabo el trabajo de graduación, considerando el desarrollo de este, en un periodo de 18 meses, se estiman los siguientes costos en la tabla 1.

Tabla No 1.1 Presupuesto estimado, del costo que incurrirá el estudio

Nº	Descripción	Cantidad	Unidad	Costo	Sub total	Total actividad
1	Equipos					\$ 140.00
1.1	Depreciación de PC	18	mes	\$ 22.00	\$ 400.00	
1.2	Impresora	1	SG	\$ 80.00	\$ 80.00	
1.3	Renta de Cámara digital	5	día	\$ 10.00	\$ 50.00	
2	Papelería Impresiones y Documento Final					\$ 397.20
2.1	Papel Bond T/Carta	10	resma	\$ 4.00	\$ 40.00	
2.2	Cartuchos Tinta color	8	unidad	\$ 8.50	\$ 68.00	
2.3	Folder	8	unidad	\$ 16.00	\$ 128.00	
2.4	fastener	20	unidad	\$ 0.10	\$ 2.00	
2.5	CD	8	unidad	\$ 0.10	\$ 2.00	
2.6	Cuaderno de Bitácora	1	paquete	\$ 5.00	\$ 5.00	
2.7	Cuaderno nº 1	1	unidad	\$ 2.00	\$ 2.00	
2.8	Empastados	5	unidad	\$ 10	\$ 50	
2.9	Lápices y Bolígrafos	8	unidad	\$ 12.00	\$ 96.00	
2.1	Borradores	1	estuche	\$ 2.50	\$ 2.50	
2.11		2	unidad	\$ 0.35	\$ 0.70	
3	Evaluaciones					\$ 200.00
3.1	Refrigerios	10	Unidades	\$10.00	\$ 100.00	
3.2	Horas alquiler cañon+laptop	10	Hora	\$10.00	\$ 100.00	
4	Investigación y trabajo de Campo					\$ 658.00
4.1	Internet	6	mes	\$ 25.00	\$ 150.00	
4.2	Fotocopias	1000	unidad	\$ 0.02	\$ 20.00	
4.3	Celular + Fijo	6	mes	\$ 10.00	\$ 60.00	
4.4	Transporte y alimentación	5	viaje	\$ 30.00	\$ 150.00	
4.5	Gastos Energía Eléctrica	6	mes	\$ 3.00	\$ 18.00	
4.6	Otros	6	mes	\$ 10.00	\$ 60.00	
4.7	Imprevistos	1	unidad	\$ 200.00	\$ 200.00	
					total	\$ 1,395.20

## CAPITULO 2

# TECNOLOGIA DEL CONCRETO PRESFORZADO

## Introducción al capítulo

Este capítulo da a conocer, la tecnología del concreto presforzado y postensado, presentando los orígenes de este y los principios en los que se basa; hace referencia a la normativa para control de calidad de materiales, hormigón, acero de presfuerzo, y su control de calidad en particular y en conjunto o sistema para el pretensado o postensado. Se aborda la temática con respecto a aplicaciones, requerimientos mínimos, apoyados en las normativas de la ASTM y AASHTO, así mismo, los procedimientos para la ejecución del proceso constructivo y su tecnología con los elementos presforzados, aplicando el método del doble voladizo, operacionalizando equipo para anclajes existentes del mercado, principalmente los más utilizados.

## 2.1 Generalidades sobre el concreto presforzado

El principio del presfuerzo, aplicado en el concreto, se llevó a cabo a finales del siglo XIX en diferentes puntos del planeta. Un ingeniero de San Francisco, California, en el año de 1886, P. H. Jackson, elaboró un elemento constructivo a base de arcos de concreto y cuerdas de acero atadas unas a otras para funcionar como una losa, el cual posteriormente patentó. En Alemania, C. E. W. Doehring, patentaba el concreto reforzado con acero, previamente tesado antes de hacerlo trabajar como losa<sup>4</sup>. En 1888, C. Doehring, de Alemania, aseguró una patente para hormigón presforzado con metal, al que se le aplicaban esfuerzos de tensión, antes de que se cargara la losa, a fin de comprimir las zonas del concreto que posteriormente estarían sujetas a esfuerzos de tensión. Estas aplicaciones se basaron en la concepción de que el hormigón aunque fuerte para la compresión, resultaba muy débil para esfuerzos de tensión y presforzando el acero embebido en el concreto se conseguía anular o reducir substancialmente las fatigas de tensión a las que las estructuras estarían sometidas bajo las cargas de trabajo. En 1902, Rabut, Ingeniero Francés, utilizó con mucho éxito la tensión en las anclas de las ménsulas de la calle "Roma" en París. Koehen en 1907, experimentó tesando las armaduras del concreto armado a  $6 \text{ kg/mm}^2$ ; pero la mejoría que se acusó al principio, desapareció posteriormente como resultado del aplastamiento del hormigón y el endurecimiento del acero. En 1908, C. Steiner de los Estados Unidos, sugirió la posibilidad de reajustar el presfuerzo de las varillas, después de algún tiempo, para recuperar las pérdidas por diversas causas. En 1925, R.E. Dill de Nebraska, ensayó con barras de acero de alta resistencia, pintadas para evitar la adherencia con el concreto. El presfuerzo se aplicaba después del fraguado del concreto y las varillas ya tensadas se fijaban anclándolas al hormigón por

---

<sup>4</sup> T.Y Lin y Ned H. Burns, 1981, *Design of Prestressed Concrete Structures*, John Wiley & Sons, Inc., E.U.A. Tesado igual que tensado

medio de tuercas. El actual desarrollo del concreto presforzado, lo debemos a Eugene Freyssinet, Ingeniero Civil francés, quien en el curso de sus célebres experiencias sobre el puente de Plougastel en Francia, (con tres claros, de 183 metros cada uno), puso en evidencia el fenómeno de las deformaciones diferidas del hormigón, ignoradas hasta entonces y demostró que estas deformaciones son tan importantes que sólo incrementando considerablemente los esfuerzos de tensado previo en el acero, era posible que los esfuerzos de compresión en el concreto se mantengan permanentes, Así mismo, pudo comprobar que, en el concreto presforzado, el acero no es el material sustituto del hormigón en las zonas tensadas, sino es el medio de ejercer las fuerzas de compresión que se necesitan para asegurar las deformaciones de las estructuras. Sobre la tecnología concreto presforzado se han desarrollado muchos sistemas que están en uso en todo el mundo, sistemas que difieren únicamente en el tipo de dispositivos para sujetar los cables.

Entre los diversos métodos para la construcción de puentes, está el de las vigas de cajón, construidas en voladizo o en doble voladizo, coladas en el sitio o prefabricadas en segmentos. El principio de la construcción en voladizo se remonta a los años de 1930, referido a la construcción de un puente de hormigón presforzado sobre El rio Do Peiza, en el Sur de Brasil, con una luz principal de 68 m. En el año de 1950, en Alemania, se terminó de construir el primer puente presforzado construido en segmentos en voladizo. Las ventajas de cada uno de los sistemas, se pueden establecer a priori, después de estudiar las condiciones importantes en cada caso. Los puentes con segmentos presforzados, se pueden construir fácilmente con equipo común, si el acceso inferior es aprovechable y si el puente es bajo. Pero, las principales ventajas de este sistema, se pueden apreciar mejor, en los casos donde los obstáculos a salvar son de grandes dimensiones, como ríos caudalosos y profundos, quebradas inaccesibles, cañones, y hasta en la ciudad donde no es posible usar obra falsa.

El uso de segmentos en doble voladizo, es un método que se usa con gran ventaja en la construcción de puentes lineales o curvos, horizontales y verticales; actualmente se usa en más de 30 países en el mundo. La creciente aceptación del sistema se debe a muchas ventajas entre las como las siguientes:

- La erección de los segmentos de dovelas, puede hacerse desde el suelo o sobre la estructura.
- La dirección de la obra, la supervisión de los materiales, la mano de obra y la construcción en general, resultan relativamente sencillas y fácil de analizar, debidos a las dimensiones reducidas de los frentes de avance.
- La prefabricación de los segmentos permite una producción industrial con buena calidad controlada, redundando en el acortamiento de los plazos de ejecución.
- La mano de obra especializada es relativamente poca y por tratarse de un trabajo repetitivo resulta fácil su entrenamiento.
- Todo lo anterior incide en los bajos costos del sistema, costos que en muchas oportunidades han demostrado su bondad, principalmente, cuando en concursos públicos, este sistema ha competido con otros, es decir, genera más ventajas comparativamente.

## 2.2 TECNOLOGIA DEL CONCRETO PRE Y POSTENSADO

### 2.2.1 Materiales

La mejor realización de un puente no depende sólo de un buen diseño de la estructura y una hábil construcción, sino también de la buena calidad y confianza en los materiales que componen éste, especificaciones, requerimientos de muestreo y ensayos para los materiales a usar en la construcción de puentes. Las fuentes de materiales a ocupar, deberán ser calificadas antes de comenzar su explotación. Estas fuentes se usarán mientras

los materiales cumplan buena calidad y propicien a ser explotables cumpliendo las especificaciones requeridas.

### 2.2.2 Hormigón

El hormigón es una mezcla dosificada de agregados inertes, cemento y agua. Las proporciones de estos componentes están controladas por los siguientes requisitos:

- La masa del hormigón fresco debe ser trabajable.
- El concreto endurecido debe poseer la resistencia y durabilidad deseadas.
- El costo del producto resultante debe ser el mínimo compatible con la calidad deseada.
- Poseer una buena resistencia a la compresión.

### 2.2.3 Agua

El agua utilizada para lavar los agregados y para el uso con cemento en morteros y hormigón, debe ser limpia y libre de contaminación y cantidades dañinas de aceite, sal, azúcar, álcalis, materias orgánicas, u otras sustancias que afecten la resistencia del concreto, es decir, densidad, impermeabilidad y durabilidad del hormigón y acero.

Una guía para controlar la calidad del agua, está dada por el ACI 345 (sec. 7.2.4.4.). El Agua no potable deberá ser evaluada con la norma AASHTO T26. La mezcla de agua para concreto reforzado, no deberá tener alta concentración de iones de cloruro por su alto valor corrosivo. Aunque no se dan límites, se sugiere que la concentración sea menor que 400 ppm.

### 2.2.4 Pruebas al hormigón

Sirven para conocer sus características físicas (concreto fresco) y mecánicas (concreto endurecido), con el fin de determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

#### 2.2.4.1 Pruebas en laboratorio

Son todas las pruebas que por su complejidad o tecnicismo requieren del uso de aparatos que no son tan factibles utilizarlos en campo. Algunas pruebas de laboratorio realizables al hormigón son las siguientes:

- Resistencia mecánica (ASTM C39).
- Elasticidad. (ASTM C-469).
- Impermeabilidad que es proporcional a la resistencia mecánica.
- Resistencia a agentes destructivos.
- Cambios volumétricos.
- Propiedades térmicas.

La resistencia a compresión, es el índice de calidad más aceptado del concreto, ya que es un índice de impermeabilidad y durabilidad de éste. El curado de hormigones de alta resistencia es vital, ya que exhiben mayor contracción por secado y menor extensibilidad, siendo más propensos al agrietamiento. El concreto deberá ser proporcionado y producido de modo que el esfuerzo promedio de compresión sea especificado por el proyecto, o lo suficiente alto para minimizar la frecuencia de ensayo por debajo del esfuerzo permisible; se permite una desviación estándar de 35 kg/cm<sup>2</sup>. Todos los planos de construcción sometidos a aprobación o utilizados en cualquier proyecto, deberán especificar claramente el esfuerzo de compresión de diseño de cada elemento,  $f'_c$ , cuyos requerimientos se basarán con ensayos hechos con cilindros según las normas de la ASTM C39. Si no se especifica otra cosa, los ensayos de  $f'_c$  se harán a los 7, 14 Y 28 días. Para concreto con alta resistencia a temprana edad, los ensayos se hacen según se indique en los planos o especificaciones. Normalmente se hacen a las 48 horas, 7, 14, 28 días. La prueba a los 28 días, es opcional. El control de calidad del hormigón debe estar

de acuerdo con el capítulo 4 del AC1 318, de acuerdo con la última versión de este. Las muestras y ensayos del hormigón, se harán según la norma de la ASTM C172. Los cilindros de prueba serán curados en el laboratorio, según la norma ASTM C31 y ensayados según la norma de la ASTM C39.

#### 2.2.4.2 Pruebas de campo

Son todas las pruebas que tienen como objetivo realizar aceptación del concreto en estado fresco, como las siguientes:

- Revenimiento (slump), regido por la norma ASTM C143
- Peso específico.
- Contenido de aire ( ASTM C 173, método Volumétrico)
- Además, inspección visual para control de uniformidad de la mezcla.

En el proyecto, por lo menos tomar una muestra de concreto fresco por cada bachada dosificada colada insitu, y analizarla en el instante antes de disponer del concreto.

#### Los agregados del concreto fresco

El agregado para concreto fresco, consiste en partículas finas y gruesas, que cumplirán con las normas de la AASHTO M6 y AASHTO M80, respectivamente, o con las “Specifications for Concrete Agregates” ASTM C33 y “Specifications for Light Weight agregates for Structural Concrete” ASTM C 330. Sin embargo, se reconoce que los agregados que cumplen con especificaciones, no son siempre económicamente adquiribles. Las características más importantes de los agregados a evaluar son: peso específico, absorción, graduación, tamaño máximo, forma, textura, cambios volumétricos, resistencia mecánica, dureza, desgaste, propiedades químicas, solubilidad, oxidación, hidratación, carbonización, reactividad con el cemento u otras sustancias, estabilidad volumétrica en la acción de los sulfatos, presencia de sustancias perjudiciales y

materiales friables, suaves y livianos. Cada una de estas pruebas afecta la economía, seguridad y resistencia del concreto. Los agregados se almacenan en lugares donde se minimice la segregación, degradación, contaminación, y la mezcla entre los diferentes tamaños.

#### 2.2.5 Tipos de cemento

El cemento usado deberá corresponder al especificado en el diseño de mezcla y deberá cumplir con las especificaciones de la normativa de la AASHTO M85, y AASHTO M-240. El cemento Tiene propiedades adhesivas y cohesivas necesarias para unir agregados inertes y formar una masa sólida. Para concreto estructural, se ocupa exclusivamente cemento hidráulico. Los tipos de cementos Portland más usados para la construcción de puentes son:

Tipo I. Cuando no se necesitan propiedades especiales de otro tipo.

Tipo II. Cuando se requiere alta resistencia inicial.

Cuando los cementos que no sean tipo I, cuando no haya en existencia en el mercado, asegurarse de este, para la toma decisiones.

El almacenaje debe permitir fácil acceso para inspección, ventilación, y estar en un lugar hermético a las condiciones del tiempo, temperatura, humedad, etc.

#### 2.2.6 Aditivos o admixturas

El reglamento ACI 116 lo define así, es un material distinto del agua, los agregados, el cemento hidráulico y las fibras de refuerzo, se utilizan como ingrediente del mortero o del concreto, y se añade a la revoltura,

inmediatamente, antes o durante el mezclado, mejorando las propiedades del concreto.

Justificación en su uso:

- a) La admixtura debe alterar al mínimo la composición básica de la mezcla.
- b) Su costo debe ser menor que el costo de modificar la mezcla básica.
- c) Además de sus buenas cualidades, deben verse sus posibles efectos adversos.
- d) Valorar, si se puede lograr el mismo efecto que se persigue con la admixtura por otros medios, y hacer la comparación de costos, usadas en la modificación de las propiedades del concreto, para adaptarlas a condiciones especiales.
- e) Incluidos de aire en el concreto, son de especial importancia para mejorar la resistencia a las sales, usadas sobre todo en climas nevados<sup>5</sup>. También mejoran la plasticidad del concreto fresco.

Algunas admixturas como los reductores de agua y retardantes, hacen posible reducir la cantidad de agua y siempre obtener la misma plasticidad en la mezcla o aumentar la plasticidad para facilidad de colocación.

Otras admixturas son, los aceleradores; estos son usados en caso haya que remover la formaleta rápidamente<sup>6</sup>. El  $\text{CaCl}_2$  ó Cloruro de Calcio, muy usado como acelerador, es prohibitivo usarlo en concreto presforzado por su alta acción corrosiva. Todas las admixturas deberán cumplir con la normativa AASHTO M154, AASHTO M194 y las normas de ASTM C618 y ASTM C260. (Todas deberán ser verificadas con la última actualización de estas). Las

---

<sup>5</sup> *La región de El Salvador no aplica por estar ubicado en una zona tropical.*

<sup>6</sup> *Cuando hay temperaturas muy bajas ayudan al fraguado.*

especificaciones de la AASHTO ensayan las admixturas en calidad y uniformidad. Se almacenan en un lugar para protegerlas de la humedad.

## 2.2.7 Acero de refuerzo

### 2.2.7.1 Tipos de acero de refuerzo

Las varillas corrugadas usadas como refuerzo en concreto estructural, impiden el movimiento longitudinal de la barra, relativo al concreto que lo rodea. El acero para varillas lisas y corrugadas es producido en grados, según su resistencia, así:

Grado 40	Fy	2800 kg/cm <sup>2</sup>
Grado 50	Fy	3500 kg/cm <sup>2</sup>
Grado 60	Fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Grado 75	Fy	5270 kg/cm <sup>2</sup>

Grados 40, 50 Y 60 son utilizados en la construcción de puentes. El grado 60 es el acero más usado, porque da económicamente la capacidad necesaria de todos los elementos estructurales. Hasta donde ocurren deflexiones, agrietamientos o fatiga, los esfuerzos limitan el uso efectivo de acero grado 60 (ver fig. 2.1), es decir, hasta los niveles donde se da el endurecimiento del acero, pero la reserva adicional de esfuerzo en la estructura, a un precio un poco mayor garantiza su uso. El acero de refuerzo debe almacenarse donde esté protegido de exceso de esfuerzos concentrados y de cualquier condición que le haga perder área transversal.

### 2.2.7.2 Pruebas para la aprobación de acero de refuerzo en condiciones de adherencia

El acero de refuerzo, deberá cumplir con las siguientes especificaciones: AASHTO M31, (acero de lingote); AASHTO M42 (acero laminado) AASHTO M53 (acero de barras lisas); ASTM A706 (acero de baja aleación); AASHTO M54 (soldadura de barras); AASHTO M225 (alambre de acero); AASHTO M55 (soldadura de acero). Para los ensayos al acero de refuerzo, es recomendable ensayar por cada 100 varillas, 4 muestras de 0.80 m de largo, si para es para ensayar a tensión y 2 muestras de 1.20 m para doblado. Las muestras deben ser cortadas de la zona media de la varilla, nunca de los extremos.

## 2.2.8 Acero de presfuerzo

### 2.2.8.1 Tipos acero de presfuerzo

El acero utilizado en el concreto presforzado, alambre, torón o barras son aleación de alto contenido de carbón<sup>7</sup>. Los alambres y cables trenzados llamados también torones, son de acero de alto límite elástico de tipo laminado o trefilado. La resistencia a la rotura es variable con el diámetro y el tipo de fabricación, está generalmente comprendida entre 136 kg/mm<sup>2</sup> a 160 kg/mm<sup>2</sup> para los alambres y entre 170 a 190 kg/mm<sup>2</sup> para los torones. Ejemplos propiedades de torones para grado 250 y grado 270 se muestran en tabla 2.1

Las Barras de acero de alto carbón para postensado, deberán cumplir con las normas del AASHTO M215. El consumidor debe informarse sobre el significado exacto de valores que caracterizan el acero que se les ofrece, según normas de la ASTM o especificaciones europeas o AASHTO M203.

---

<sup>7</sup> El porcentaje de carbono varía entre 0.6 % y 1.4 %, tiene dureza y resistencia elevada; ductibilidad y tenacidad bajas

Tabla 2.1. Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento

Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón		Carga mínima para una elongación de 1%	
pulg	mm	Lb	kN	pulg <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	Lb	kN
GRADO 250							
0.25	6.35	9,000	40	0.036	23.22	7,650	34
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42	12,300	54.7
0.375	9.53	20,000	89	0.08	51.61	17,000	75.6
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68	23,000	102.3
0.5	12.7	36,000	160.1	0.144	92.9	30,600	136.2
0.6	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35	45,900	204.2
GRADO 270							
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84	19,550	87
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19	26,550	117.2
0.5	12.7	41,300	183.7	0.153	98.71	35,100	156.1
0.6	15.24	58,600	260.7	0.217	140	49,800	221.5

El productor debe presentar curvas de carga deformación certificando las propiedades físicas. Los cables trenzados o torones compuestos de 7 hilos, debe llevar un hilo central ligeramente más grueso que los hilos exteriores. El torón de 7 hilos se fabrica en diámetros de 9.5 a 15.2 mm, pudiendo éste último tesar a unos 18,000 kg/cm<sup>2</sup>; En diámetros mayores, los hilos individuales serían tan gruesos, que el cordón resultante sería poco flexible; por eso, para fuerzas de presfuerzo muy grandes se utilizan grupos de torones (cables) que van de 2 a 36 torones.

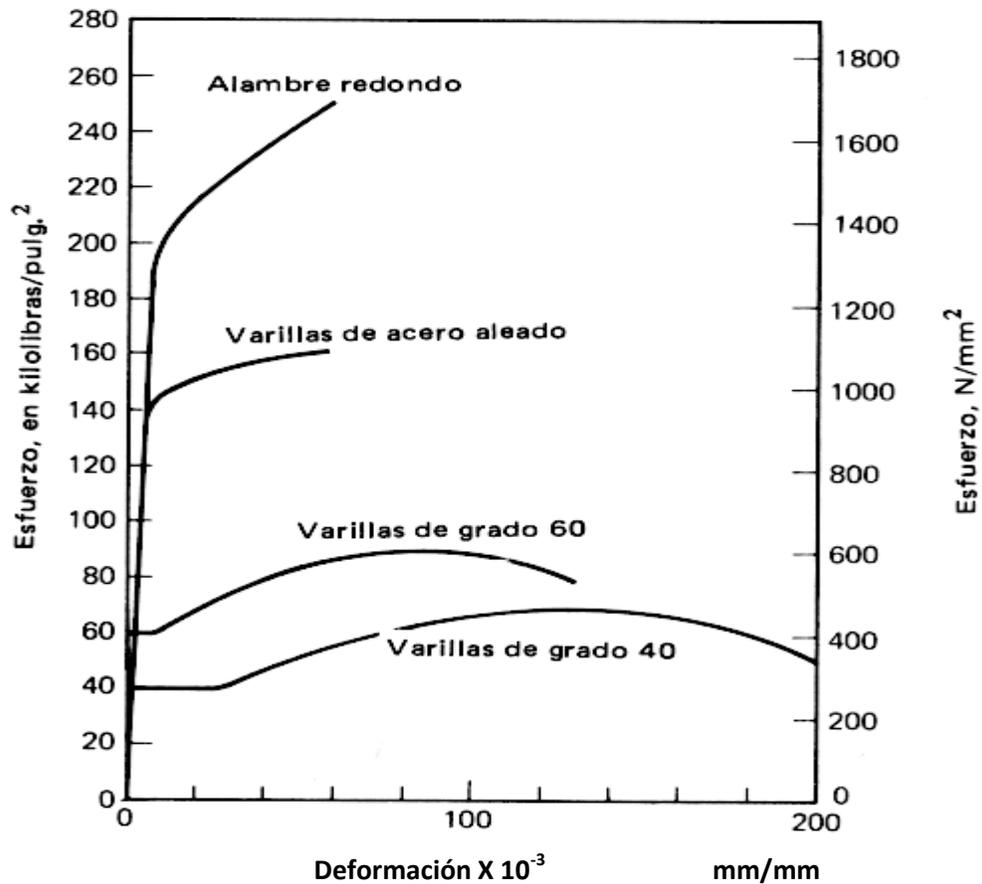


Fig. 2.1 Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y acero de presfuerzo

Aspectos a tomar en cuenta para realizar el pedido de acero de Presfuerzo.

Con respecto al cable. Deben ser tomados en cuenta aspectos como diámetro de los elementos que los forman, carga de rotura, longitud incluyendo las cantidades necesarias para el anclaje y tesado, la composición del cable; además, será necesaria distancia entre separadores y placa distribuidora y el sistema de presfuerzo a utilizar.

Con respecto al cordón. Deberán ser considerados el diámetro del cordón, carga de rotura (mínima), embalado en carretes o rollos y el empaquetado en caso necesario. Los hilos se entregan en general, en rollos de 1.70 m a 2.50 m de diámetro cuyo peso varía de 50 a 500 kilogramos. Los torones se entregan enrollados en bobinas y cuyo peso oscila entre 1 y 3 toneladas. Cuando los torones se fabrican en obra, el contratista debe informarse sobre el diámetro y peso de los rollos de alambres (hilos) o cables trenzados que tendrá que usar con vistas a la preparación de su instalación para fabricación de cables, ya que éstos datos son variables según los proveedores. Mientras mayor es la longitud del hilo o cable que contenga la bobina en la fabricación de los cables, habrá menor desperdicio posible.

El acero debe almacenarse en un local cerrado con el fin de evitar su oxidación. Los rollos más bajos, colocados sobre tablones cruzados, deben encontrarse al menos 30 cm alejados del suelo con el fin de permitir la ventilación. El acero de presfuerzo se protegerá de cualquier daño físico y de la corrosión, y para su embarque y almacenamiento, cubrirlo con una capa de aceite soluble en agua.

#### 2.2.8.2 Pruebas

La norma AASHTO M203 especifica ensayos de tensión a ruptura, punto de fluencia, elongación, corrosión AASHTO M204, análisis de tensión. Es práctica recomendable, que de cada 3 bobinas de alambre o de torón se tome una muestra para hacer la prueba de tensión (en el caso que no se tengan datos del fabricante), y para medir el área antes de la prueba.

La corrosión en los alambres o torones es aceptable, pero en una forma superficialmente leve, o sea, cuando ésta se presenta como polvillo. En caso que se presente en forma de escamas, el acero limpiar con viruta metálica o cepillo de alambre e inspeccionar qué tan dañado está el hilo en su sección transversal. De todos modos, la supervisión, y el ingeniero encargado son los responsables de aceptar la bobina de acero.

### 2.2.9 Vainas o ductos

La materia prima para su fabricación, es fleje de acero<sup>8</sup> que tiene 3.6 cm de ancho y un espesor que oscila entre 0.2 a 0.3 mm y debe de tener la característica de laminado en frío; la fabricación de estos ductos se hace a través de engrapar el fleje en sentido longitudinal formando una espiral, lo cual permite que su fabricación sea continua. Se presenta regularmente en diámetros de 33 mm; 39 mm; 42 mm; 55 mm; 69 mm; y 72 mm, con longitud de 6 metros de largo cada uno. La unión de los ductos en el campo, se realiza por medio de ductos mayores en diámetro que reciben el nombre de acopladores siendo éstos de 2 a 3 mm mayor que el diámetro especificado o requerido a producir. Debido a la fabricación en espiral, el ducto, igual que el acoplador, forman una especie de tornillo y tuerca, por lo que la operación se realizara roscando el ducto del acoplador. (Ver fig. 2.2)

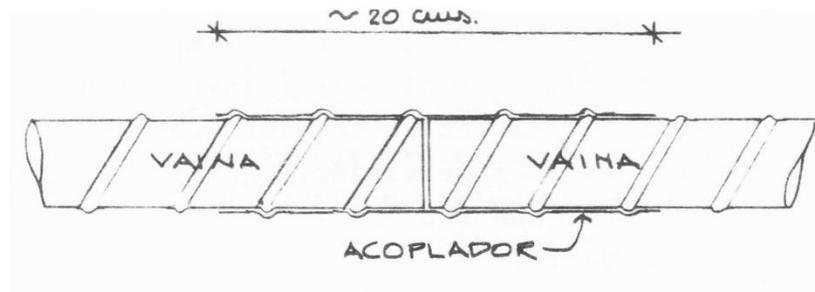


Fig. 2.2 Detalle de un acoplador

---

<sup>8</sup> La principal característica de esta cinta es su resistencia a tracción. En algunos países de Iberoamérica, como México, el fleje se conoce por cinta de acero.

### 2.2.9.1 Características a cumplir por la vaina o ducto

- Debe ser impermeable para que no entre la lechada en el curso del colado, lo que impediría el tesado, además resistente, para que no haya deformaciones o aplastamiento de la sección transversal al momento del concreteado, lo cual aumentaría las pérdidas por fricción en el cable.
- Flexibilidad adecuada para poder aceptar las curvaturas previstas en los planos, estas pueden ser máximas, determinadas por el radio que las produce, los radios mínimos van relacionados con el diámetro del ducto así: para ductos comprendidos entre 35 mm a 48 mm de diámetro, el radio mínimo será de 3.00 m y para ductos comprendidos entre 55 a 70 mm de diámetro, el radio mínimo será de 5.00 m

### 2.2.10 Placas de anclaje

El anclaje, es la parte más original de cada procedimiento, está asegurado:

- a) Por fricción: de los alambres entre un anclaje hembra exterior y un anclaje macho interior y de los alambres entre placas metálicas apretadas con tuercas de alta resistencia.
- b) Por bloqueo de los cables sobre una cabeza móvil solidaria del cable.

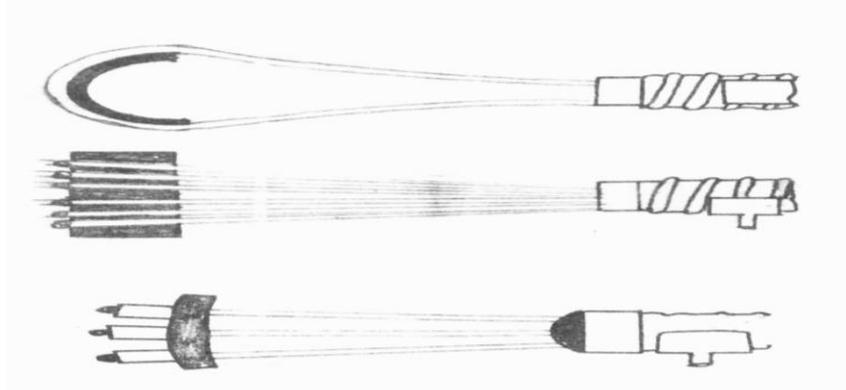


Fig. 2.3 Detalles de tipos de anclajes Pasivos

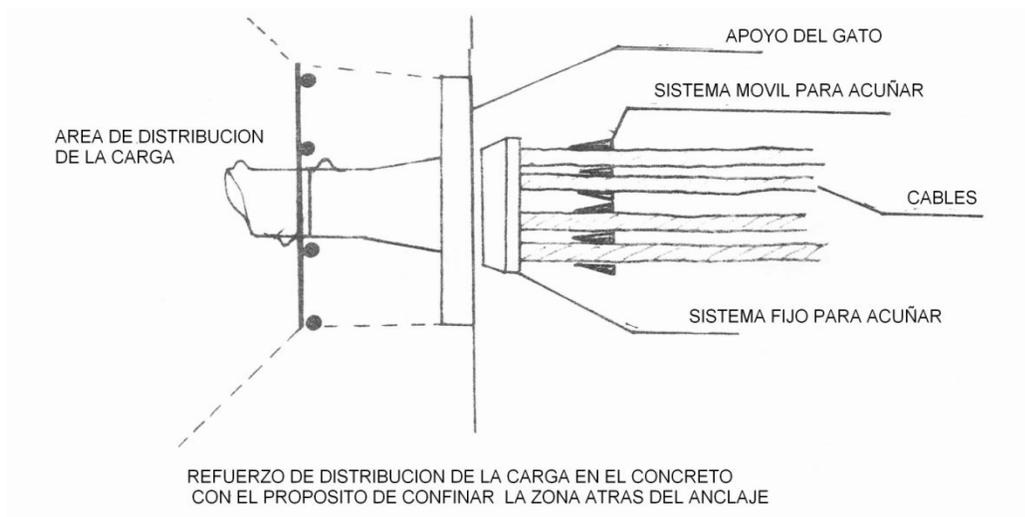


Fig. 2.4 Placa de anclaje mediante bloque de cables

### 2.2.11 Mortero de Inyección

Es la mezcla homogénea constituida por cemento, agua y aditivo químico. Hay excepciones donde se utiliza arena como parte de los componentes de la mezcla homogénea.

El mortero de inyección debe cumplir con los requisitos siguientes:

- Ser homogéneo, cualidad que se obtiene con facilidad con mezcladora mecánica.
- No tener tendencia a la segregación, es decir, poseer una fluidez suficiente para poder inyectarse normalmente con el material utilizado.
- Su consistencia debe ser pastosa y no líquida; por tanto, se utiliza el plastificante, permite la reducción de la relación agua-cemento en la mezcla y facilita la trabajabilidad. La presencia de cloruro de calcio debe prohibirse.

El mortero de inyección o lechada de inyección tiene como parte funcional, proteger a los cables adherentes contra la corrosión, además de asegurar la adherencia entre los cables adherentes.

Tabla 2.2. Mezclas para inyección según el tipo de Acero de presfuerzo

Tipo de Cable	$\Phi_{\text{Int.}}$ de vaina	Volumen de mortero teórico lt/ml	Peso de cemento calculado Kg/ml	Peso de cemento practico Kg/ml
12 $\Phi$ 5	27.4	0.35	0.525	0.6
	30.5	0.5	0.75	0.86
12 $\Phi$ 7	36.7	0.6	0.9	1.03
	39.8	0.8	1.2	1.37
12 $\Phi$ 8	39.8	0.65	0.915	1.1
	42.9	0.85	1.275	1.3
	46	1.05	1.575	1.7
12 $\Phi$ 13	58.4	1.55	2.32	2.53
	64.6	2.15	3.22	3.58
12 $\Phi$ 15	70.8	2.3	3.45	3.8
	73.9	2.6	3.9	4.3

Adaptada de T. de G. "Aspectos prácticos para la construcción de puentes con el método de voladizos sucesivos", pág. 28, año 1978

#### 2.2.11.1 Preparación del Mortero

El mortero se prepara en un depósito para mezclado, vertiendo primeramente el agua, después el cemento, la arena y, finalmente, el plastificante. En general, la mezcla se hace por medio de un agitador eléctrico de hélice, a medida que se van introduciendo los elementos. Se continúa durante tres minutos después de la introducción de la totalidad de los componentes. El depósito de mezclado debe situarse a la altura suficiente para permitir el vertido del mortero en un segundo recipiente, cubo de alimentación, colocado más bajo que el primero. Antes de caer en el cubo de alimentación, el mortero debe pasar por un tamiz de mallas de 2 mm para eliminar las impurezas y grumos. Si el mortero del cubo de alimentación, no se utiliza inmediatamente, este debe agitarse de tiempo en tiempo para evitar la segregación. En el caso de pequeñas obras desprovistas de corriente eléctrica, la mezcla se hace a mano con ayuda de una paleta de acero. Se pueden utilizar depósitos o cubos provistos de agitadores de paletas que se accionen a mano.

#### 2.2.11.2 Pruebas de laboratorio

El mortero deberá cumplir con las especificaciones siguientes: ASTM C191 (fraguado), ASTM C151 (ensayo de expansión del cemento), ASTM C109 (compresión), ASTM C348 (flexión para mortero), ASTM C110 (retención de agua).

#### 2.2.12 Apoyos elásticos

Los apoyos elásticos pueden ser simples cojines o laminados. La porción elástica del cojín, debe ser 100 % polysopreno (hule natural) ó 100 % cloropreno (neopreno). Especificaciones para éstos, puede ser encontrada en la AASHTO. El espesor total del cojín no deberá ser menor de dos veces el desplazamiento horizontal de diseño.

### 2.3 Concreto Presforzado

El concepto de presforzado, como un sistema construido, funcionando, podemos entenderlo cuando consideramos la manera como transportamos un grupo de libros, en que los comprimimos con las manos y podemos movilizar como una unidad estructural este conjunto de elementos sin ninguna ligazón entre ellos (ver fig. 2.5). Eugene Freyssinet definió el presforzado de la siguiente manera<sup>9</sup>: "presforzar una estructura es crear artificialmente en ella, antes de la aplicación de las cargas externas o simultáneamente con ellas, unas tensiones permanentes que superpuestas a las debidas a las cargas exteriores, hagan que las tensiones totales, en todos los puntos de la estructura y para todas las hipótesis de carga, permanezcan dentro de las tensiones admisibles que puede soportar indefinidamente el material de la estructura"

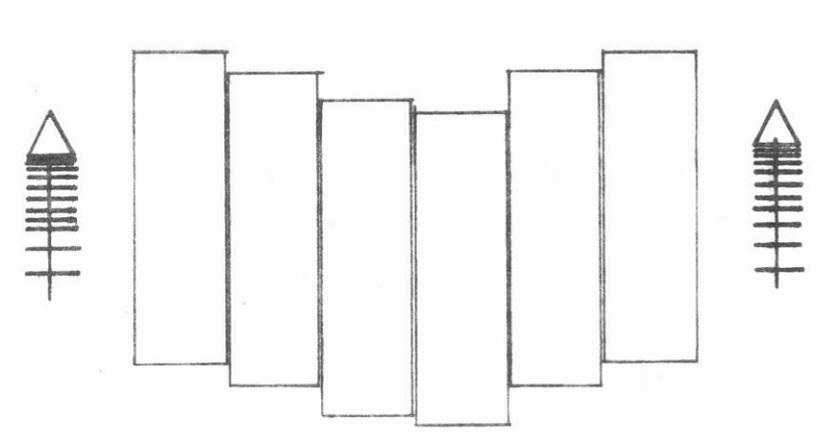


Fig. 2.5 Sin fuerzas de pre compresión

---

<sup>9</sup> Teodoro Harmsen, 2002, *Diseño de Estructuras de concreto Armado*, 3º ed., fondo editorial PUCP.

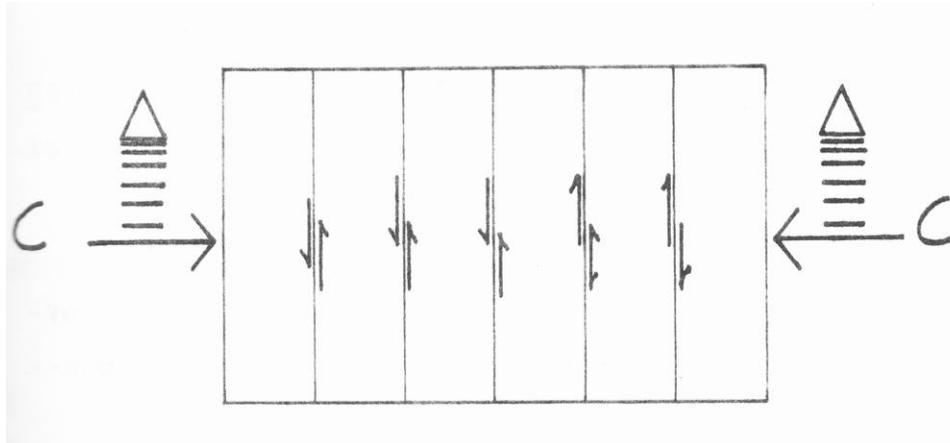


Fig. 2.6 Con fuerzas de pre compresión

Aunque el concreto presforzado, en general, así como el concreto reforzado, utilizan como materia prima la composición del concreto más acero de presfuerzo y refuerzo respectivamente, el funcionamiento de ambos, es, sin embargo, totalmente diferente. En el concreto reforzado, la armadura es pasiva; es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; en cambio, en el presforzado la armadura es activa, es decir se tensa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), comprimiendo el concreto, de forma que nunca tenga tracciones o que éstas tengan un valor reducido. La estructura se pone en tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de concreto presforzado. En el concreto reforzado se acepta la falla en las zonas sometidas a tensión y se supera esta falla disponiendo armaduras de manera conveniente. En cambio el concreto presforzado es un material único, que puede resistir fuerzas de tensión y compresión a la misma vez a través del acero de presfuerzo que es un medio para crear la fuerza de compresión y vincularla en el interior de la estructura.

Este es el enfoque inicial que le dio Eugene Freyssinet al pretensado. Desde entonces las ideas han ido evolucionando.

### 2.3.1 Concreto Pretensado y su aplicación

Este método se realiza tesoando los tendones y anclándolos luego en salientes exteriores; a continuación, el concreto es colado y se cura de modo que alcance una resistencia adecuada a la compresión y a la adherencia. Una vez logrado esto, se sueltan los tendones de los anclajes y se transfiere el pretensado al miembro de concreto. A menudo, se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez, curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del concreto. Después de haber logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos, los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados por adherencia al concreto. En esta forma, la fuerza de pretensado es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

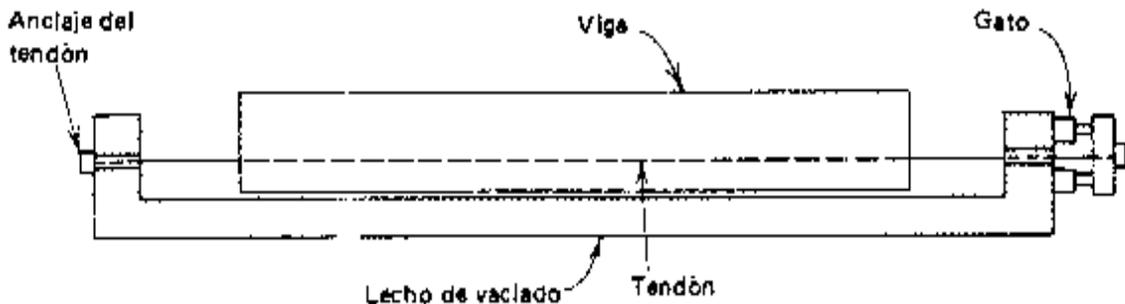


Fig. 2.7 Fabricación de un elemento pretensado

Para la fabricación de concreto pretensado, se necesitan bancos de hormigonado o concreteado que deben instalarse sobre una base con superficie estable, a nivel y bien drenada. Y estos deberán ser construidos para resistir confiablemente todas las fuerzas aplicadas durante el ciclo de colado. Esto

incluye presfuerzo, dispositivos de anclaje, presión del molde, transferencia, y fuerzas de manipulación. Se acepta tensión múltiple o simple de los cables. Sin embargo, en el caso de tensión múltiple se deberá tener más precaución para que el tesado inicial sea parejo. Las válvulas calibradas de presión o manómetros, son necesarios para medir con precisión la operación de tesado, y asegurar la tensión correcta en los tendones. La elongación de los tendones debe medirse. Estas válvulas y manómetros deben ser recalibrados regularmente, porque se descalibran fácilmente. Los dispositivos de anclaje deben ser tales, que no causen algún doblez en los tendones causándole efectos de fricción.

### 2.3.2 Método de elaboración de concreto pretensado

Este, tiene un ciclo básico como el siguiente:

- Los tendones son colocados en el banco en la forma especificada. Son tesados con su carga total y anclados en los extremos del banco para mantener la tensión.
- Los moldes, refuerzos, o malla metálica, etc., son colocados alrededor de los tendones.
- Se coloca el hormigón y se deja que frague. El curado, es acelerado con vapor o admixturas.
- Cuando el concreto ha alcanzado suficiente resistencia, se cortan los tendones en los intervalos situados entre los moldes. Los tendones tienen tendencia a entrar en el interior de los elementos estructurales, pero la adherencia del concreto les impide el movimiento. La fuerza de presfuerzo se encuentra así transmitida al elemento estructural.
- Los miembros se retiran y almacenan dejando libre el banco para el próximo ciclo.

### 2.3.3 Medida del presfuerzo

La fuerza del presfuerzo se determina por la elongación y presión de los tendones, la causa de cualquier discrepancia que exeda en 5% deberá ser corregida. Los requerimientos de elongación deberán ser tomados de la curva de carga vs deformación.

### 2.3.4 Transferencia del presfuerzo

El mejor método para soltar los tendones del banco es con un gato hidráulico, soltándolos controladamente. El método normal de soltar los tendones es cortándolos individualmente. Se deberá estudiar la secuencia de cortado para evitar lo siguiente:

- a) Que el miembro sea arrastrado por el tendón en el extremo no cortado.
- b) Excentricidad al cortar los cables.
- c) Fractura súbita de tendones no cortados.

### 2.3.5 Manipulación y transporte

El criterio importante a tomar en cuenta al manipular elementos pretensados, es la seguridad y protección del concreto, no se aconseja mover los elementos un número mayor que 4 veces, porque se incrementa la probabilidad de dañarlos. Los puntos de sujeción para moverlos son críticos, y serán especificados por el diseñador y nunca se deberán sujetar en otro punto. Al agruparlos, uno sobre otro, deberán estar separados por piezas de madera en los puntos de apoyo. Los equipos de manipulación son los que comúnmente se utilizan para elevaciones, tales como grúas.

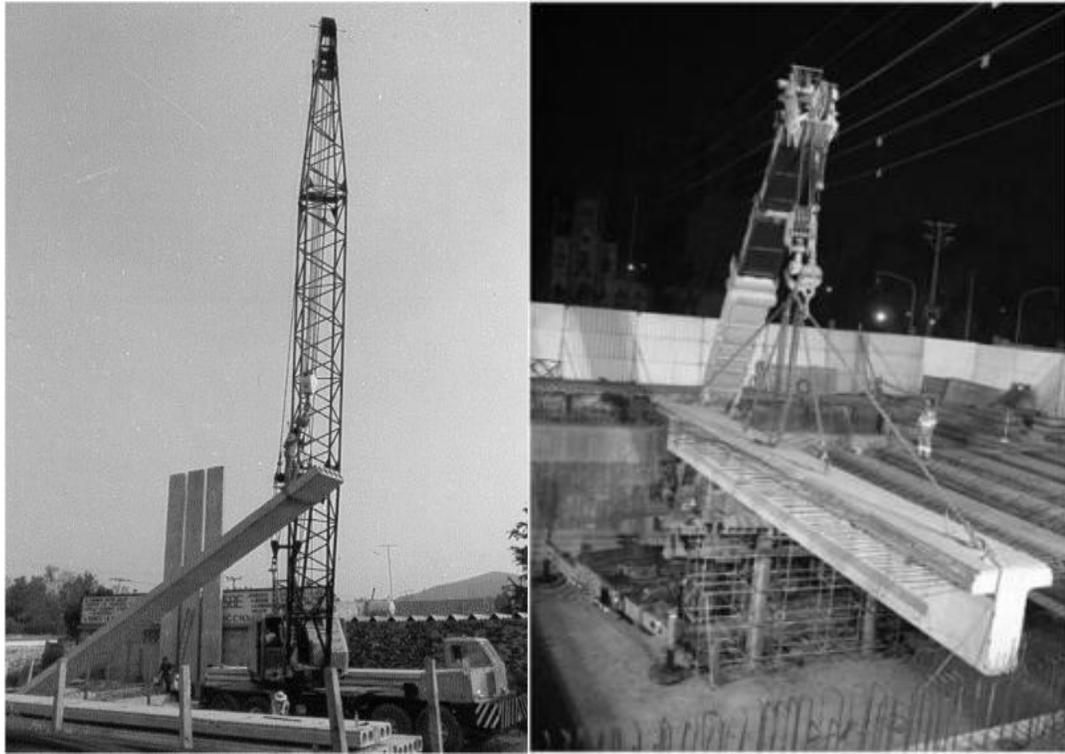


Fig. 2.8 Grúas estructurales para manipulación de elementos presforzados

Al seleccionar el proceso constructivo, es necesaria la correcta evaluación del transporte. Esta evaluación decide si los elementos serán fabricados en planta fija, en planta móvil o a pie de obra. La incidencia del costo del transporte en el costo total de la obra es directamente proporcional a la distancia por recorrer y a la complejidad del flete.

Existen 2 tipos de fletes: los que por sus características de peso y dimensiones se ejecutan con equipos de transporte ordinario y los que exceden el peso y dimensiones permitidos en las normas y reglamentos locales, para lo cual, se requiere equipos de transporte especializado. El cargado de estas piezas al transporte, deberá hacerse colocando el suficiente soporte y amortiguamiento para minimizar cualquier daño por impacto, mientras la unidad esté en movimiento.



Fig. 2.9 Tracto con semi remolque acoplado



Fig. 2.10 Ploteo o rastreo con unidad piloto



Fig. 2.11 Aseguramiento de la carga

### 2.3.6. Aplicación

Su uso es muy variado, algunos tipos son: tabiques, vigas: I, cajón, virendel, etc., paneles, marcos, columnas. Se pueden armar edificios enteros con sólo piezas pretensadas.

### 2.3.7 Concreto postensado y su aplicación

En concreto postensado, el método de presfuerzo consiste en tesar los tendones y anclarlos en los extremos de los elementos después de que el concreto ha fraguado y alcanzado su resistencia necesaria.

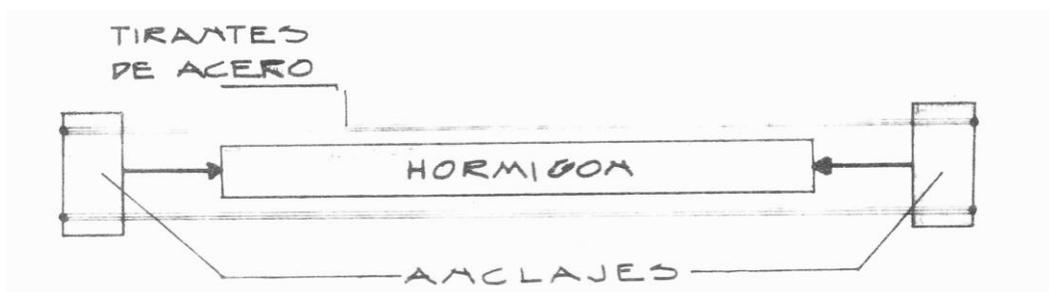


Fig. 2.12 Figura de un elemento postensado sometido a compresión

### 2.3.7.1 Disposición de los cables

Condiciones prácticas a respetar:

Se debe estudiar la disposición de los cables distribuidos en la sección transversal en las zonas siguientes:

1. Donde haya más solicitaciones en flexión y en las zonas de extremo donde se anclan los cables; posteriormente, se estudiará el trazo entre las secciones mencionadas, tomando en cuenta las solicitaciones exteriores y el método constructivo.
2. Disposiciones de los cables en sección transversal. Se dispondrán los cables de tal manera que se cumpla lo siguiente:
  - a) El hormigón fresco pueda bajar correctamente hasta el fondo del molde, con todo el espacio necesario para la vibración durante el compactado.
  - b) El recubrimiento de los cables sea suficiente para asegurar la protección del cable contra la corrosión, y también para asegurar su adherencia al concreto. Los diferentes factores que intervienen en estas condiciones son: el diámetro del ducto, el tamaño máximo de los agregados, y el diámetro del vibrador.

### 2.3.7.2 Paquete de cables. Ver fig. 13

Es aconsejable seguir las siguientes reglas generales:

- Cuando se trate de cables de capacidad mayor que 100 toneladas, es preferible mantener los cables aislados.
- Cuando los cables sean de menor capacidad que los citados y numerosos, es preferible agruparlos en paquetes, de esa manera, se concentran los cables aumentando la excentricidad y se da más rigidez a los ductos. También, el concreto tiene más espacio para su paso. Pero

se deben limitar los paquetes, así como el agujero que afecta el concreto.

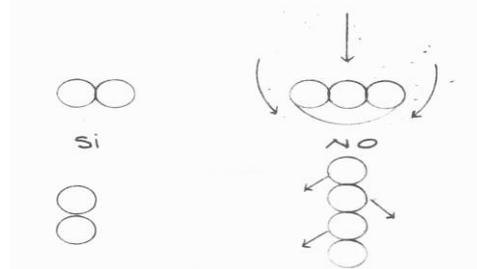


Fig. 2.13 Forma correcta de agrupar cables de presfuerzo

Los paquetes verticales de más de dos cables, estos presentan el riesgo de que salgan de su posición en el momento del hormigonado. Los paquetes horizontales de más de dos cables pueden impedir un colado correcto debajo de ellos. Los paquetes que se pueden admitir, agrupar en general 2 ó 4 cables. También limitar la fuerza total desarrollada por los cables de un mismo paquete, aproximadamente a 330 toneladas; además lo siguiente:

- ◆ Cuidar el buen colocado de las zonas donde se separan los cables progresivamente.
- ◆ Emplear ductos, fig. 2.14, cuya rigidez sea suficiente para no tener aplastamiento en trayectoria curva en caso de dos ductos.

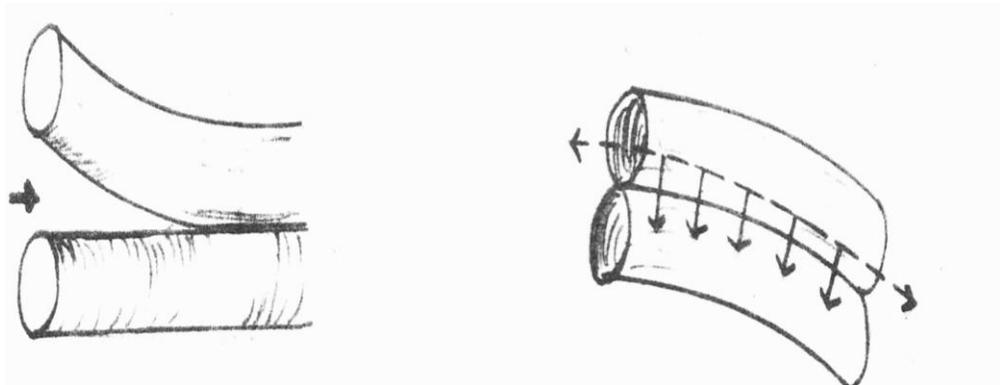


Fig. 2.14 Ductos para concreto presfuerzo

### 2.3.7.3 Recubrimiento mínimo de los cables:

- a) El hormigón debe bajar correctamente entre un ducto, el paño del molde, u otro ducto. Este espacio debe ser suficientemente grande para dejar paso a los mayores agregados y también para no tener un efecto de "arco".
- b) El recubrimiento del concreto debe ser suficiente para proteger el cable contra la corrosión.

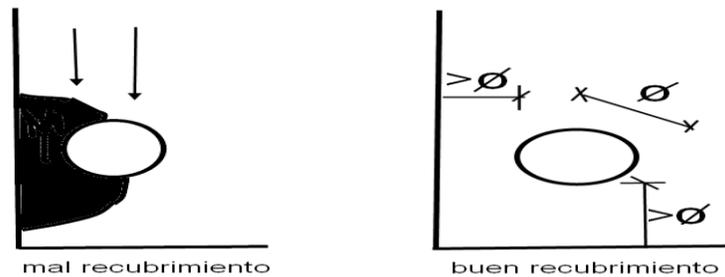


Fig. 2.15 Recubrimiento mínimo a dejar entre el molde y acero de presfuerzo

- c) Se puede optar por los recubrimientos siguientes:

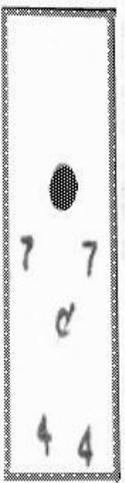
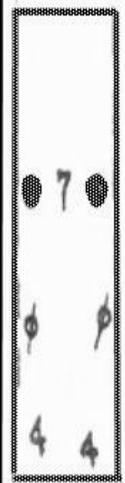
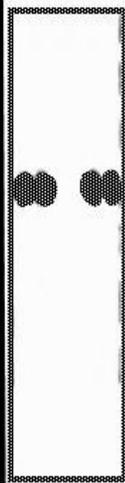
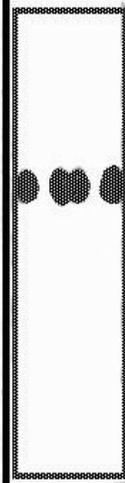
Dos veces el diámetro del torón o de la varilla ó 3 veces el diámetro de la barra más gruesa si es un paquete de varillas, en elementos en contacto con el suelo, no deberá ser menor de 4 cm el recubrimiento.

Cuando se vibra el hormigón con vibradores internos, prever chimeneas o ventanas de vibración cuyo número y diámetro depende del diámetro "D" del vibrador, esto para que el vibrador pueda introducirse a todas las zonas sin mayor problema. Se puede admitir que:

- Para un diámetro de la chimenea entre 1.5 a 2 "D", según la profundidad, la distancia entre el eje de la chimenea a la pared próxima deber ser por lo menos 4 veces "D"; y de esta, a alguna otra chimenea 8 veces "D".

- Para la disposición de cables que suben en las almas, para facilitar el concreteado de la viga y evitar reducir demasiado el ancho del alma que resiste al cortante, debe limitarse, el número de cables que suben simultáneamente; suben normalmente uno por uno cuando el alma de la viga es de espesor delgado. Ejemplos de disposiciones en caso de secciones sobre críticas: poner los cables en excentricidad sin imponer desviaciones en planta demasiado fuertes. Además no deben formar en planta, una barrera que pida el paso del hormigón y de los vibradores.

Tabla Nº 2.3 Espaciamientos para diferentes secciones

# DE COLUMNAS DE CABLES	1	2	3	4		
				$\phi < 7$	$7 < \phi < 11$	$11 < \phi$
SECCION						
ANCHO MÍN. DEL ALMA	$22 + \phi$	$7 + 4\phi$	$14 + 3\phi$	$7 + 6\phi$	$14 + 6\phi$	$21 + 6\phi$

Adaptada de Trabajo de graduación., "Aspectos prácticos para la construcción de puentes con el método de voladizos sucesivos", Pág. 43, año 1978

Ejemplo del patín inferior de una trabe prefabricada de puente:

En el centro de claro, generalmente los cables están en 3 paquetes.

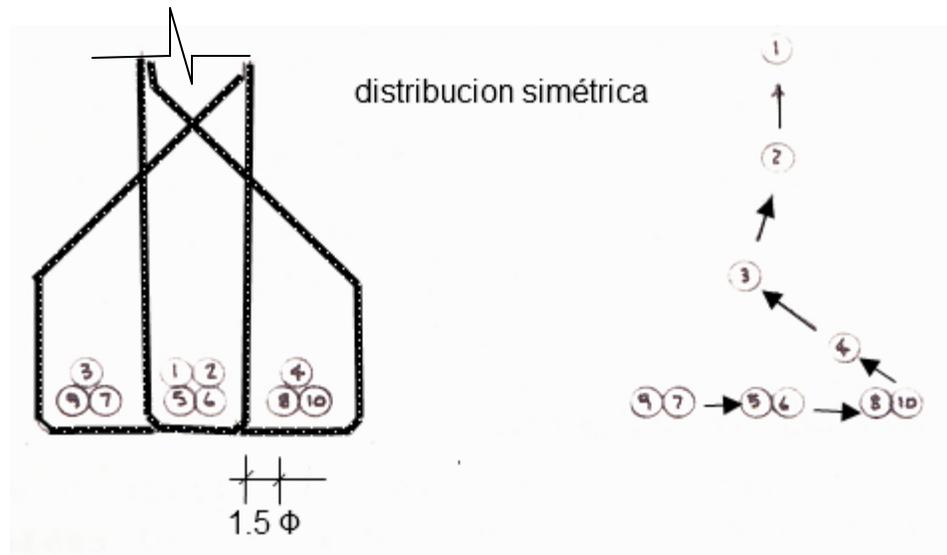


Fig. 2.16 Detalle de paquetes de cables distribuidos en forma simétrica

El paquete central tiene más cables, porque ésta posición central, permite subir los cables directamente en el alma, sin desviaciones. Así, se subirán primero estos cables centrales y posteriormente los cables de los paquetes laterales.

Ejemplo de una sección sobre un apoyo intermedio de una trabe continúa colada in situ. Ver fig. 2.17.

Se les agrupa en 3 paquetes uno en el centro y 2 laterales. Bajan primero los cables del paquete central y alternativamente los de los paquetes laterales, asegurando la existencia de una chimenea libre cuando la otra está ocupada.

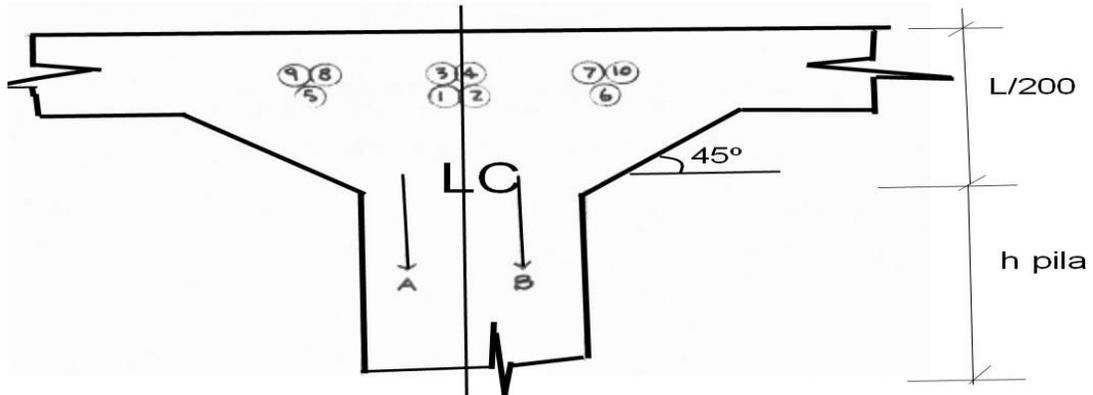


Fig. 2.17 Distribución de cables en una viga presforzada

Para el trazado del cable es necesario tener en cuenta que para limitar las pérdidas por fricción en su ducto y facilitar su colocación, este debe tener un trazo lo más regular posible, y de radio de curva suficiente. El ángulo de salida en la fibra superior, debe ser suficientemente grande. Al no ser así, la longitud de la caja de salida necesaria para colocar el gato podría ser demasiado grande y dificultar lo siguiente:

1. Los ascensos sucesivos de cables (por falta de espacio).
2. El paso de los cables transversales, o del refuerzo transversal.
3. El colado bajo las cajas de salida. Los valores usuales de los ángulos de salida son variables, entre  $20^\circ$  y  $30^\circ$ .

#### 2.3.7.4 Diversos tipos de trazos de cables

Para los cables continuos anclados en el extremo de una trabe, el espaciamiento de los anclajes debe ser suficiente para no solicitar demasiado al hormigón; además el anclaje del cable inferior debe estar suficientemente bajo para que su influencia cubra bien la zona de apoyo. Se supone una distribución a  $45^\circ$ , a partir del paño o pared del anclaje.

### Prefabricados de puentes de vigas en voladizo equilibrados

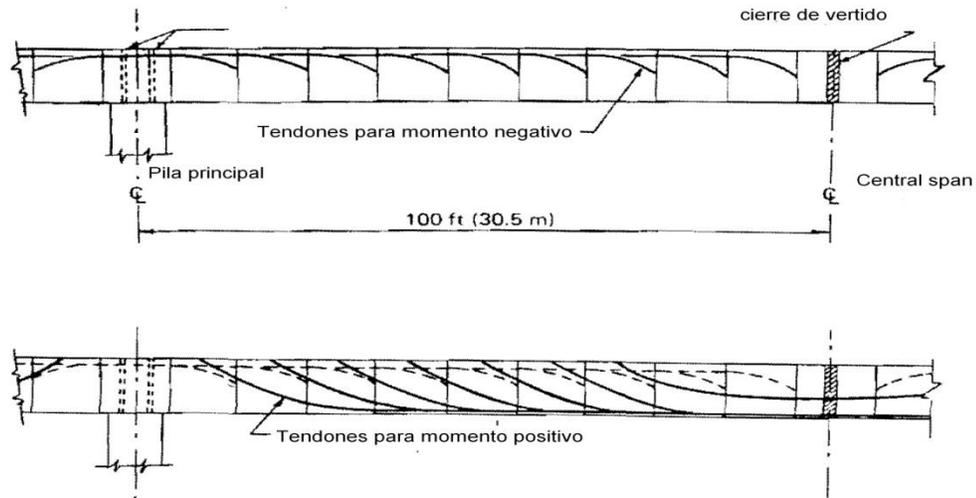


Fig. 2.18 Detalle de la colocación del cable de anclaje

#### 2.3.8 Equipo y métodos para el tesado de acero de presfuerzo

Una vez colocado todo el refuerzo y hormigonado, y después de alcanzada su resistencia, se procede a tesar los cables con gatos. Los cables se bloquean en esa posición tesada, usando un anclaje que los mantiene de manera definitiva. Existen varios procedimientos que permiten realizar el postensado, es decir, el presforzado del hormigón tensando cables después del fraguado de éste. El Ingeniero responsable del trabajo deberá conocer las ventajas y limitaciones del sistema que propone.

#### 2.3.9 Procedimientos más conocidos

La originalidad de cada procedimiento en el presforzado, está en el tipo de anclaje a usar. Estos se pueden clasificar en dos grandes familias:

- a) Los que estiran directamente los alambres o torones.

- b) Los que el dispositivo para tesar, toma el anclaje para estirar el cable. En estos, los cables y anclajes forman un conjunto. Los cables y anclajes son dos componentes diferentes.

#### 2.3.9.1 Procedimiento Freyssinet

Actualmente, es uno de los más utilizados en el mundo. Con este sistema se inició el pretensado, y aunque su uso inicial no era en puentes, fue preciso esperar hasta 1940 para que se pusiera a punto el sistema definitivo con cables de 12 alambres y anclajes de hormigón armado, macho y hembra independientes del cable en montaje. En los primeros años de uso de este sistema, los alambres eran de 5 mm, posteriormente se llegó a 7 y 8 mm, recientemente la práctica ha ido a mayor número de alambres. El sistema de anclaje se compone de dos elementos cónicos, los cuales van bloqueando por fricción los doce alambres o torones. Estos elementos cónicos son:

- De hormigón para los cables constituidos de alambres.
- De acero forjado para los torones.

El anclaje hembra, es un cilindro con un agujero central cónico con pendiente del 10%. El anclaje macho, es una cuña con 12 alojamientos en su periferia en donde se colocan los alambres o torones. Posee un agujero central que permite la inyección posterior del cable en el ducto de presfuerzo.

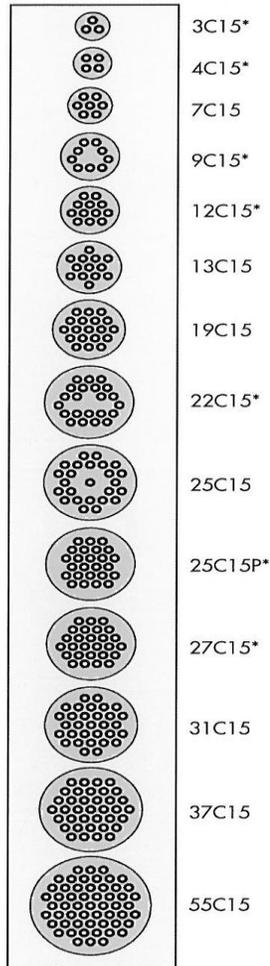
Los gatos poseen doble efecto, estos se componen de dos pistones, uno, el de tensión y el otro de acuñamiento del anclaje macho. La operación de tesado se desarrolla en dos fases:

1. Aumentando la presión en la primera cámara la parte móvil del gato se mueve hacia atrás, halando el cable.
2. Aumentar la presión en la segunda cámara, cuyo pistón empuja el anclaje macho. Se baja entonces las presiones, el gato vuelve a su posición inicial provocando la liberación de las cuñas. Los alambres tienen entonces,

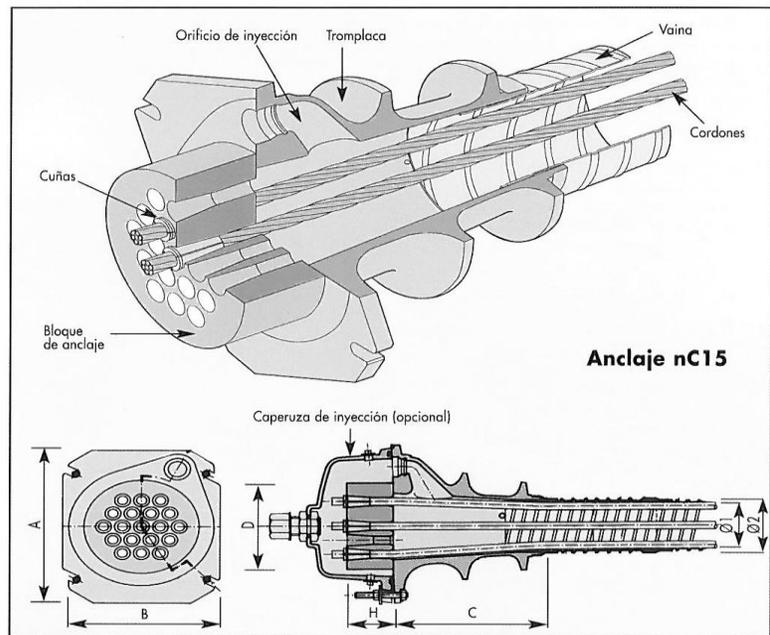
tendencia a encogerse. Aspiran por fricción el anclaje macho hacia el interior del hormigón hasta una posición de bloqueo definitivo. Esta entrada de cono macho reduce la tensión del cable.

Las características de los alambres son entre 140 Kg/mm<sup>2</sup> a 165 Kg/mm<sup>2</sup>, estos dan fuerzas útiles de 20 a 40 toneladas cada uno, ya en alambres para fuerzas de 170 toneladas son necesarios, 30 alambres de 7 mm. El cable se forma agrupando los alambres alrededor de una espiral que los mantiene separados y colocándolos dentro de una vaina que los aísla del hormigón. El ajuste se hace por fricción. El gato para el tesado es de dos efectos; el primero: el propiamente de tesado, tira simultáneamente todos los alambres que se alojan durante la operación, en entalladuras individuales, donde se les acuña. El segundo es de operación, donde se da la introducción del cono para lo cual, éste se pone en marcha empujado por un segundo émbolo concéntrico del anterior y con su correspondiente cuerpo de bomba. Los anclajes ciegos se obtiene abriendo los alambres del cable en abanico, en bucle, en espiral, o bien en circuito cerrado, formando cada dos una sola unidad. Las unidades de anclaje normales de este sistema sirven para fuerzas comprendidas entre 16 toneladas y 60 toneladas. Para las unidades de mayor potencia, se han abandonado las piezas machos y hembras de hormigón armado, sustituyéndolas por piezas de acero; la hembra lisa, y el macho con acanaladuras longitudinales, perfectamente calibradas, para tener contacto individual con los alambres o cables en las caras laterales, y no al fondo, asegurando el mínimo deslizamiento entre estos elementos. La superficie de las piezas de anclaje se trabaja para que tengan dureza superficial inferior a la de los alambres de la unidad.

■ Gama de anclajes



\*Configuración de los cordones en el anclaje sin cable central. Ver página 18 para elegir el gato de tensión correspondiente.



Unidad	A	B	C	D	H	Ø1*	Ø2**
3C15	150	110	120	85	50	40	45
4C15	150	120	125	95	50	45	50
7C15	180	150	186	110	55	60	65
9C15	225	185	260	150	55	65	70
12C15	240	200	165	150	65	80	85
13C15	250	210	246	160	70	80	85
19C15	300	250	256	185	80	95	100
22C15	330	275	430	220	90	105	110
25C15	360	300	400	230	95	110	115
25C15P	350	290	360	220	95	110	115
27C15	350	290	360	220	100	115	120
31C15	385	320	346	230	105	120	125
37C15	420	350	466	255	110	130	135
55C15	510	420	516	300	145	160	165

Todas las dimensiones están en mm.  
\* Verificar el espesor de vaina según la norma aplicable.  
\*\* Manguito de conexión de las vainas.  
y \*\* Dimensiones mínimas recomendadas.

Fig. 2.19 anclaje tipo Freyssinet para diferentes gamas de anclajes.

2.3.9.2 Procedimiento de anclaje con sistema B B R V

Este sistema, que lleva las iniciales de los ingenieros que lo desarrollaron, M. Birkenmaier, A. Brandestini, M. R. Ros y K. Vogt, se inició en Suiza en el año 1950. Su unidad de pretensado consta de gran número de alambres, 13 a 42, diámetro entre 5 a 12 mm, reunidos por dos cabezas terminales cilíndricas (65 a 135 mm de diámetro), entre las cuales, quedan aprisionados al pasar por los correspondientes agujeros dispuestos en circunferencia concéntrica y sus

extremidades ensanchan por recalcado<sup>10</sup> rápido en frío, que aumenta su diámetro de 1.45 a 1.6 veces en una altura aproximada de un diámetro. Las cabezas terminales tienen rosca interna y externa. El acero, es de alambres de diámetro 5 a 7 mm, con resistencia media de 160 Kg/mm<sup>2</sup> a 180 Kg/mm<sup>2</sup> aumentando con la disminución del diámetro. Se disponen de unidades con cabezas para anclajes activos o para anclajes ciegos, móviles y fijos, respectivamente. El gato tiene un vástago longitudinal que se rosca por un lado a la cabeza móvil. El número de alambres varía entre 8 a 163, proporcionando fuerzas en el gato, que pueden ser entre 37 a 790 toneladas. La originalidad principal del procedimiento consiste en el anclaje individual de cada alambre, obtenido por "botoneado" sobre una cabeza de anclaje cilíndrica, agujereada y alojando tantos agujeros como alambres posea el cable. La cabeza se apoya sobre el hormigón por el intermedio de una placa de apoyo.

Anclajes. Se utilizan dos tipos de anclajes:

1. El móvil que sirve para tensar
2. El muerto que sólo asegura el bloque contra el concreto.

En el caso del anclaje móvil, la cabeza consta de una rosca exterior que permite fijar la varilla de tensión del gato y tensar así el cable. Se bloquea éste, una vez terminado el tensado por calzas metálicas. El conjunto cabeza y calzas queda en obra después de haber sido recubierto de hormigón.

### 2.3.9.3 Procedimiento con Sistema Dywidag

Fue el primero de todos los sistemas aplicados a puentes, desde la primera realización, el puente de Aue, en Auenheim, aparecen casi todas las características definitivas, que son: unidad de pretensado de barra redonda de

---

<sup>10</sup> Es un proceso que se lleva a cabo en una forja abierta y que involucra compresión entre dos partes planas. La forja es una deformación plástica de un material que se produce por aplicación de fuerzas de compresión.

acero de alta resistencia, en el primer caso, tenía solamente  $40 \text{ kg/mm}^2$ ; anclaje de tuerca adaptado a extremidad fileteada y empalme por manguito de doble rosca. Este sistema fue desarrollado por el profesor Finsterwalder en la empresa Dyckerhoff & Widmann, quien desde el principio abordó el problema de los puentes, creando antes de la 2ª guerra mundial, el tipo de arcos planos, que no ha vuelto a utilizarse después. En el año 1957, este sistema, se relanzó por el método constructivo de los voladizos sucesivos, y se creó, además, el tipo de los pórticos con célula triangular. Este se transformó en el dintel compensado con tirantes oblicuos. La campana de anclaje activo tiene un cuerpo cilíndrico con diámetro de 14 ó 16 cm que zuncha la zona de hormigón que recibe directamente la carga. Los anclajes ciegos se realizan también con campanas idénticas a las del anclaje activo, fijando previamente la tuerca hexagonal, contra ella, mediante tres puntos de soldadura, para que no se mueva durante el tesado. El gato de tesado, es muy sencillo, tiene un sistema de tracción de la barra, directamente unida por roscado al émbolo, accionado por la bomba que se maneja a mano. El acero es de tipo Reinhausen, con características  $80 \text{ kg/mm}^2$  a  $105 \text{ kg/mm}^2$ .



Fig. 2.20 Sistema Dywidag. Anclaje multiplano de dos elementos, especialmente apropiado para el tesado longitudinal en vigas y puentes

#### 2.3.9.4 Procedimiento de anclaje con sistema K A

Las principales características de este sistema: los alambres utilizados son ovalados y el número de alambres varía de 2 a 30, proporcionando una fuerza de 6 a 25 Toneladas. Para realizar el tesado, los alambres se colocan en hileras paralelas que van apretados entre placas por tornillos de alta resistencia, para así el conjunto constituido puede ser agarrado por el gato.

#### 2.3.9.5 Procedimiento de anclaje con sistema Tecpresa

Este emplea un anclaje de cuña interior para anclaje de tres cordones. El anclaje es estáticamente determinado, y, por consiguiente, son iguales los esfuerzos de tensión para los tres cordones. El cono de anclaje y la cuña son metálicos existiendo modelos roscados para empalme de armaduras mediante un mango. El anclaje y el gato permiten el retesado de las armaduras. Pudiéndose variar el esfuerzo en ellas, o medir el que existía antes de la operación. Si sobreviene la rotura de un cordón durante la operación de tensado, el gato se descarga automáticamente, sin que el gato se desplace de su posición, quedando unido a los otros dos del mismo grupo. Se emplea también el sistema llamado MULTI-B, para tendones formados por 9, 12, y 15 cables trenzados con el mismo procedimiento indicado. Para el esquema de soluciones de colocación de anclajes, el gato de tracción está formado por tres gatos independientes, conectados a la misma fuente de presión hidráulica; por ello, el esfuerzo de tracción para cada una de las unidades, es conocido, e igual para las tres al equilibrarse por sí mismo, independientemente en su diferencia de colocación; y por tanto, del diferente recorrido de cada gato, si es necesario. No se requiere separadores ni distanciadores, restando así, muy rápida, la colocación de los cordones de postensado. Dispone de gatos manuales y de gatos de alto rendimiento con tensión, enclavamiento de cuña y recuperación automáticos. Ver fig. 21 el detalle del procedimiento de anclaje tipo Tecpresa.

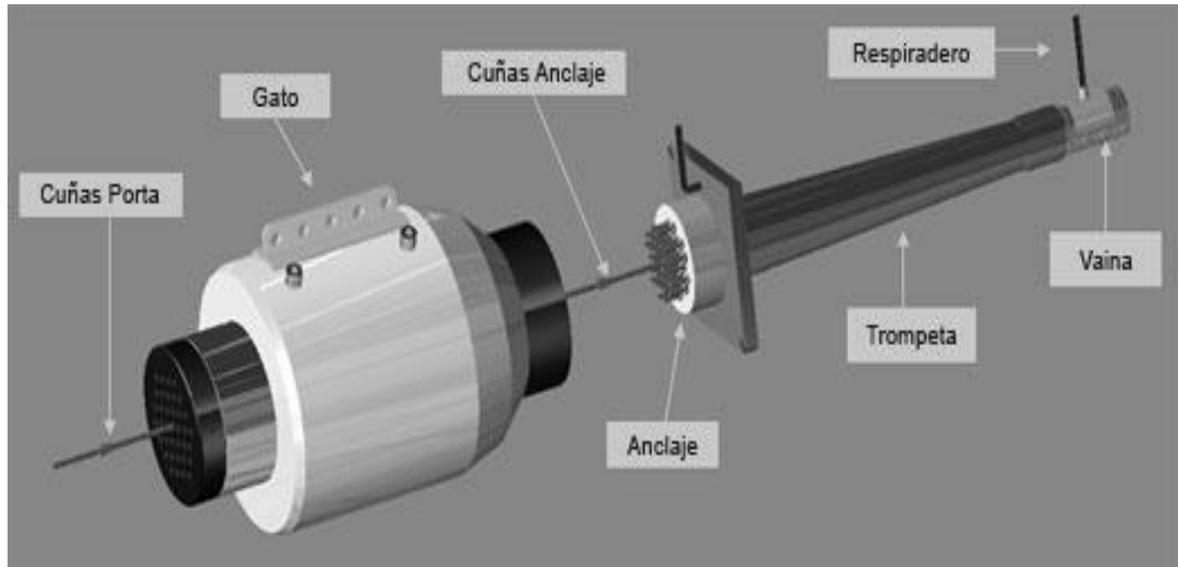


Fig. 2.21 Sistema de tesado Tecpresa

#### 2.3.9.5.1 Colocación de trompetas en vainas

Las placas de reparto de las trompetas se fijan al encofrado mediante cajetines<sup>11</sup>, para asegurar la alineación correcta de las armaduras activas en el arranque, así como dejar las dimensiones mínimas necesarias para la introducción del gato una vez desencofrado. La colocación de las vainas se realiza simultáneamente con la colocación del acero de refuerzo. Esta, se ajusta a lo establecido en los planos sujetándola a la armadura pasiva cada 1 ó 2 metros en función de la complejidad del trazado y la unidad a emplear.

#### 2.3.9.5.2 Enfilado de los cordones

Esta operación se realiza siempre que es posible, previamente al hormigonado, para evitar los riesgos de un posible abollamiento o rotura de la vaina durante el hormigonado, lo que impediría la operación del enfilado. Una vez montada la bobina de cordón en la devanadora, se procede al enfilado mediante enfiladora.

<sup>11</sup> Ductos para embeber los cables de presforzado.

En el extremo de cada cable se coloca una pieza metálica en forma de bala que evita que se desfleje y dañe la vaina, enfilando el número de cordones previstos en el proyecto, con la sobre longitud necesaria para su posterior tesado.

#### 2.3.9.5.3 Tesado del tendón

Una vez hormigonado y desencofrado se procede a la colocación de las cabezas de anclajes y cuñas; el proceso de tesado comienza una vez alcanzada la resistencia del hormigón, mediante la respectiva rotura de probetas (cilindros). El proceso de tesado se realiza siguiendo un programa de tesado, confeccionado previamente, en el que se hace constar las etapas parciales de tesado; orden de tesado de cada etapa y tensión de anclaje de cada tendón. Durante la operación de tesado, se registra en la correspondiente parte, los distintos escalones de carga y alargamiento de toda la operación. Los aparatos de medida están calibrados; asimismo, los alargamientos, se miden con una precisión no menor que 2% del recorrido total.

#### 2.3.9.5.4 Corte de las puntas, sellado de cajetines e inyección

Una vez finalizada la operación de tesado y comprobados los alargamientos, el responsable de la obra dará las instrucciones para el corte de las puntas de tesado mediante corte radial, a 3 cm de los borde de las cuñas, procediendo a continuación al sellado de cajetines (ductos) mediante mortero sin retracción.

Antes de proceder a la inyección de los conductos, se efectúa su limpieza, mediante un lavado con agua, que elimine los aceites hidrosolubles utilizados en el enfilado, y expulsando después el agua sobrante, inyectando aire comprimido. Si no se han utilizado aceites, es suficiente la inyección de aire para la limpieza. La operación de limpieza sirve, además, para detectar posibles

obstrucciones y comunicaciones entre vainas, o de estas con los aligeramientos.

#### 2.3.9.6 Procedimiento de anclaje con sistema CCL

Este sistema responde a la compañía Cable Cobres. Ltd., asociada con la antigua Gifford & Udall; tiene como característica, el anclaje individual de alambre o cable, mediante cuña anular troncocónica dividida en dos o tres sectores. Puede ser de cable de gran diámetro (hasta 1 1/8") o de alambres o cables de diámetro normal (1/2"). Cuando se trata de alambres, son de 7 mm y se agrupan en número de 2, 4, 8 y 12. En el caso de cables, pueden ser de 0,5" (13 mm), 0,6" (15 mm) y 0,7" (18 mm), agrupados en 2, 3, 4, 7, 9 y 12, excepto en el último diámetro, donde sólo se llega a grupos de 7, pasando a unidades mono cable con 7/8", 1" y 1/8". (Fig. 1.4). El gato depende del tipo de alambre o cable, es cilíndrico y se maneja cómodamente, teniendo una carrera entre 12 cm y 50 cm. En cada operación se hace el tesado de un solo alambre o cable; por lo cual, es monolítico y de poco peso. Los anclajes CCL, con capacidades variables hasta 1,000 toneladas, presentan una amplia gama dentro del hormigón postensado. La operación de puestas en tensión puede realizarse utilizando los gatos Stressomatic para el tesado individual de cordones, o bien utilizando los potentes gatos CCL para puesta en tensión de todos los cordones a la vez (sistema multiforce). El sistema CCL, dispone de una amplia gama de terminales, anclajes, gatos, vaina, equipos para inyectar eslingas de elevación, etc.

##### 2.3.9.6.1 Procedimiento de anclaje con sistema de Gatos Stressomatic

Este nuevo gato, totalmente automático, es de accionamiento muy rápido. Con gato normal, requiere unos 20 minutos para tensar un cable de 51 ton compuesto por 12 alambres de 7 mm. Con un gato Stressomatic, bastan 3 minutos. Un cable de 82 toneladas, compuesto por 7 cordones de 1/2", con gato Stressomatic, se tensa en 7 minutos.

#### 2.3.9.6.2 Procedimiento de anclaje con sistema Stronghold

Puesto a punto recientemente, se ha realizado importantes obras en varios países y representa el mayor avance dado en los últimos años en la técnica de postensar. Los nuevos anclajes Stronghold se tensan, destensan y retensan en pocos minutos cualquiera que sea su potencia. El sistema admite, indistintamente, tendones formados por cualquier número de alambres o torones pudiendo alcanzar esfuerzos de hasta 1000 ton o más según las especificaciones del proyecto.

Los tendones Stronghold se suministran formados desde la fábrica. También pueden montarse a pie de obra; para ello, se dispone de máquinas adecuadas. El anclaje activo, se realiza mediante cuñas Stronghold, especialmente diseñadas para obtener la mayor eficacia y una penetración mínima en la transferencia, y dado que su clavado se hace hidráulicamente, y a gran presión; puede decirse, que las pérdidas de tensión por entrada de cuñas son prácticamente inexistentes en el sistema Stronghold. Los gatos Stronghold, son sólidos y compactos, sin tubos exteriores, ni zonas delicadas expuestas a la oxidación. Su accionamiento mediante las centrales Stronghold es sencillo, automático y rápido. Un tendón de 400 ton, se enfila, tensa y libera, en 3 ó 4 minutos. Ello se debe a que los elementos del tendón se enfilan en todas las cuñas de arrastre del gato, con sólo empujar este suavemente. El gato agarra simultáneamente a todos los alambres y los tensa al accionar la palanca de presión. Clava las cuñas, después libera el gato en pocos segundos; con lo cual, todas las operaciones que resultan largas y engorrosas en los sistemas tradicionales, se transforman con el sistema Stronghold en automáticas e instantáneas y sólo cuenta el tiempo que realmente se está tensando.

#### 2.4 ASOCIACION POSTENSADO Y PRETENSADO

El pretensado no posee solamente las ventajas enumeradas en lo anterior; presenta inconvenientes en que no es económico, en los bancos que permitan

trazos de alambres rectos. La consecuencia de esto es que, el trazo del presforzado no sigue la curva de los momentos, además que no se beneficia de la reducción de la fuerza cortante introducida por los cables inclinados.

La tendencia actual es de utilizar los dos sistemas asociados, esto debido a que al hacer uso de los dos métodos de presfuerzo., se aprovecha las ventajas debidas a la prefabricación y al pretensado. Además, si se hace una introducción de postensado posterior, a medida se da la aplicación de cargas complementarias, se combate el efecto de las cargas vivas, y permitiendo adicionalmente, el beneficio de la reducción de cortante.

Por otra parte en el caso de grandes claros, donde la continuidad es interesante, el postensado permitirá la realización de la misma de manera ideal.

## 2.5 CONSTRUCCION DE PUENTES CON EL METODO DE DOBLE VOLADIZO

Los puentes hechos con hormigón presforzado se diferencian de los puentes de hormigón reforzado, en el uso de aceros de alta resistencia en combinación con concretos de alta resistencia. Presforzando el acero, se hace trabajar a esfuerzos más altos al conjunto hormigón - acero de presfuerzo, disminuyendo de esta manera el agrietamiento. Los principios para puentes de concreto reforzado también se aplican en los presforzados. Sin embargo, por ser estructuras más livianas y presforzada, nuevos conceptos, técnicas y métodos, se han desarrollado para mejorar plazos de ejecución. Y ante la necesidad de no poder construir de la manera clásica con obra falsa, o por ser esta, una ejecución compleja, imposible, o con un costo incompatible con el de la obra en sí, el método de construcción utilizando voladizos sucesivos para puentes, con hormigón presforzado, es una tecnología que cumple con esto habiendo mayor avance del proceso constructivo comparado con los métodos tradicionales de construcción.

### 2.5.1 Subestructura

Su costo es elevado, y la construcción puede ser complicada. Haciendo el menor número de luces en el largo total del puente, se evitan mayor número de apoyos, por ejemplo, estribos sólidos o huecos; marcos rígidos; caballetes o extensiones de pilotes de concreto presforzado, columnas sólidas o huecas.

### 2.5.2 Excavación

Esta incluye la remoción de todo el suelo hasta la profundidad de buen soporte de la cimentación de las pilas, en donde se encuentre una buena base para cimentar la subestructura del puente. Los suelos para fundación pueden soportar al puente directamente o indirectamente cuando se utilizan pilotes. Las excavaciones a cielo abierto, a cierta profundidad (> 4m) según la calidad de los estratos del suelo, pueden requerir entibaciones, arriostramiento, diques provisionales, cajón de aire comprimido y otros métodos para obtener las condiciones de construcción y de seguridad al trabajador<sup>12</sup>. Las condiciones de cimentación especificadas están contenidas en el reporte de exploración del subsuelo; por ejemplo, tamaño o profundidad del cimienta, estratos de los suelos, sus propiedades a profundidades consideradas apropiadas.

### 2.5.3 Construcción de las fundaciones

Para el concreto en las fundaciones, es de gran importancia el vibrado de toda la masa de hormigón fresco, para que este quede homogéneo. El hormigonado bajo de agua debe hacerse con concreto tremie<sup>13</sup>, y colocado bajo estricta supervisión.

---

<sup>12</sup> *Cimentaciones , Diseño y Construcción, Tomlinson, 2002 MJ Ed. Trillas, 2002*

<sup>13</sup> *Es un concreto fluido y altamente cohesivo, sin segregación y de fácil colocación, es diseñado para colocarlo bajo agua y/o casos especiales de estructuras esbeltas o de difícil postura y compactación. Se utiliza ampliamente en muros de contención, cortinas y pilotes*

#### 2.5.4 Erección de las Pilas

Para toda pila que es relativamente pequeña, la erección podrá hacerse con formaleta de acero o madera o con cilindros de concreto que sirvan de formaleta. Para pilas de gran esbeltez, se puede utilizar formaletas o encofrados deslizantes, el cual se va deslizando por segmentos, esta es empujada por gatos.



Fig. 2.22 Proceso constructivo de pila utilizando encofrado deslizante

#### 2.5.5 Puentes Isostáticos

Aunque en la realidad, la característica isostática en toda la estructura de un puente no existe, esto es, debido a que todos los elementos de un puente no pueden ser isostáticos, se consideran como puentes isostáticos, a aquellos cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro y a su vez independientes desde el punto de vista de flexión de los apoyos que lo soportan. Entre los puentes considerados como isostáticos, se tiene en función del mecanismo constructivo, los de articulación mecánica y los de tipo Gerber.

Articulación mecánica. Es el tipo de mecanismo de avance constructivo estático más simple que existe, consiste en construir dovelas<sup>14</sup> a partir de las pilas principales, sobre la longitud del puente, pero en el cierre de los voladizos se coloca una articulación de funcionamiento mecánico que permite dilatación y transmisión de esfuerzos cortantes. La facilidad del modelo del cálculo de la obra isostática es muy ventajosa. Pero, una dificultad constructiva es, que la articulación central debe permitir giros y deformaciones longitudinales de una extremidad del voladizo con respecto al otro; además, transmitir fuerzas cortantes. La continuidad de las deflexiones está asegurada por este tipo de juntas, pero no la de los giros; por lo tanto, se produce en este tipo de obras, una discontinuidad del perfil longitudinal en la junta, debida a las deformaciones diferidas del hormigón, así como a las pérdidas del presfuerzo. Esta discontinuidad puede alcanzar hasta varias decenas de centímetros.

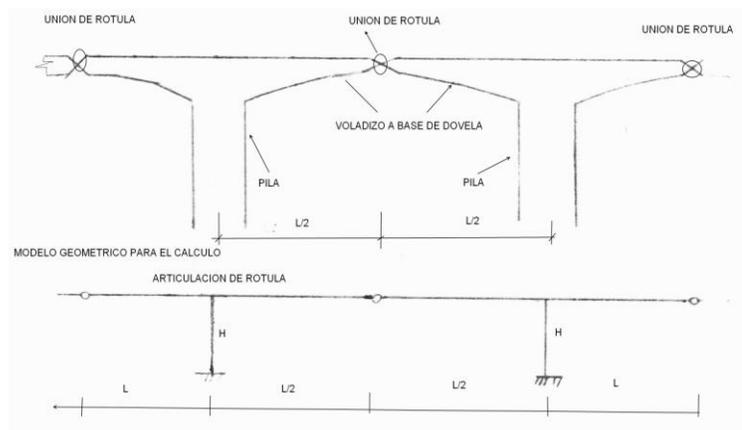


Fig. 2.23 Esquema de articulación central en puentes isostáticos

<sup>14</sup> Porción de sección de 2 a 3 m de largo y ancho en calzada mas acera de una vez, en un solo modulo integrado de geometría de cajón con alas o apropiado

Tipo Gerber. Consiste en construir sobre cada pila dos tramos en voladizo y completar la unión con un tramo suspendido formado por vigas prefabricadas y una losa fundida en el lugar.

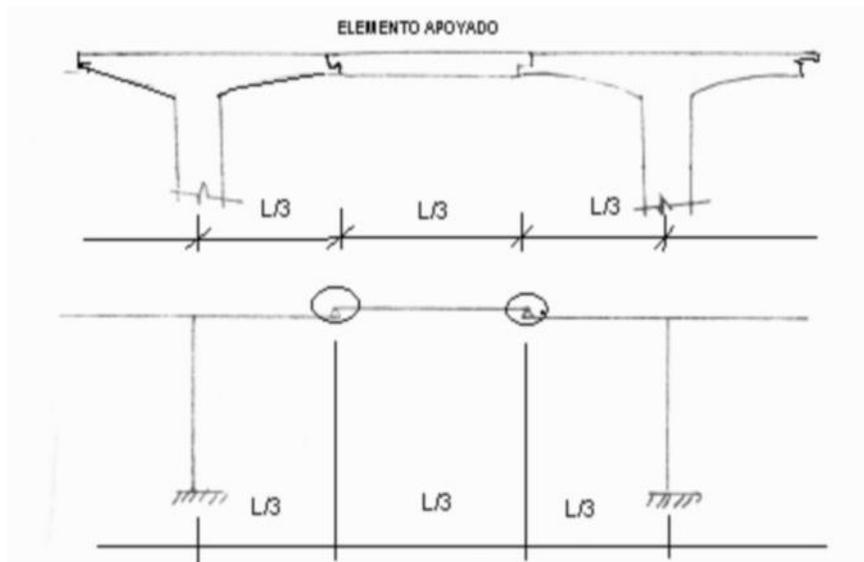


Fig. 2.24 Esquema de elementos tipo gerber en puentes Isostáticos

### 2.5.6 Puentes Hiperestáticos

Son aquellos cuyos tableros son dependientes uno de otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse o no una dependencia entre los tableros y sus apoyos. Con respecto a su mecanismo constructivo los puentes de características hiperestáticas tenemos: los puentes de vigas continuas y de marcos continuos.

Vigas continuas. El tramo que sirve de apoyo a la construcción de los voladizos, se empotra temporalmente, por medio de cables de presfuerzo a la pila, para soportar los desequilibrios locales de los voladizos durante su construcción.

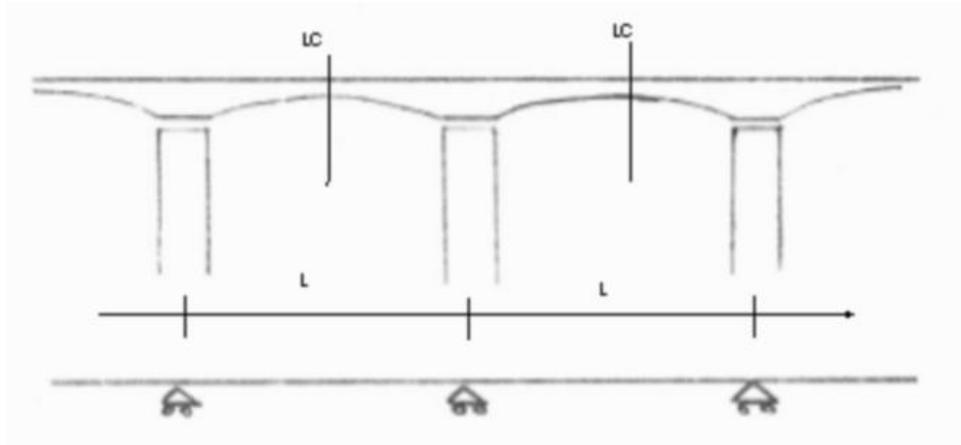


Fig. 2.25 Esquema de elementos hiperestáticos

Marcos continuos. Consiste en empotrar la superestructura sobre las pilas, para lograr así, formar marcos continuos, para lo que las pilas deben ser suficientemente flexibles, a fin de no introducir esfuerzos debido a la deformación de la estructura, causada por la contracción, flujo plástico y temperatura.

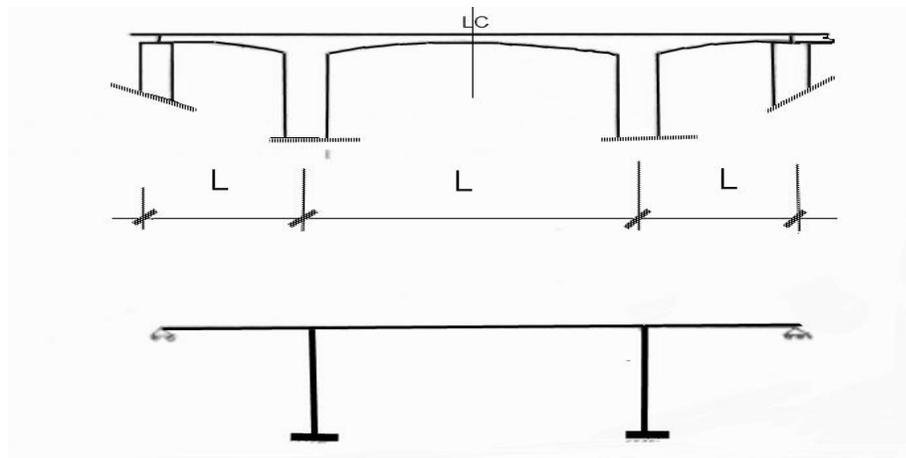


Fig. 2.26 Esquema de elemento tipo marco continuo

## CAPITULO 3

### SISTEMAS DE CONSTRUCCION CON EL METODO DE DOBLE VOLADIZO

## Introducción al capítulo

La técnica de construcción con el método del doble voladizo o voladizos sucesivos, para cubrir claros entre cada dos pilas en puentes largos o muy largos, constituye una opción ingenieril que optimiza factores como plazos de ejecución, recursos económicos al no hacer uso de cimbras de castillo, etc., además, ser competitivo frente a otras tipologías de puentes con grandes claros a cubrir. Este capítulo reseña los conocimientos necesarios para la ejecución de puentes con el método de construcción del doble voladizo, y constituye un interés debido a que fue el método de construcción con el que se realizó la ejecución del Puente Colima, objeto de estudio para este trabajo de graduación. Se presentan los lineamientos a seguir cuando se ejecuta la construcción de elementos pre y postensado, para la construcción de puentes. El capítulo introduce a cada una de las fases de ejecución, considerando elementos prefabricados y colados in situ; el montaje, alineamientos de carro de avance hormigonado, construcción desde la dovela cero hasta la dovela de cierre; se aborda la disposición de los diferentes tipos de cables utilizados en el proceso constructivo. Se indican, requisitos a cumplir para asegurar el correcto control en la elaboración del concreto presforzado con buena calidad; se toma en cuenta operaciones como tesado, inyección de tendones, se describen métodos de colado y problemas propios que suelen presentarse en la técnica del presfuerzo.

### 3.0 SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN CON EL METODO DE DOBLE VOLADIZO

El método constructivo del doble voladizo, para la tecnología de puentes para postensión, trabaja con vigas en voladizo, empotrando cada lateral de la cabeza de una pila, cada dos de esta para un solo claro. Sobre una pila ya eregida en su totalidad, se construye desde cada dos rostros opuestos en un solo alineamiento, pero avanzando constructivamente en direcciones opuestas, a la vez, respectivamente, y estos se van ejecutando, manteniendo el equilibrio. El método de construcción en voladizo, es considerado actualmente aplicable para luces mayores que 70 m de longitud, campo en el cual, compite exitosamente con el de construcción en acero. Para luces menores, se compite con otros métodos de construcción, en particular con el de colado en el lugar con obra falsa, que se mantiene económico si el puente no es alto. El uso de segmentos colados en el lugar, de segmentos prefabricados, depende del tamaño y la luz del puente. La construcción en voladizos para puentes, tiene un campo de aplicación desde los 35 m a 200 m de luz, aunque hay algunos puentes que sobrepasan este límite superior. Para grandes luces, las mayores que 100 m, los segmentos prefabricados resultan muy pesados y el equipo para su manejo resulta demasiado costoso, por eso la construcción colado in situ se usa en este caso; generalmente, para luces convencionales 100 m ó longitudes mayores. El uso del segmento hormigonado en el lugar en los prefabricados, depende esencialmente del área de superficie del puente, debido al costo de tener una planta de producción de prefabricados, facilidades de localización, y tiempo de construcción. Un valor aproximado de 5000 m<sup>2</sup> es considerado como mínimo para justificar la construcción prefabricada; este costo, se reduce notablemente si la erección de segmentos se puede hacer usando equipo normalizado disponible (grúas de camión o flotantes) y cuando el peso de los segmentos es pequeño (luces pequeñas). Durante la construcción, la

superestructura funciona en voladizo, bajo los efectos del peso propio y de las cargas vivas de construcción. Los momentos decrecen desde el empotramiento en el apoyo hasta anularse en el extremo libre. Debido al método constructivo, la resistencia de la obra varía en el mismo sentido. En cada dovela el número de cables disminuye a lo largo del puente, debido a los anclajes sucesivos de los cables en estas.

### 3.1 Puentes con dovelas coladas en el lugar

Este procedimiento permite suprimir la obra falsa y ahorrar una gran parte de la cimbra. El uso de segmentos hormigonados en el lugar para la construcción en doble voladizo, consiste en hormigonar un pequeño segmento longitudinal de la superestructura en cada lado de la pila, y tesar los cables de presfuerzo, tan pronto el concreto haya adquirido su resistencia especificada. La cimbra es entonces corrida hacia un extremo, un nuevo segmento es colado en el extremo de la dovela recién construida. El ciclo se repite hasta llegar a la mitad de la luz donde se une con el voladizo de la otra pila, a través de una rotula de junta. Aunque haya habido variación en las longitudes de los segmentos construidos en el lugar, los más comúnmente usados en construcción en doble voladizo son de 3 a 5 m de longitud. Los segmentos de sección transversal del puente o dovelas, generalmente adquieren resistencia suficiente entre las 30 a 60 horas después de construidos. Todas las construcciones con segmentos, con luces mayores que 120 m han sido construidas con dovelas hormigonadas en el lugar.

### 3.2 Puentes con dovelas prefabricadas

El sistema de construcción de puentes con dovelas prefabricadas, se originó como consecuencia lógica del desarrollo de los puentes en voladizo, colados en el lugar. Lo económico y el tiempo ventajoso en este tipo de prefabricación, volvió competitivo, el sistema en estructuras donde los voladizos no eran colados en el lugar para cubrir los claros. Esto ha evolucionado en un sistema

nuevo de prefabricación, que consiste en prefabricar elementos transversales al eje del puente en vez de elementos longitudinales; es decir, vigas precoladas. La ventaja de este sistema, en cuanto a prefabricación es que el elemento prefabricado, constituye un elemento terminado de obra que no requiere hormigonado posterior. Los elementos prefabricados son formados en un patio de prefabricados o en la misma obra con cimbras especiales usando el segmento anterior como pared de cimbra. La fabricación de estas puede ser en un banco de precolado en el lugar o en la planta. Al armar el puente, los segmentos son unidos con resina epóxica y presforzado con cables. La velocidad de colocación es de 4 a 8 segmentos diarios.

### 3.3 Casos Especiales

Un método particular de construcción originado en Alemania, consiste en colar un segmento de entre 10 a 25 m en los accesos al puente detrás del estribo. Al completar una sección, la sección previamente terminada es empujada con gatos hasta las pilas. Otro método en doble voladizo, es el de puentes atirantados, donde este procedimiento consiste en construir en voladizo por tramos que luego se atirantan a cada lado opuesto en una sola línea de de una torre. Una vez atirantado el tramo, se procede a construir otro tramo que también va atirantado, se repite el procedimiento hasta que los voladizos se unen en rotula de junta, a la mitad de la luz. Se han alcanzado luces mayores que 400 m de largo.

### 3.4 Sección Transversal

En un puente en doble voladizo, la sección tubular o de cajón es la solución óptima a todos los requerimientos del proyecto y de la construcción, logrando excelente estabilidad elástica, estática y dinámica durante la construcción de la obra, y gran resistencia a la torsión que permite eliminar todos los diafragmas intermedios. Las dimensiones suficientes de la losa inferior, actúan como patín comprimido para agotar la resistencia a ruptura de los cables de presfuerzo,

evitando así rupturas de tipo frágil por compresión prematura del hormigón, mientras que el momento de ruptura de la sección alcanza un valor máximo para un costo determinado de acero.

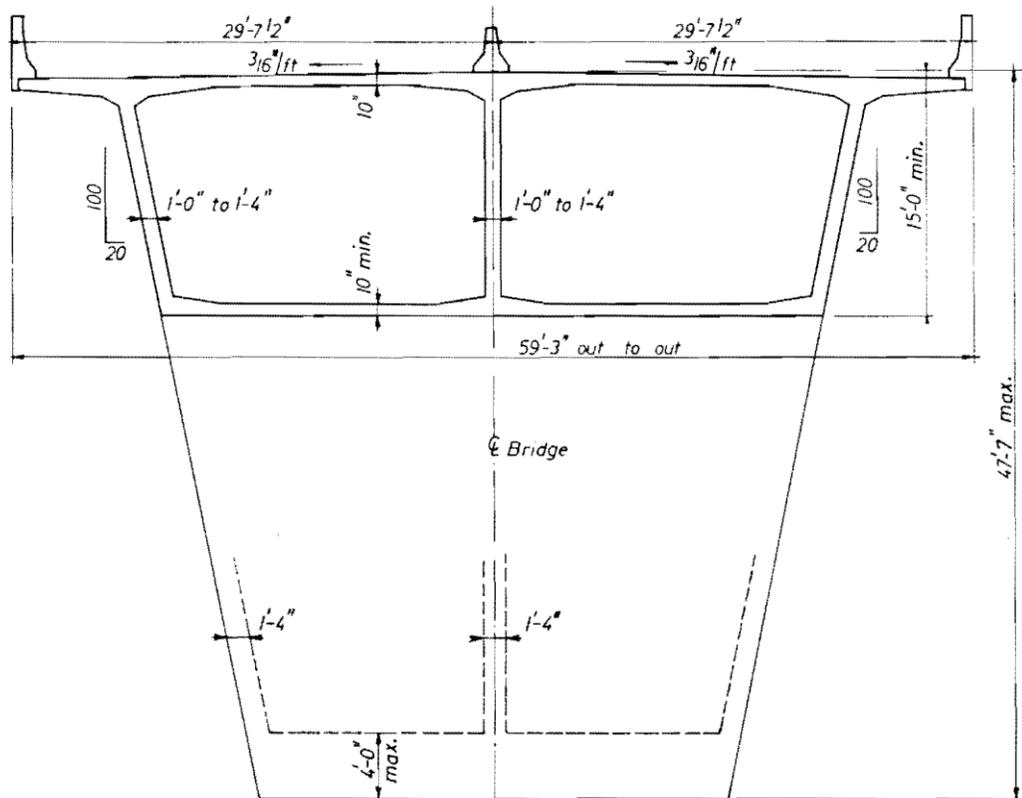


Fig. 3.1 Dimensiones típicas de vigas cajón

### 3.5 Espesor de las Almas del peralte de vigas cajón

Los espesores de las almas del peralte de vigas cajón están determinados por consideraciones de diseño, construcción y economía. Resisten el corte vertical y una pequeña porción de los momentos, de la viga; consecuentemente, son más desligadas que las almas de vigas T, se proporcionan para resistir el momento negativo, contener todo el refuerzo positivo y resistir fuerzas

cortantes. Las especificaciones de diseño no establecen espesores mínimos en su geometría, siempre que no se sobrepasen los esfuerzos permitidos.

Almas con espesores mínimos, necesitan menos hormigón y minimiza la carga muerta; pero puede ser caras por la estricta supervisión durante el hormigonado. Almas con espesor grueso, reducen el costo de supervisión por unidad de volumen, pero necesita más cimbra más resistente y más concreta.

El hormigón adicional es costoso e incrementa la carga muerta que a su vez incrementa las cantidades de refuerzo y concreto en el resto de la estructura. El espesor óptimo, da el menor costo de materiales, mano de obra y personal especializado.

#### 3.5.1 Losa Inferior

Actúa como un patín a compresión para los momentos negativos de la viga, los cuales son grandes en la construcción con el método del doble voladizo, aumenta el momento negativo para reducir el positivo. Esta losa es muy gruesa en los apoyos y su espesor varía hasta alcanzar un mínimo a la mitad de la luz. La losa inferior es la que permite el alma de vigas más delgadas y luces más grandes que vigas de sección "I".

#### 3.5.2 Losa Superior

La losa superior tiene dos funciones primordiales, soportar la carga viva del puente y actuar como patín superior de la viga. Ver fig. 3.2

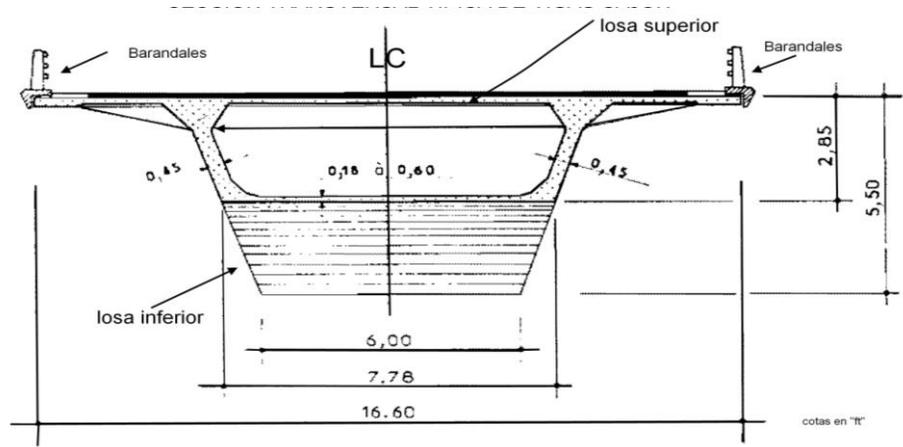


Fig. 3.2 Sección transversal del puente Saint André de Cubzac

### 3.6 Equilibrio de la Estructura

La construcción de los voladizos se realiza a partir de las pilas principales. El equilibrio de las pilas está constantemente asegurado con una construcción simétrica y simultánea de los segmentos de la superestructura. Sin embargo, en la práctica no se puede evitar cierta disimetría de cargas, proveniente del peso de la construcción de un tramo antes de la ejecución del tramo simétrico. Por eso, es indispensable, que la superestructura esté empotrada en las pilas durante la construcción. Si el empotramiento se ha previsto en la fase de servicio de la obra, se puede hacer provisionalmente en dos formas:

1. Colocando a lados de la pila, estructuras provisionales de contraventeo que den apoyo a la superestructura (Fig. 3.3).

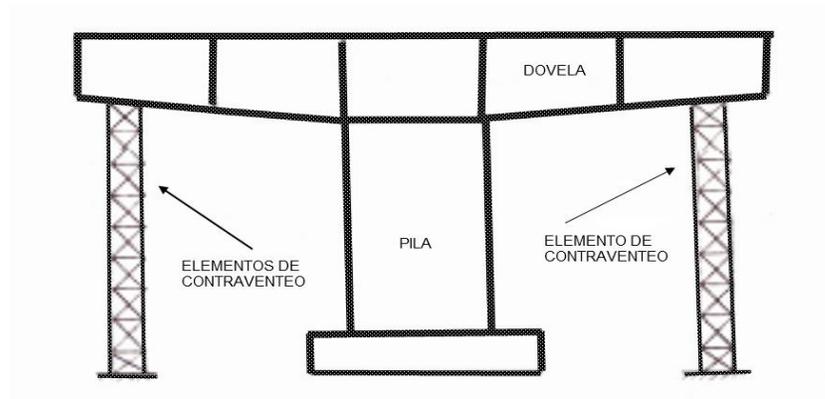


Fig. 3.3 Elementos en doble voladizo con estructuras de contraventeo, para permitir simetría en las cargas durante el proceso de construcción

Anclando la dovela a la pila por medio de cables de presfuerzo vertical en forma superior (fig. 3.4)

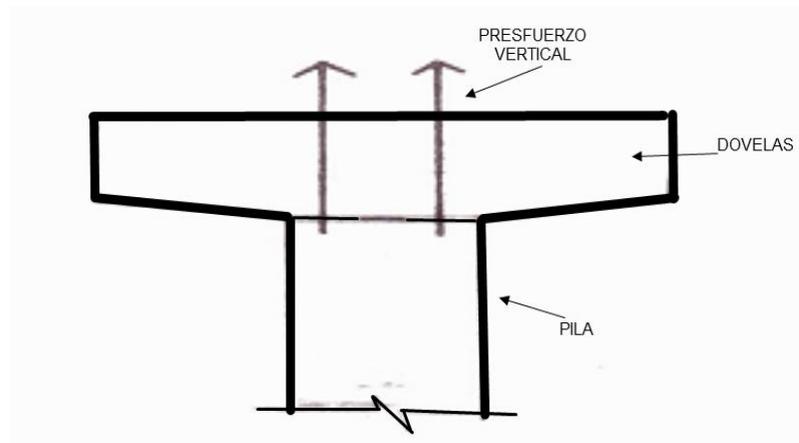


Fig. 3.4 Uso de cables para presfuerzo parcial vertical para mantener simetría en cargas durante la construcción de voladizos

### 3.7 Distribución de las Luces

Caso Ideal. Exige que la Luz o claro de extremidad sea muy parecida a la luz central. En el caso teórico, la reacción de apoyo sobre el estribo, bajo peso

propio, es nula, lo que provoca reacciones negativas en ese apoyo, bajo efectos de la carga viva en el claro central. Para contrarrestar las reacciones, se puede crear un contrapeso en la extremidad, rellenando de hormigón el interior del cajón o alargando la viga de extremidad. Esta última solución es la que se adopta en general, siendo la distribución ideal de  $0.60 L, L, 0.60 L$ , aunque esta distribución no siempre es posible aplicarla.

En el caso de luz de extremidad muy corta, la reacción sobre el estribo es una fuerza ascendente para transmitir esa fuerza de levantamiento, sin impedir dilatación de la superestructura; se invierte la posición de los apoyos de neopreno con respecto a las disposiciones clásicas (fig. 3.5)

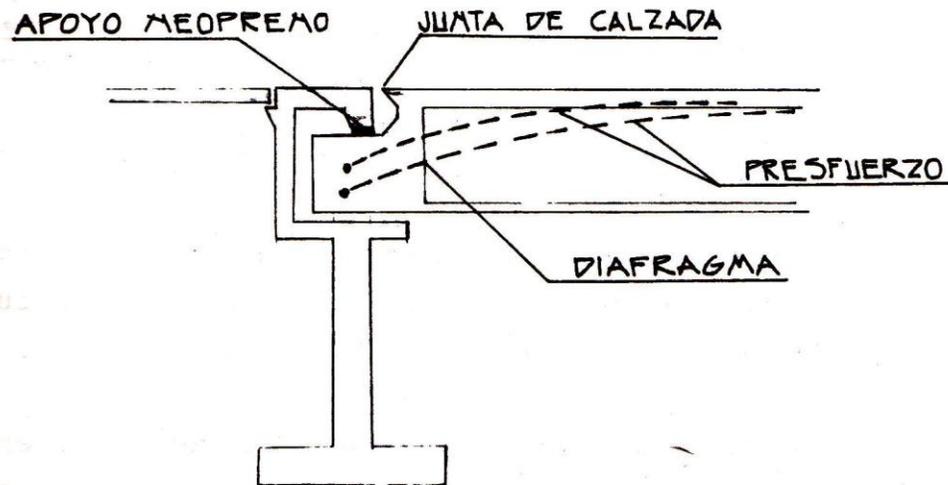


Fig. 3.5 caso luz extremidad corta

Para este efecto, las almas de la superestructura se prolongan más allá del diafragma de apoyo, mientras el estribo es organizado de manera que transmita al terreno las fuerzas, de manera ascendente.

Caso de luz de extremidad muy grande: en este caso, es deseable empotrar el voladizo de extremidad, sobre el estribo, y así reducir los momentos en el centro del claro. El empotramiento, puede ser parcial o total. Cuando este sea

total, se solidarizará la estructura con el estribo (es una solución cara). Y cuando el empotramiento sea parcial, este se hará continuando con la superestructura, con una viga corta que constituye parte del estribo (fig. 3.6).

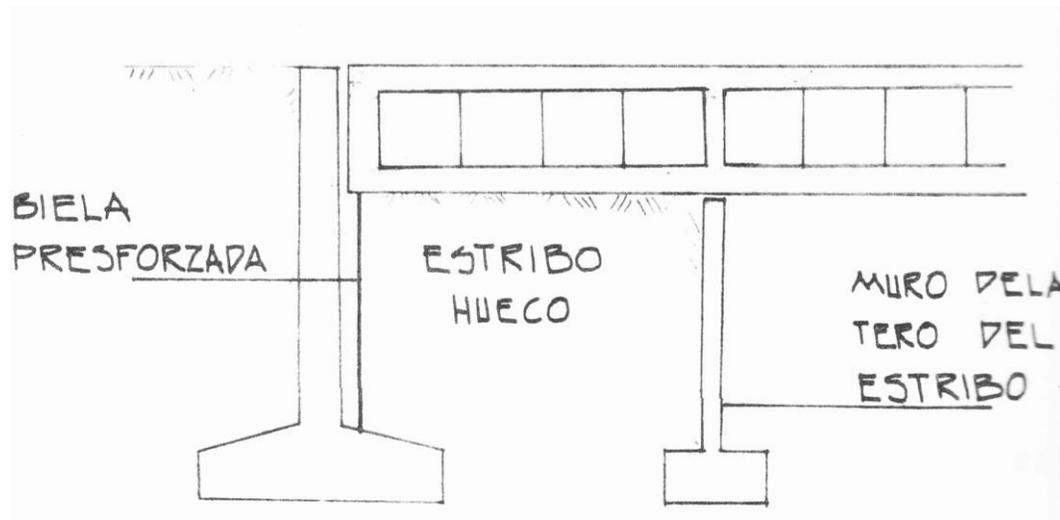


Fig. 3.6 Esquema de voladizo apoyado sobre estribo para caso de luz extremidad grande

Así, la construcción en doble voladizo es permitida, sea cual sea la distribución de los apoyos. No obstante, cuando se puedan escoger libremente la distribución de los apoyos, se hace una distribución ideal; y esta podrá ser una obra más económica y más fácil de calcular.

### 3.8 Primera Dovela

Para realizar el proceso constructivo de las dovelas, coladas in situ o prefabricadas, es necesario hormigonear la primera dovela sobre la pila, siendo ésta, la dovela más grande y pesada que se dificulta mucho su prefabricación, por su manejo, y en especial por el montaje. Por tanto, normalmente se fabrica sobre la pila. Esta dovela de pila se fabrica sobre obra falsa, formada por viguetas metálicas y cimbra de madera que se apoyan en las pilas.

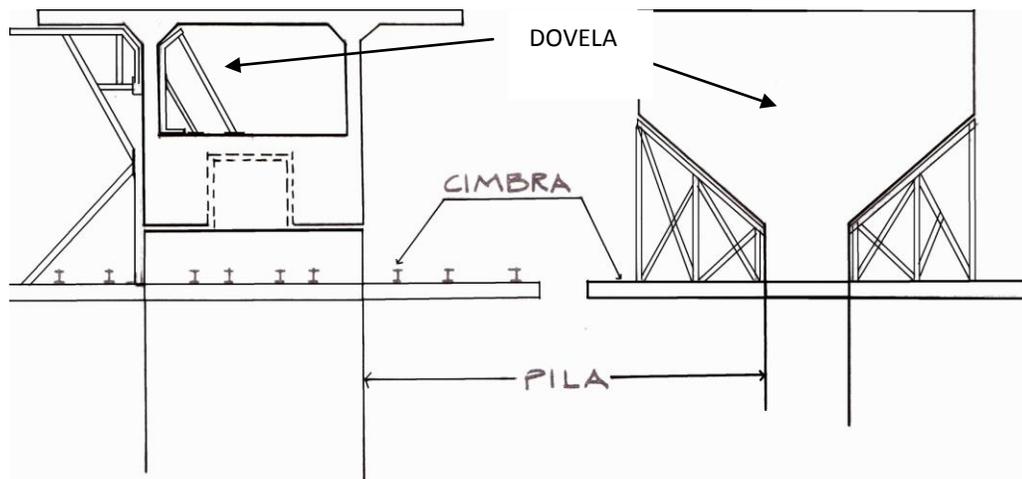


Fig. 3.7 Obra falsa donde se apoya la dovela colada sobre la pila

Esta primera dovela, sirve, para montar las estructuras del carro que desplazan la cimbra de las dovelas, a lo largo del puente, (hormigonadas en el lugar), o para apoyar la grúa puente que eleva y coloca las dovelas prefabricadas.

### 3.9 Procedimiento constructivo de puentes con dovelas coladas en el lugar

Una de las grandes ventajas de este método es, que las cimbras son obras provisionales que influyen grandemente en el costo la obra, minimizándolo, por el material, transporte, mano de obra y tiempo de montaje y desmontaje. En la construcción de puentes, en doble voladizo, se emplea cimbras deslizantes: verticales, (para colado de las pilas) y horizontales (para la construcción de la superestructura). La cimbra deslizante horizontal, se emplea en lugares, donde el uso de obra falsa convencional, sería muy costosa. Este tipo de cimbra está constituida por un carro móvil que se desplaza sobre la losa superior guiada en rieles de ferrocarril. Se apoya sobre la dovela anterior, y posee un contrapeso dimensionado para contrarrestar el momento de vuelco en el curso del movimiento. En el momento del hormigonado, el carro va anclado en la penúltima dovela con palancas de fuertes diámetros. El carro que soporta la

cimbra, posee dispositivos que permiten el descimbrado como pasarelas de servicio. El peso promedio del carro es alrededor de 20 a 30 toneladas.

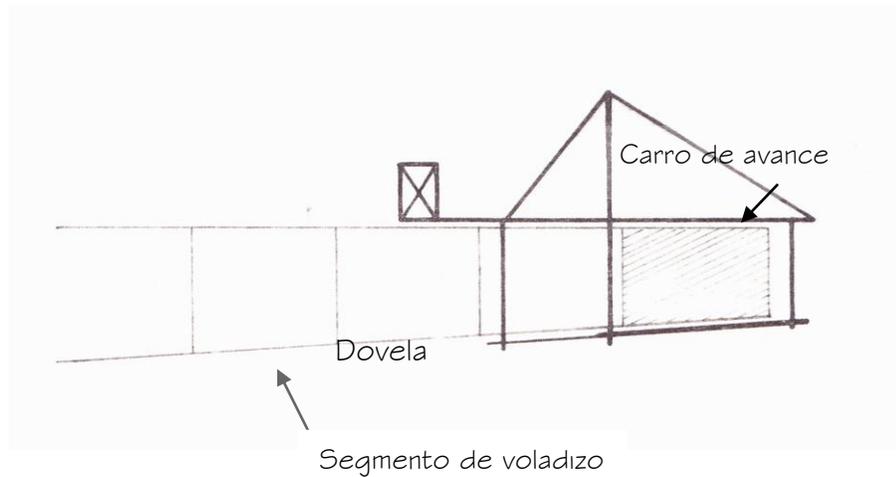


Fig. 3.8 Esquema del carro de avance horizontal

### 3.9.1 Componentes del sistema de la cimbra deslizante o carro de avance (ver fig. 3.9 y 3.10)

1. Dovela o tramo por hormigonear.
2. Sistema de piso para hormigonear la losa inferior.
3. Tensor o paleta en la parte media del carro, y cuya función es ir adaptando la cimbra inferior al peralte.
4. Dovela ya construida.
5. Sistema de tuercas para el ajuste de los tensores.
6. Tensor o paleta en la parte delantera del carro.

7. Estructura móvil que sostiene las formaletas interiores y exteriores de los cajones, formadas por perfiles y placas de acero ensambladas con remaches, soldadura o tornillos.
8. Tensor de la parte trasera del carro.
9. Travesaño que se apoya en la parte baja de la losa inferior de la dovela anterior e impide se produzca el volteo del carro.
10. Apoyo en la parte central del carro, sostendrá la armadura mientras se procede al hormigonado.
11. Ruedas a ambos lados del apoyo (10) y sirven para desplazar el carro.
12. Articulación que permite juego a las ruedas para poder adaptarlas al riel.
13. Rieles sobre los que se desplaza el carro.
14. Travesaño en la parte baja de la losa inferior.
15. Polipastos para sostener la cimbra inferior al hacer desplazamiento.
16. Ruedas en la parte trasera del carro.
17. Apoyo en la parte trasera del carro.
18. Contrapeso para equilibrar el momento de volteo producido por el peso de la cimbra y de la nueva dovela.
19. Escantillón para que al efectuar el hormigonado de la nueva dovela, quede el ducto por donde se pasa el tensor o paleta que sostiene la cimbra.

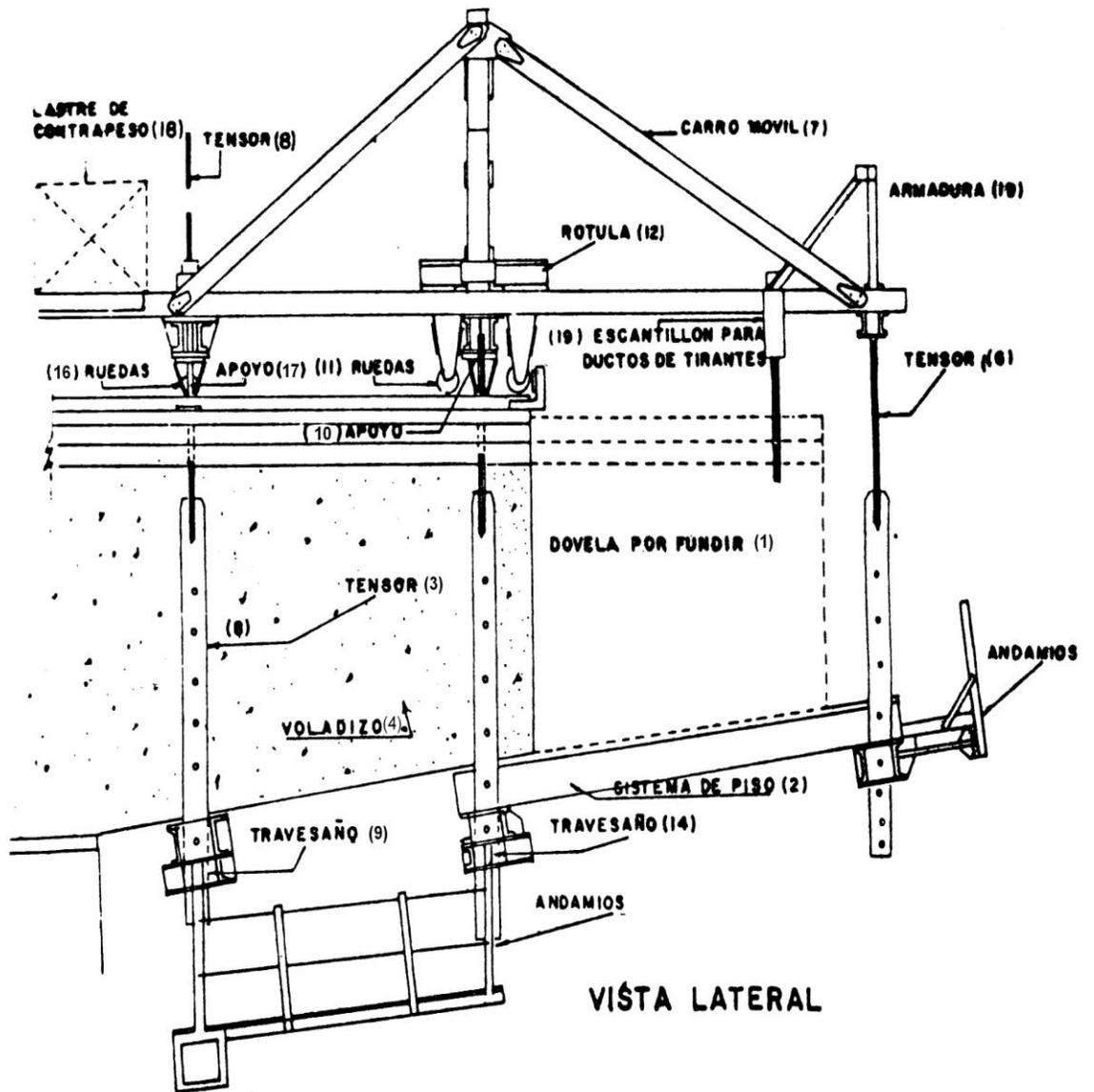
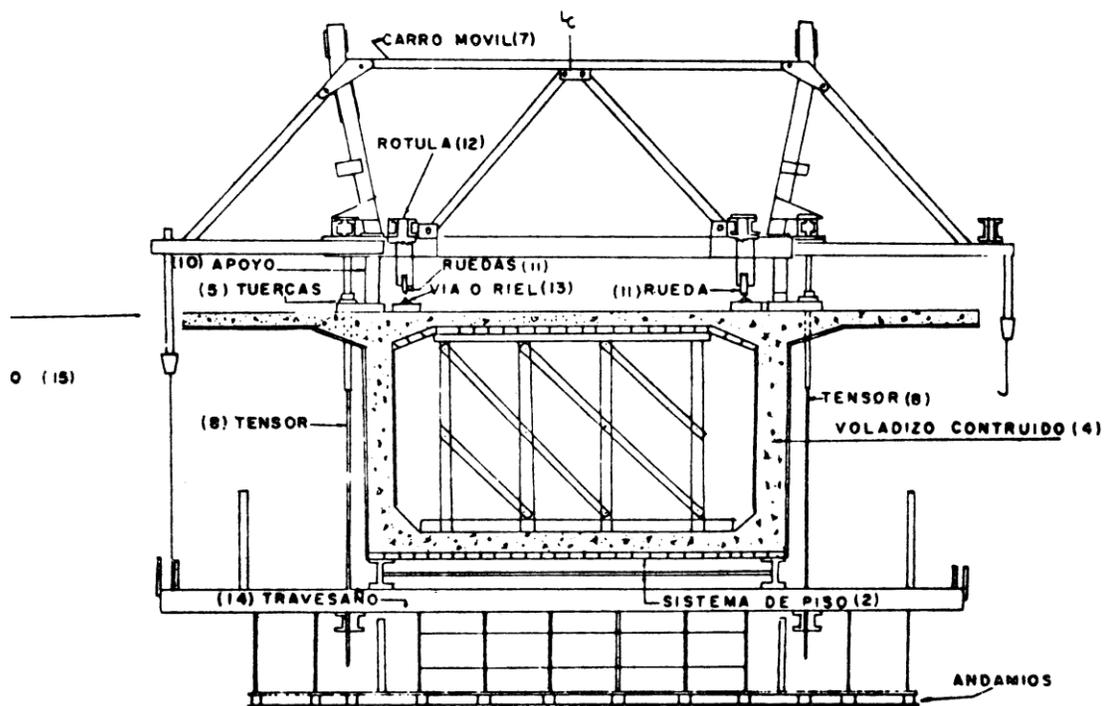


Fig. 3.9 Esquema Lateral del carro de avance



### SECCION TRANSVERSAL

Fig. 3.10 Esquema Transversal de los componentes del carro de avance

#### 3.9.2 Cimbra exterior e interior

La cimbra, es metálica con una combinación con madera, se construye para segmentos entre 3 a 5 metros de longitud, la viga cajón es la más usada con este método, y se contará con cimbra exterior e interior. Las paredes de los moldes deben ser ajustables para el caso de los puentes acartelados.

La cimbra interior se suspende de la dovela anterior y de la estructura superior por medio de varillas roscadas; además, se colocan varillas hacia la cimbra exterior, se introducen en pequeños ductos, que servirán para mantener espesor del alma o separación entre la formaleta interior y exterior. Se dejarán agujeros en la losa superior para el paso de los tensores del carro móvil.

### 3.9.3 Desplazamientos de los carros

Cuando el hormigón en la dovela ha alcanzado la resistencia especificada, se procede al tesado de los cables longitudinales; uniéndola así al voladizo, prolongándolo en esta forma. Es entonces cuando se procede al descimbrado; haciendo uso de gatos mecánicos, se aflojan los tensores y los travesaños colocados debajo de la losa inferior y quedan colgando junto con la cimbra, sujetos al carro por polipastos y elevar el carro por medio de gatos mecánicos, para así poder retirar los apoyos; hecho esto, se baja de modo que las ruedas se apoyen en los rieles. El corrimiento del carro se hace por medio de dos tirfords<sup>15</sup> trabajando en forma simultánea para mantener la alineación, después de efectuar el corrimiento del carro, se procede a elevar la armadura por medio de los gatos mecánicos, a fin de poder colocar de nuevo los apoyos, para sentar la armadura. Luego se procede a ajustar la cimbra inferior, al peralte correspondiente; hecho esto, se ajustan las cimbras de las paredes o almas y las de la losa superior, para continuar con los trabajos de armado, y colocación de cables.

### 3.9.4 Montaje

El montaje de los carros, se lleva a cabo sobre la primera dovela. Se procede a armarlo con todas sus piezas, de acuerdo con los planos. Estas piezas se elevan por medio de grúas o plumas a partir del suelo, teniendo un tiempo promedio de una semana para montar el carro.

---

<sup>15</sup> Es una herramienta que sirve para jalar o levantar cantidades grandes de peso. Este es un sistema donde el levantamiento o jalón se hace con cable trenzado de acero, es algo similar al tekle y los hay para diferente tonelaje.

### 3.9.5 Alineamiento de carros

La alineación de los carros se hace en el sentido longitudinal y transversal, el alineamiento debe traerse desde los ejes de la pista de acceso, y revisar éstos antes de la construcción de cada dovela. Ver fig. 3.11

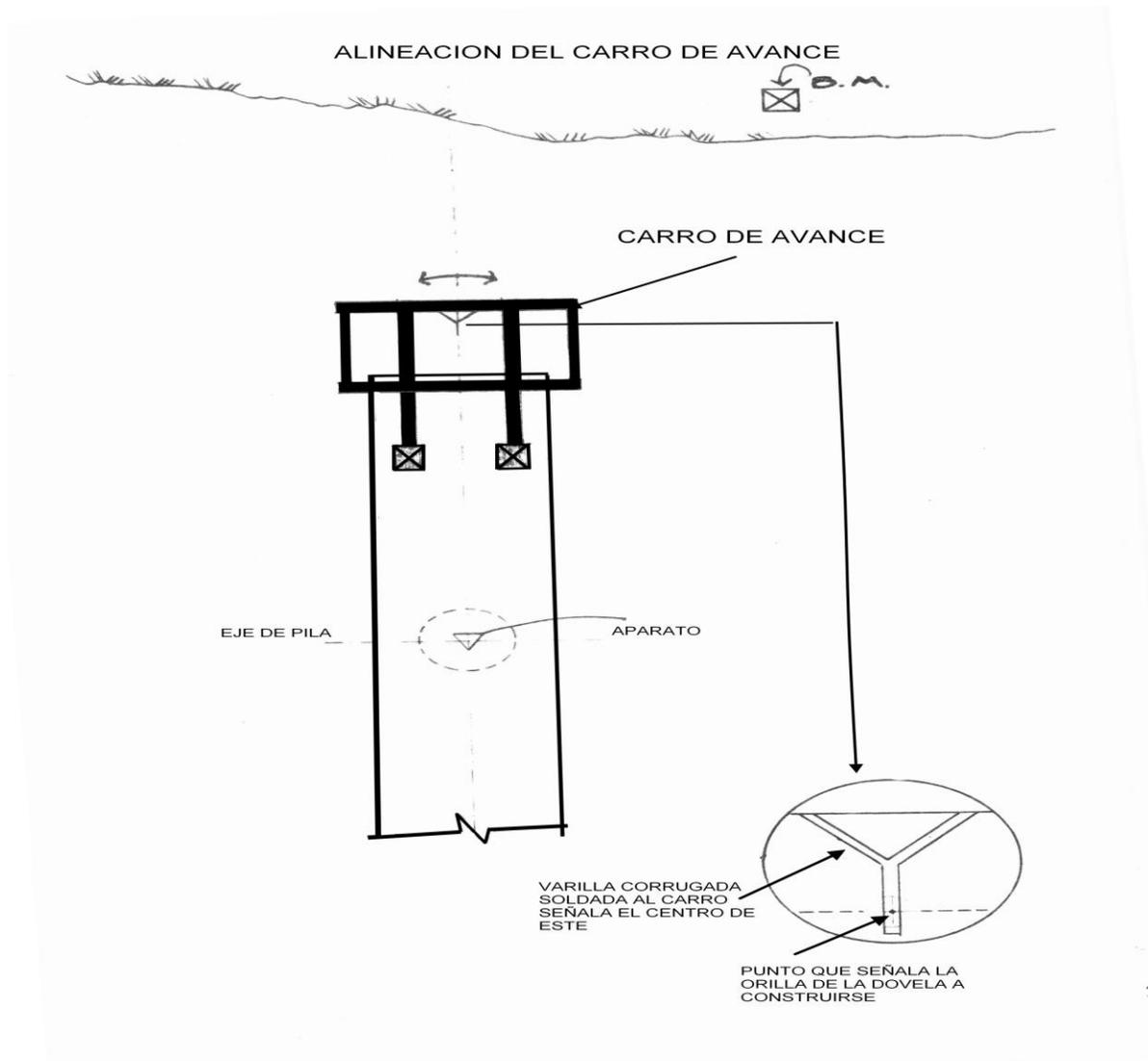


Fig. 3.11 Alineamiento del carro de avance

Para obtener un buen alineamiento, se toma vista sobre varios puntos marcados la sobre la línea central de la losa superior y coincidir las líneas centrales del carro y la losa. Se toman las distancias que hay del centro del

carro hasta el borde de la dovela en cada uno de sus lados y si existe diferencia, se corre para uno de los lados hasta obtener las distancias iguales.

La nivelación en puentes presforzados debe considerar un chequeo constante debido a los cambios que se dan, producto de los esfuerzos debido a temperatura, problemas por escurrimiento plástico, relajación del acero de presfuerzo, y a no ser que los esfuerzos de compresión del voladizo se mantengan uniformes en todas partes el tiempo el extremo se deflectara verticalmente. Esta condición de uniformidad es imposible de mantener porque los esfuerzos de compresión son mayores en los extremos. La pérdida del presfuerzo debido a la relajación del acero, empeora la situación y el escurrimiento plástico del concreto causa que el extremo baje. Sin embargo, se sabe que las propiedades del concreto y su reacción a cargas aplicadas en varias etapas de maduración, por lapsos diferentes, y fluctuaciones en cargas, podrían mejorar las predicciones de deflexiones iniciales y a largo plazo.

El control de las deflexiones en puentes con segmentos en voladizo es un problema considerablemente más complicado y difícil que la construcción soportada por obra falsa. Si las deflexiones por carga muerta se ignoran completamente, los voladizos se flexionarían hacia abajo hasta que se unieran en el centro. De donde es necesario, darles una contra flecha a cada segmento, para que las deflexiones lo acerquen lo más posible al perfil requerido.

La deformación y movimiento de cada segmento hormigonado depende de las deformaciones y los asentamientos de pilas y segmentos anteriores. Cada vez que se construye un segmento, los segmentos anteriores están en diferentes etapas de maduración, características diferentes de escurrimiento y sujetos a diferentes cargas. Con el fin de asegurarse que los voladizos se encuentren en el centro y el perfil sea el requerido, es necesario llevar una tabulación de los efectos de carga sobre los segmentos anteriores: ver tabla. 3.1 y figura 3.12

Tabla 3.1 Tabla para control en obra

FECHA	HORA	TEMPE- RATURA	DOVELA POR COLAR	S E C C I O N E S										
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
			0											
			1											
			2											
			9											

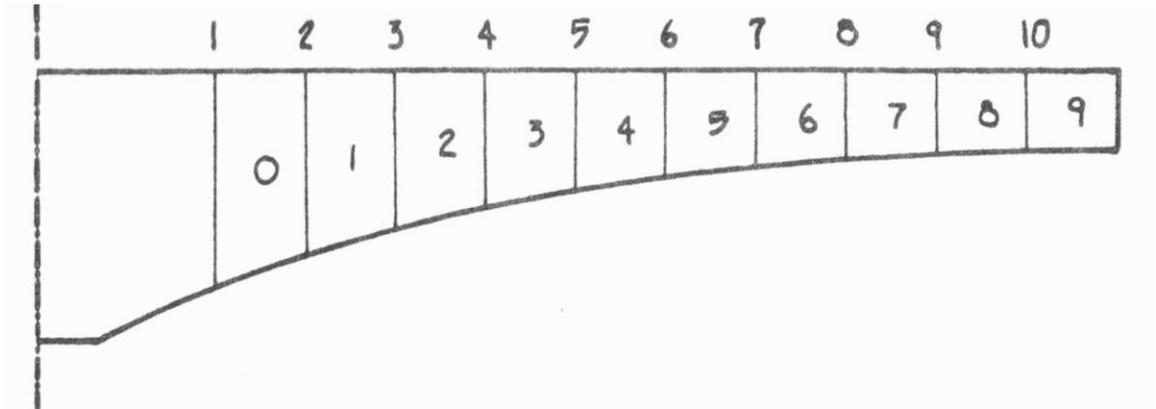
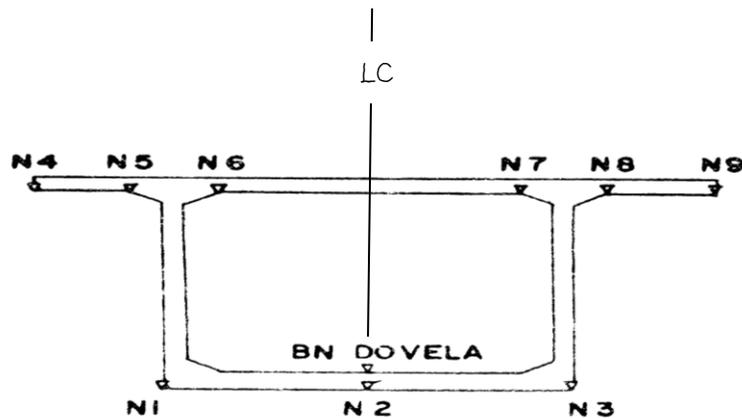


Fig.3.12 Detalle de dovelas para control en obra

En cada etapa de fundición se harán las nivelaciones en la siguiente forma:

- Después del corrimiento del carro.
- Antes del hormigonado.
- Después del hormigonado.
- Después del tesado de la dovela.

Cuando se realicen las nivelaciones, registrar: la temperatura en la superficie interior y superior del puente, en que se realiza, así mismo, la fecha. Las correcciones son hechas al alineamiento en cada nuevo segmento. El retraso en el trabajo o algún cambio en el escurrimiento del concreto pueden alterar los cálculos previos. El calor del sol sobre la losa y columnas produce un constante desplazamiento vertical en los voladizos. Por lo tanto, es necesario que las lecturas se hagan cuando las temperaturas en todos los puntos del puente sean relativamente iguales.



---

**PUNTOS DE NIVELACION**  
N1, N2, N3, NIVELACION DE FONDO  
N4, N5, N8, N9, NIVELACION CIMBRA EXTERIOR  
N6 Y N7 NIVELACION CIMBRA INTERIOR

a)

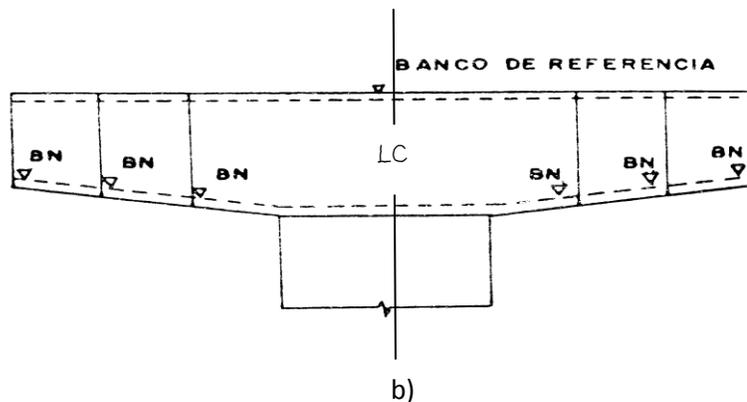


Fig. 3.13 Puntos y bancos de nivelación a contemplar, a) sección transversal.  
b) sección longitudinal

### 3.9.6 Hormigoneado de voladizos

El hormigonado de cada tramo se hará comenzando por el extremo en voladizo, dirigiéndose la colocación del hormigón hacia la pila, para limitar al máximo los efectos de la deformación posible de la cimbra, El hormigonado se hará en el siguiente orden: losa inferior, paredes y losa superior. Las operaciones que siguen se describen a continuación:

#### 3.9.6.1 Armado de la losa inferior

Se realiza un armado de las almas, colocación de los ductos y tubos dentro de éstos para asegurar que se introduzca la lechada de cemento.

Colocación de la cimbra interior, los ductos, los cables de la losa superior y armado de la losa superior.

El Colado de la losa inferior, de las almas y de la losa superior. Para el hormigonado de paredes se dispone de ventanas de fundición y de vibrado, que debido al poco espesor de las almas se hace difícil el trabajo. El insertado de cables longitudinales se realiza después de que haya empezado el fraguado del hormigón. El Tesado de los cables se ejecuta cuando el concreto ha adquirido

la resistencia suficiente. Se puede acelerar más este proceso, utilizando bloques precolados de concreto que contienen los anclajes y que tienen por objeto distribuir en una área mayor, la presión localizada del anclaje.

Movimiento del carro y colocación en la posición para colar la dovela siguiente. El ritmo de ejecución normal será, una dovela por cada 3 a 4 días por carro; esto limita presforzar el concreto después de 3 a 4 días de confeccionada.

#### 3.9.6.2 Fases de Ejecución

1. Construcción de la pila.
2. Colocación de los apoyos de neopreno, si el puente es articulado.
3. Colocación de los cables verticales de empotramiento provisional o definitivo.
4. Construcción de la dovela de pila.
5. Tensado de los cables verticales y horizontales alternadamente de un lado al otro del eje apoyo.
6. Elevación y armado del carro N° 1.
7. Carro avanzado y listo para hormigonear la primera dovela en voladizo.
8. Se procede a tesado de cables de la primera dovela en el voladizo ya construida.
9. Se corre el carro No. 1 a la posición para fundir la siguiente dovela.
10. Elevación y armado de carro No. 2.

11. Carro avanzado y listo para hormigonear segunda dovela y hormigonado de segunda dovela.
12. Hormigonado de la segunda dovela.
13. Dovela hormigonada y tesado de cables.
14. Los dos carros están en posición simétrica con respecto al eje de la pila, se empieza a utilizar y desplazar simultáneamente. Otros sistemas no muy usados por su difícil maniobra, pero que economiza tiempo es, que después del hormigoneado y tesado de los cables de la primera dovela en voladizo, el carro suelta la cimbra, dejando suspendida la dovela nueva. Se procede a levantar el carro, se pivotea 180° y se corre al otro extremo. Simultáneamente a esto, se arma la cimbra de la segunda dovela en tierra y se eleva cuando el carro N° 1 ya este en posición. Esta operación adelanta el tiempo de construcción de la segunda dovela mientras el carro N° 2 se arma en la pila. Una vez armado el carro N° 2 se recoge la cimbra y comienza la construcción simultánea de las dovelas.
15. La construcción de las dovelas se continúa hasta juntarse con el otro voladizo.
16. La junta se efectúa con una dovela de cierre.
17. Una vez efectuada la junta, se liberan los empotramientos, si es necesario.

#### 3.9.7 Construcción del cierre

Al llegar los voladizos al punto de junta, se procede al colado de cierre. En general, cuando se ha llevado correctamente el control de las deformaciones en el curso de la construcción, la diferencia de nivel entre los dos voladizos es mínima (1 a 3 cm). Se elimina esa diferencia aplicando dos fuerzas iguales y de dirección opuesta en los dos brazos de los voladizos. El efecto de estas fuerzas desaparece con el tiempo, debido al escurrimiento plástico del hormigón. La

solidarización en el cierre produce momentos secundarios y estos momentos tienen dos causas principales:

- Una diferencia posible de temperatura, entre el hormigón de la parte superior y el de la parte inferior del puente, en el momento del cierre. Esta diferencia crea, antes de la continuidad, un giro y una deformación hacia abajo de cada extremidad del voladizo (si la temperatura es mayor en la cimbra superior que en la inferior). Si se realizara la continuidad en esta situación, los movimientos inversos no podrían producirse y por lo tanto se generan momentos o si estos movimientos se llegaran a producir, romperían el hormigón fresco. Por eso, esta operación se recomienda hacerlo por la noche, cuando los efectos de deflexión llegan a ser menores. En algunos casos, se necesita nivelar con gatos horizontal y verticalmente para ajustar los momentos antes del cierre. Otro método para ajustar los momentos es, apoyando la superestructura en apoyos temporales sobre la pila y elevados o bajados al finalizar el cierre.
- La operación de tesado de los cables de continuidad producirían, si los voladizos fueran libres, giros y deformaciones en extremidad. Estos giros no se pueden realizar por haber continuidad. Se crea entonces un momento hiperestático de presfuerzo que disminuye la excentricidad del presfuerzo inferior.

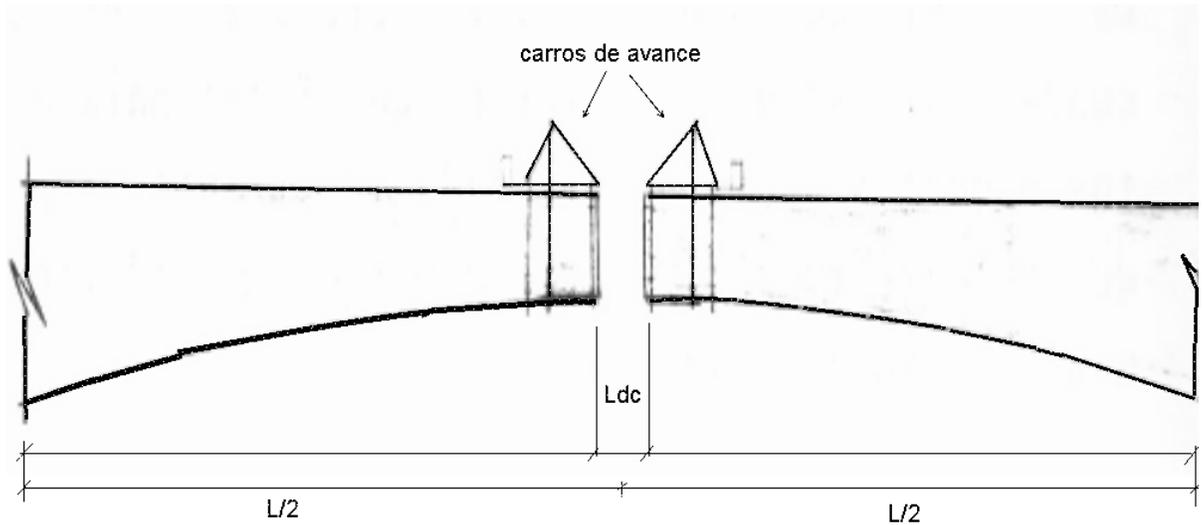


Fig. 3.14 Dovela de cierre

### 3.9.8 Refuerzo de la Dovela

La colocación del acero de refuerzo a emplear es el mínimo, se coloca dentro de la estructura en forma de parrillas, con el único fin de prevenir el agrietamiento por temperatura, ya que la flexión se contrarresta por medio de cables de presfuerzo. No se colocan barras de refuerzo con el fin de mantener la continuidad de las dovelas, ya que una se construye por separado y se mantienen ligadas con el presfuerzo.

### 3.9.9 Cables de Presfuerzo

El cableo de presfuerzo se lleva a cabo de tal manera que al tesar y anclar los cables en una nueva dovela, estas se solidaricen con las anteriores, por el presfuerzo, convirtiéndose a su vez en autosoportantes. Se colocan cables de presfuerzo en forma longitudinal y transversal. Los cables longitudinales deben tener la suficiente fuerza para evitar la utilización de un gran número de ellos; pero siempre, en un número suficiente para poder repartirlos en diferentes partes de la dovela, manteniendo la simetría sobre el eje vertical de la dovela,

para poder unirla al voladizo con el presfuerzo. Los cables transversales se colocan para resistir la flexión en la losa superior, producida por la carga de los vehículos.

### 3.9.10 Tipos de Cable

El cableado clásico longitudinal para estas estructuras de dobles voladizos está formado por tres tipos de cables que tienen una función diferente cada uno.

#### 3.9.10.1 Cables tipo A

Son cables destinados a realizar el presfuerzo de los voladizos durante la construcción y a resistir los momentos negativos sobre las pilas de servicio. Son cables simétricos repartidos en la losa superior y llevados hacia las almas para ser bajados y anclados en forma sucesiva en las placas de anclaje. Debido a la inclinación que presentan al bajar en el alma, los hace participar en la resistencia al esfuerzo cortante; los primeros cables de este tipo se anclan en los extremos de la dovela en pila para presforzar los voladizos de ésta.

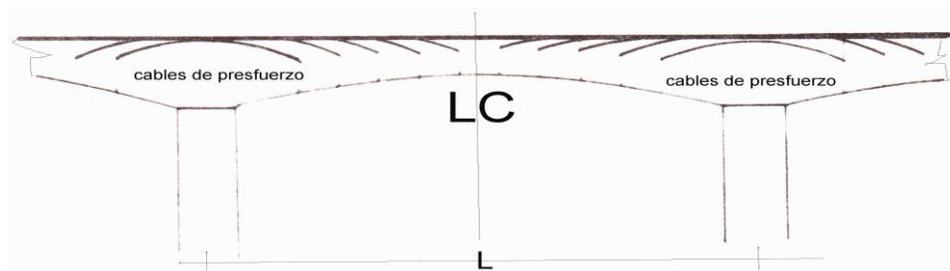


Fig. 3.15 trazado de cables tipo A

#### 3.9.10.2 Cables Tipo B

Son cables destinados a realizar la continuidad de la estructura y a resistir los momentos positivos en la zona central del claro continuo, y son alojados en la losa inferior y se anclan en nervios previstos en el de los cajones o bien, son levantados para salir a lo alto de las almas.

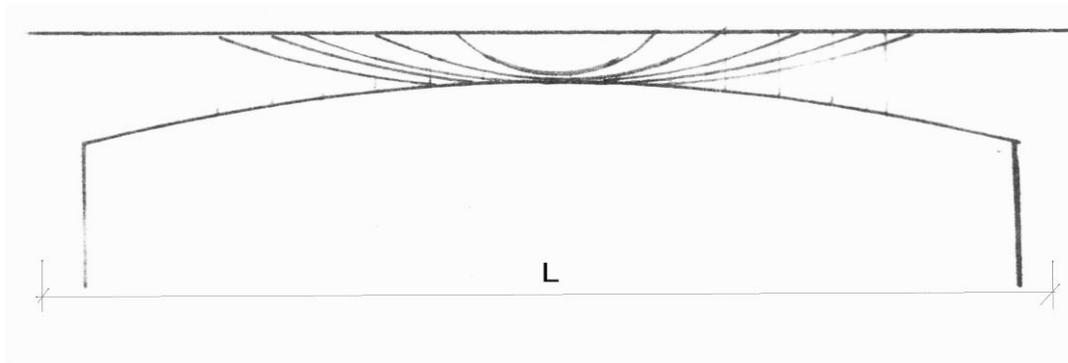


Fig. 3.16 Trazado de cables tipo B

### 3.9.10.3 Cables Tipo C

Son cables que aseguran el presfuerzo en la parte baja de los claros de los extremos libres. Estos cables se anclan por un lado el extremo del apoyo y por otro en nervios similares a los anteriores o se levantan a la losa superior, como en el caso precedente.

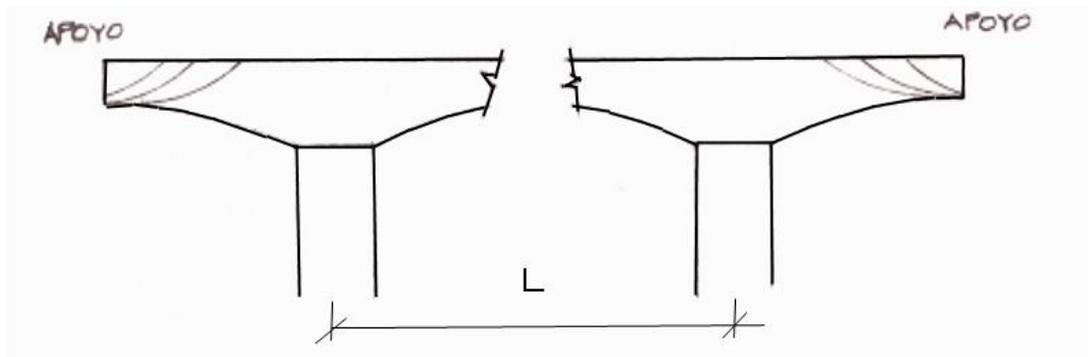


Fig. 3.17 Cables tipo C, ubicados en zonas de apoyo

Durante la construcción de las diferentes dovelas, los cables se insertan en las vainas, a medida que se van se va tesando, por lo que se necesita que el enfilado se haga en la forma fácil posible.

#### 3.9.10.4 Colocación y fijación de los cables

Los cables deben colocarse en las cimbras a las cotas previstas en los planos. Los planos deben dar un número suficiente de cotas para permitir replantear exactamente la posición de los cables en obra y su fijación a las armaduras debe ser suficientemente sólida para evitar cualquier desplazamiento vertical y horizontal durante el hormigonado. Las vainas se fijan por medio de estribos de acero. Los cables transversales se insertan al ducto simultáneamente con la instalada de estos en la losa superior. Las vainas de los cables longitudinales que no terminan en la dovela, por colar, se continúan por medio de acoples, y los cables que van a anclarse, se insertan de acuerdo a los planos de diseño, después de haber hormigonado la dovela. El cable tendrá en su extremo un dispositivo que permite fijarlo a un hilo piloto. Este hilo piloto puede ser introducido en el ducto después del hormigonado de la dovela. Los hilos pilotos tendrán un gancho que les permita halarlo con un malacate manual, eléctrico o de gasolina en el extremo en voladizo.

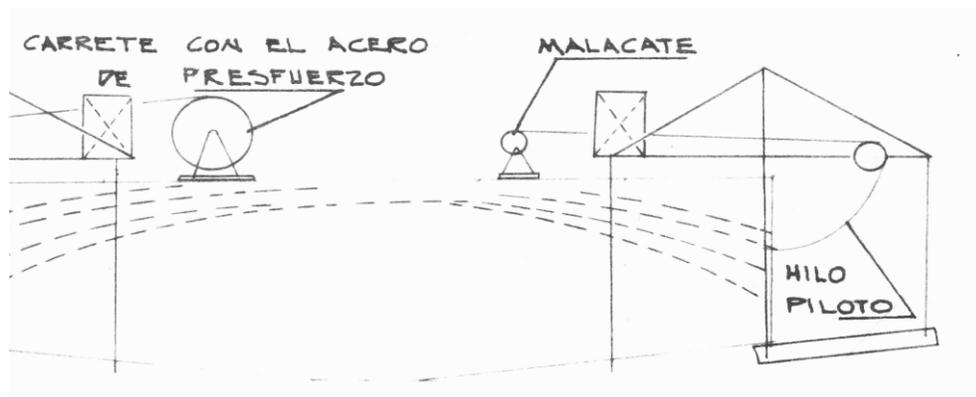


Fig. 3.18 Ubicación de Malacate con hilo piloto

#### 3.9.11 Aspectos a verificar después del colado de vainas

1. El trazado de las vainas debe ser regular sin ondulaciones para evitar rozamientos anormales al momento de la tensión.
2. Debe haber solidez en los amarres.
3. No deben desplazarse verticalmente o en forma lateral durante el hormigonaje provocado por la vibración o caída del concreto.
4. La zona de anclajes debe permanecer fija y asegurada.
5. La unión de las vainas debe ser sellada, no olvidar, que el tiempo invertido en verificar bien el envainado evita una pérdida de tiempo más considerable en las operaciones posteriores a realizar.

#### 3.9.12 Precauciones durante el colado

1. No desplazar las vainas.
2. No desplazar los emparrillados previstos delante de los anclajes.
3. Controlar el ajuste de las cuñas colocadas en los conos hembra.
4. Remendar con banda adhesiva cualquier perforación accidental para que la lechada no penetre en el interior de las vainas y anclajes.
5. El hormigón no debe verterse de mucha altura, porque se corre el riesgo de arrancar los alambres de las vainas y que se disgregue el concreto.
6. Tapar cualquier salida de vainas para impedir la entrada de lechada.

#### 3.9.13 Precauciones después del colado

Es recomendable, después del colado, hacer deslizar los tubos o cable piloto adentro de la vaina con el fin de romper la adherencia que resulta de una

penetración accidental de la lechada. Al finalizar el colado deben limpiarse los conos hembras de cualquier resto de cemento que haya podido introducirse.

#### 3.9.14 Anclajes

Los anclajes se deben colocar en los extremos de los cables, según deban tesar; por uno de los extremos o en los dos y permitir entera libertad para cortar los alambres. El elevado valor que alcanzan las tensiones en la zona próxima a los conos de anclaje impone ciertas condiciones de empleo.

El hormigón que recubre los conos de anclaje deberá haber alcanzado en el momento de la tensión una resistencia especificada.

##### 3.9.14.1 Tesado de los cables

Verificar antes del tesado:

1. Que se ha alcanzado la resistencia exigida al precomprimir.
2. Los extremos de los cables deben ser accesibles y estar preparados.
3. El material de tensado compuesto por gatos, bombas y toda clase de accesorios, debe estar en perfecto estado para ser utilizado.

##### 3.9.14.2 Operación de tesado

1. Se debe purgar el aire de todas las canalizaciones
2. Bombear hasta que el cable haya alcanzado la tensión y el alargamiento previsto.
3. Bloqueaje del cable.
4. Retirada del gato.

### 3.9.14.3 Inyección

El llenado con mortero de cemento del hueco existente entre los cables de postensado y la pared de la vaina que les sirve de alojamiento, tiene por objeto:

1. Proteger los cables contra la corrosión.
2. Establecer una adherencia entre los cables y el hormigón para mejorar la resistencia a la rotura cuando se trata de una pieza a flexión.

#### 3.9.14.3.1 Condiciones a verificar durante la inyección

1. El mortero debe rellenar completamente la vaina sin bolsas de aire ni de agua segregada. Por esta razón está prohibido el llenado por medio de botellas de aire comprimido.
2. El mortero no debe de contener componente alguno capaz de atacar al acero.
3. El mortero después de su endurecimiento, debe presentar una resistencia por lo menos igual a  $210 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 3.9.14.3.2 Requisitos para una buena inyección

1. El conducto no debe presentar obstáculos al paso del mortero y debe ser lo más regular posible sin cambio de sección.
2. El espacio libre en el interior de las vainas debe ser dado.
3. El equipo de inyección debe ser lo suficientemente potente para asegurar el avance desde un extremo al otro de la pasta de inyección a pesar de las pérdidas de carga.
4. El dispositivo de unión entre el tubo de la bomba y el extremo del cable debe estar concebido de manera que permita mantener durante 24 horas

en verano y 48 horas en invierno la presión en el interior de la vaina inyectada cuando se desconecta la bomba.

Poco antes de la inyección es preciso lavar el cable con agua y después expulsarla con aire comprimido.

#### 3.9.14.4 Modo de Inyección

La operación de inyección debe hacerse previniendo aumentos repentinos de la presión, debiendo quedar está por debajo de un valor límite que depende de la capacidad de resistencia de las vainas y del hormigón que les rodea; prácticamente no se pasa de 15 bares. Cuando la pasta que aparece al otro extremo del cable tiene una consistencia comparable a la pasta preparada para la inyección, el tubo de plástico de salida se dobla. Al bajar la presión se restablecen 5 bares por lo menos durante 3 minutos.

Los cables con curvaturas de más de 0.60 metros de altura de onda con puntos altos, debe llevar un tubo de purga para evitar la formación de bolsas de agua y aire. Estos tubos son metálicos o de plástico insertados en un trozo de vaina.

Los cables de una primera fase de postensado pueden inyectarse incluso si hay cables no tensados en su proximidad. La presencia, en el mortero, del retardador permite en las horas siguientes, hacer limpieza con agua de las vainas de los cables no tensados con el fin de eliminar con el fraguado, la pasta de inyección que hubiese podido penetrar en caso de comunicación accidental entre las vainas. Esta limpieza con agua, se hace a presión inferior a la que resisten normalmente las vainas ( $5 \text{ kg/cm}^2$ ). En caso de llevar acopladores, puede ser necesario llevar a cabo la inyección en 2 etapas. Hay que prever un tubo de escape en la unión de las 2 vainas.

### 3.10 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE PUENTES CON DOVELAS PREFABRICADAS

Fabricación de los segmentos precolados.

Consideraciones Generales. Durante la etapa de diseño de los segmento, considerar el tipo de cimbra o formaleta necesaria para obtener economía y eficiencia en la producción. En general, es preferible usar el menor número de unidades que sea posible en conjunto con un transporte y montaje económico; la velocidad y economía en la producción puede mejorarse en la siguiente forma:

1. Manteniendo los segmentos con largo uniforme.
2. Proporcionando las partes de los segmentos o las " llaves<sup>16</sup> " de tal manera que haya facilidad en el desencofrado.
3. Manteniendo un espesor constante de las almas en el sentido longitudinal.
4. Manteniendo un espesor constante en la losa superior en el sentido longitudinal.

#### 3.10.1 Ventajas que se obtienen con este sistema de Segmentos prefabricados.

1. Precisión Geométrica y control de calidad.
2. Las dovelas se pueden fabricar durante el periodo de construcción de la subestructura, programándose la velocidad de construcción de acuerdo con los requerimientos de la obra.
3. Efectos de contracción y flujo plástico sobre la estructura se reducen.

---

<sup>16</sup> Esta llave hace referencia a una serie de endentado que hay en cada rostro de dovela para que haya mayor unión a la hora de precomprimirla. y que son conocidas como llaves de cortante también.

4. Economía en tiempo al tesar los cables inmediatamente después de su colocación es lograda con elementos de este tipo.
5. Las condiciones meteorológicas no afectan la producción de los segmentos.
6. Se reduce grandemente el empleo de mano de obra.

### 3.10.2 Métodos de Colado

El problema técnico más importante que se plantea en la fabricación de las dovelas que la cara posterior y anterior de cada dos dovelas consecutivas debe ser perfectamente acoplable. Se le ha dado a este tipo de unión el nombre de junta conjugada. Estos miembros con juntas conjugadas pueden ser colados por dos métodos "línea larga" y "línea corta".

#### 3.10.2.1 Método de la línea larga

Principio. Todos los segmentos son colados en su posición correcta. Una o más unidades de formaleta se desplazan sobre la línea.

Ventajas. La facilidad de instalación y de mantener control sobre la producción de segmentos, después del desencofrado no es necesario remover las dovelas inmediatamente.

Desventajas. En este método se requiere un espacio sustancial. La longitud mínima es mayor a la mitad del claro más largo del puente. La cimbra deberá construirse con buena cimentación para que no se asiente o defleccione bajo el peso de las dovelas. En caso que la alineación del puente sea curva, la línea larga deberá acomodarse a la curvatura. Por su condición de móvil, el equipo de colado, curado, etc. deberá desplazarse de lado a lado.

### 3.10.2.2 Método de La línea corta

Principio. Los segmentos son colados en una formaleta estacionaria y contra el elemento anterior. Después del hormigonado, la dovela anterior es retirada y la última dovela es colocada en el lugar de ésta para dar lugar al próximo elemento por colar. Estos segmentos pueden ser hormigonados verticalmente u horizontalmente.

Ventajas: El espacio área a ocupar cuando se utiliza este método es pequeño en comparación con el anterior (de línea larga), aproximadamente  $3L$  del segmento. El proceso entero está centralizado. Curvas verticales y horizontales y giro del puente se obtienen ajustando la posición de la dovela anterior.

Desventajas. Para conseguir la configuración requerida, la dovela anterior debe estar en la posición exacta. El concreto que queda en la parte superior de la dovela puede ser de calidad inferior y tiene que terminarse apropiadamente. Requiere colar en capas para que no suceda esto.

### 3.10.3 Problemas de Juntas conjugadas

En las dovelas de gran dimensión, se adoptan precauciones particulares para que la junta conjugada sea efectiva, a pesar de las deformaciones que pueden soportar las dovelas en el curso de la fabricación. Para este efecto, es necesario que el curado a vapor sea aplicado de manera homogénea.

La inyección de los cables de presfuerzo, plantea el problema de la impermeabilización a nivel de la junta; sobre todo, en las zonas de fuerte concentración de cables de la losa superior. Este defecto de impermeabilización provoca fuga de lechada que pueden llegar a los ductos varios adyacentes y por lo tanto impedir el insertado de los cables posteriores. Más vale esperar terminar todo un voladizo o una trabe para inyectar la totalidad de los cables correspondientes. El plazo que transcurre entre el tesado del primer cable y la inyección, es un lapso corto debido a las ventajas en la instalación de las

dovelas. A la fecha se ha resuelto este problema con el uso de acoples dilatables.

#### 3.10.4 Transporte

El transporte de estas unidades prefabricadas tiene que ser de tal manera que para que éstas lleguen sin daños, en la posición adecuada para su montaje y al menor costo posible, los instrumentos deben ser manipulados con mucha precaución, sin impactos, de tal manera que se limiten sus esfuerzos y se debe verificar si el peso de los segmentos es menor que la capacidad de los equipos de levantarlos y transportarlos. El transporte introduce esfuerzos dinámicos que deben tomarse en consideración. Por lo tanto hay que asegurar las dovelas para evitar daños o deslizamientos.

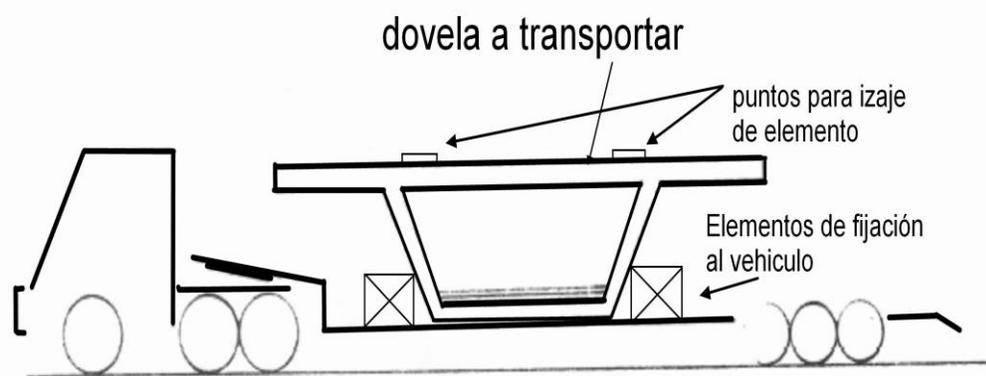


Fig. 3.19 Transporte de segmentos de dovela

Los ganchos de manipulación deben colocarse con mucho cuidado, para evitar esfuerzos excesivos en el segmento mientras se manipule. Estos deben tener un factor de seguridad.

### 3.10.5 Montaje

Al comenzar la erección, el contratista o encargado deberá revisar las condiciones del lugar que pudiesen afectar el montaje. Este incluirá la remoción de la dovela del vehículo del almacenamiento de campo, rotación, elevación, traslación en la posición correcta. Para la fabricación de las dovelas estas deberán identificarse con la fecha que fue hecho, número de identificación, codificación según su posición en la estructura por cada elemento.

De acuerdo a las condiciones del lugar las dovelas pre coladas podrán ser montadas de varias formas, pueden levantarse en tierra o en una barcaza, elevarse de una barcaza por medio de un equipo instalado sobre la losa de las dovelas ya instaladas o colocadas por medio de pórticos instalados sobre la estructura ya terminada.

#### 3.10.5.1 Erección de dovelas con grúa sobre cables

Este sistema consiste en colocar un grupo de cables elevados sobre el puente en el sentido longitudinal, soportados por dos torres en los extremos. La colocación de la dovela se efectúa por medio de un carrito grúa que se desliza sobre los cables.

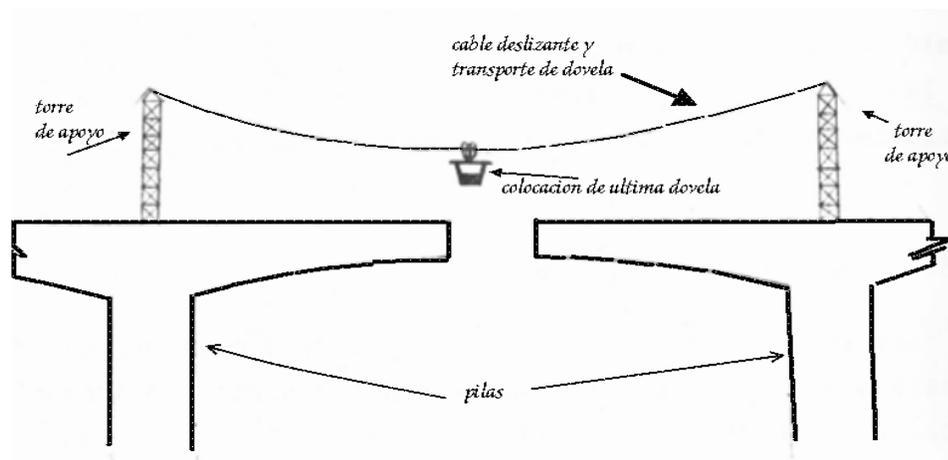


Fig. 3.20 Grúa sobre cables (cable guía)

### 3.10.6 Resina epóxica para la junta

Es importante que las superficies de las juntas estén sólidas, limpias, y libres de polvo y grasa. Todos estos residuos pueden ser limpiados con un chorro de arena a presión. Si las caras de las dovelas están húmedas, éstas pueden secarse con aire caliente. La resina y el endurecedor son de diferente color. Estos se proporcionan y mezclan hasta que el color sea uniforme. El pegamento debe aplicarse inmediatamente y los elementos juntados antes de que esta se seque.

El adhesivo debe aplicarse uniformemente en las dos superficies a unir, teniendo cuidado que no penetre en los ductos de los cables. Luego de juntadas las dovelas se inspeccionan los ductos de cualquier obstrucción con resina. Si sólo se usa pegamento se recomienda dar un mínimo de  $2 \text{ kg/cm}^2$  de presión a las juntas.

### 3.10.7 Solidarización Provisional de las dovelas

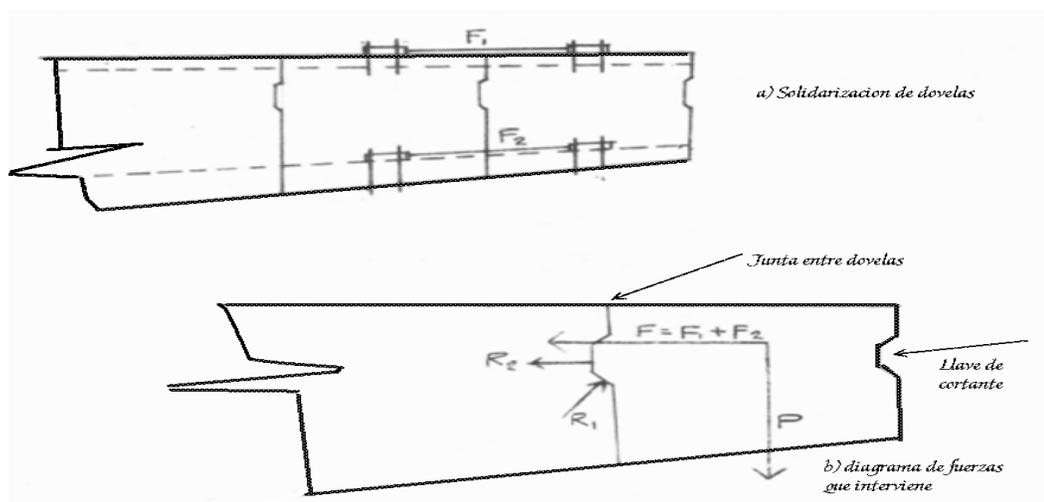


Fig. 3.21 solidarización de dovelas

La unión provisional de una dovela a la parte ya construida de una dovela, se hace con unos dispositivos con cables o barras que ejercen el presfuerzo

provisional. Este presfuerzo crea fuerzas tales como  $F_1$  y  $F_2$  que aseguran la estabilidad de la dovela del peso "P" en la sección de la junta. Debido a la presencia de resina epóxica en la junta, que actúa como lubricante, la fuerza de deslizamiento "P" producida por el peso P, al nivel de la junta solo puede ser equilibrada por la componente vertical de la reacción  $R_1$  inclinada y cuya dirección es perpendicular al paño inferior de llave. Ver Fig. 3.21.

La reacción  $R_2$  horizontal contribuye a la compresión de los dos paños de junta. Es necesario que ésta esté cercana del centro de gravedad del elemento, de manera que la presión en la junta sea lo más uniforme posible y por lo tanto la resina tenga un espesor constante. En lo que se refiere al trazo de los cables se ha venido cambiando con el tiempo progresivamente el sistema, de manera de independizar las operaciones de tesado de las de colocación.

Últimamente, el presforzado del voladizo, va anclado en el interior del cajón en corte las previstas para ese uso. Las operaciones de colocación y tesado se vuelven completamente independientes, únicamente se aseguran solidarización provisional de las dovelas antes del de los cables definitivos.

## CAPITULO 4

# EVALUACION DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE COLIMA

#### 4.1 Introducción

El puente Colima<sup>17</sup> ubicado en la jurisdicción entre el límite departamental de San Salvador y Chalatenango, construido por el Ing. Carlos Eduardo Villalobos Martínez<sup>18</sup>, por los años de 1970, en donde éste dejó sus impresiones, luego de la erección de esta estructura, y manifestando, tras la pregunta de si el puente era seguro o no al atravesarlo, esto, "debido a que antes de ser puesto en servicio, este ya indicaba existencia de flechas", dando por respuesta, al ser él, el diseñador del puente, que esas eran flechas admisibles o consideradas en el diseño estructural del mismo. Hoy han pasado unos 40 años más desde que se presentaron esas condiciones previstas, y como todo sistema constructivo con el tiempo, estas estructuras van cediendo por su funcionamiento, serviciabilidad y desempeño estructural, a raíz de que la vida útil de los materiales utilizados es alcanzada y el envejecimiento normal. No hay duda que los materiales del puente Colima, con el tiempo han cedido. Es por esa razón, la necesidad de evaluar al puente Colima, la cual se llevó a cabo, partiendo o considerando los principios básicos que dieron origen al concreto presforzado, el hormigón era un material débil para soportar esfuerzos de tensión, pero que al presforzar el acero embebido, se conseguía reducir substancialmente las fatigas de tensión a las que la estructura estaría sometida bajo las cargas de servicio. Es importante mencionar que el puente Colima, fue construido utilizando concreto presforzado y mediante la tecnología constructiva del doble voladizo o voladizos sucesivos.

La evaluación diagnóstica se ha basado en los siguientes principios de la tecnología de presforzado y postensado, estos son los siguientes:

---

<sup>17</sup> *Cuarenta años después de construido con la tecnología del doble voladizo o cimbra deslizante en ambos lados de la cabeza de la pila , colando in situ la dovela o segmento de sección transversal que constituyen el tablero y postensando cada una. Ver fig. 1.*

<sup>18</sup> *Maestro en Ingeniería Estructural, en la Universidad Autónoma de México (UNAM). Ex profesor de estructuras de la escuela de Ingeniería civil, Universidad de El Salvador.*

1. El hormigón aunque fuerte para la compresión, resultaba muy débil para esfuerzos de tensión y presforzando el acero embebido en el concreto se conseguía anular o reducir sustancialmente las fatigas de tensión a las que la estructura estaría sometida bajo las cargas de trabajo.
2. Aplastamiento del hormigón y endurecimiento del acero.
3. Reajuste del acero de presfuerzo, para recuperar las pérdidas generadas por diversas causas.
4. El acero de alta resistencia con pintura como aislante, para evitar la adherencia con el concreto (postensado).
5. El fenómeno de las deformaciones diferidas del hormigón, son deformaciones importantes que solo con el aumento considerable de los esfuerzos de tesado en el acero era posible que los esfuerzos de compresión en el concreto se mantengan permanentemente.
6. En el concreto presforzado, el acero no es el material sustituto del hormigón en las zonas tesadas, sino es el medio para ejercer las fuerzas de compresión necesarias para asegurar las deformaciones de las estructuras.
7. Presforzar una estructura es crear artificialmente en ella, antes de la aplicación de las cargas externas o simultáneamente con ellas, unas tensiones permanentes que superpuestas a las debidas a las cargas exteriores, hagan que las tensiones totales, en todos los puntos de la estructura y para todas las hipótesis de carga, permanezcan dentro de las tensiones admisibles que puede soportar indefinidamente el material de la estructura.
8. En el concreto reforzado, la armadura es pasiva; es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; en cambio en el presforzado la armadura es activa, es decir se tesa previamente a la

actuación de cargas que va a recibir la estructura, comprimiendo el concreto, de forma que nunca tenga tracciones o que estas tengan un valor reducido.

9. En el concreto reforzado se acepta la falla en zonas sometidas a tensión, como parte del funcionamiento del sistema en cambio en el concreto presforzado, es un material único capaz de resistir fuerzas de tensión y compresión a la vez, a través del acero de presfuerzo que es un medio para crear la fuerza de compresión y vincularla con el interior de la estructura.
10. Sistema de anclaje de hormigón armado y cables de 12 alambres, macho y hembra independientes del cable en el montaje.

Al hacer una observación preliminar del puente Colima, se apreció en primera instancia una linealidad curvada de la estructura a lo largo de esta, comparándola respecto a una referencia de línea recta que idealmente tendría entre ambos extremos en la longitud total del puente<sup>19</sup>, y al observar las juntas entre dovelas, evidenciada en la carpeta de rodadura, se observó, cedencia de materiales o separación entre dovelas, lo cual supone, que la estructura se encontraba en presencia de deformaciones o flechas a lo largo del puente; y es ahí, donde se pone de manifiesto uno de los principios más importantes a considerar en el concreto presforzado, el cual establece el fenómeno de las deformaciones diferidas en elementos presforzados, que no es nada más que, la pérdida de las fuerzas de compresión en cada una de las dovelas y la conformación estructural de cada voladizo, o sea, facilitando así, deformaciones en la estructura. Este fenómeno de las deformaciones diferidas, un conjunto de bloques de iguales dimensiones, los cuales se hace necesario trasladarlos

---

<sup>19</sup> La curvatura mínima obligatoria controlada por especificación ó flecha máxima aceptada por construcción ( $\Delta_{máx,c}$ ), aparecerá siempre para el control de la curvatura de la elástica de la estructura.

horizontalmente y para ello es necesario, crear fuerzas de compresión aplicada en los centroides de estos, para moverlos fácilmente. La fuerza de compresión es realizada, pero a medida que sea hace el movimiento de traslación, la fuerza de compresión va disminuyendo, creando una separación de los bloques, lo que permite el movimiento de un bloque respecto al otro, que causa una deformación respecto a una superficie plana que contiene longitudinalmente, el eje ideal como indica la figura 4.1

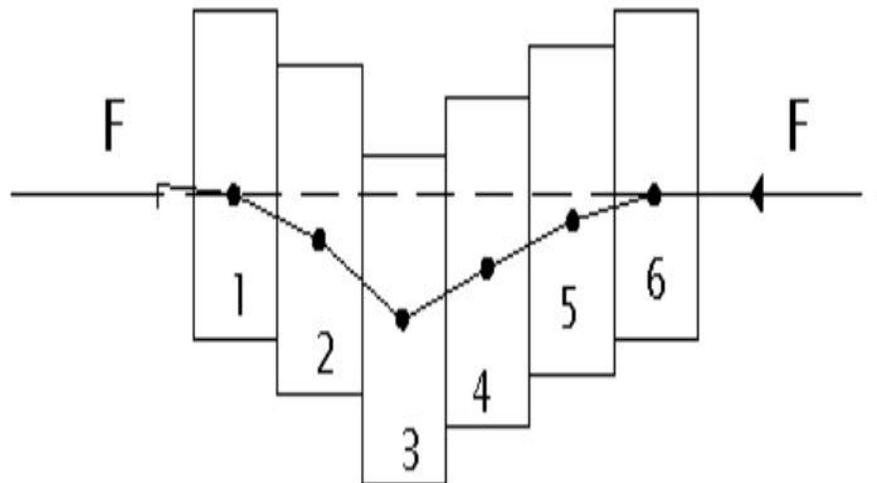


Fig. 4.1 deformación de los bloques respecto al eje al presentar pérdida de la fuerza de compresión

Esto mismo ha sucedido en el puente Colima, en donde se pudieron observar grietas transversales en el pavimento en cada unión de dovelas, lo que significa que el principio de deformaciones diferidas está presente, más aun, conociendo que estas deformaciones o deflexiones estaban presentes, antes de ser puesto en servicio la estructura después de construido el Puente Colima. La separación

entre dovelas presenta cedencias desde milímetros a centímetros, en algunos puntos, aunado a esto, es posible un asentamiento muy diferencial en los elementos de soporte, de la estructura con el tiempo, en su cimentación, la cual sobrepasa en profundidad, el lecho del río. Así, la parte estética de la estructura parecería manifestar una estructura con posibles problemas de funcionamiento, esto hace importante la intervención de evaluaciones del puente Colima, después de su construcción incluyendo esta, en octubre de 2011.



Fig. 4.2 Esquema del puente Colima

Un criterio de evaluación, a lo largo de esta estructura, es el cambio de la elástica del puente<sup>20</sup>, que este actualmente representa, debido a que es la parte más perceptible del ojo del que lo transita y puede observarlo; pero no así, el

---

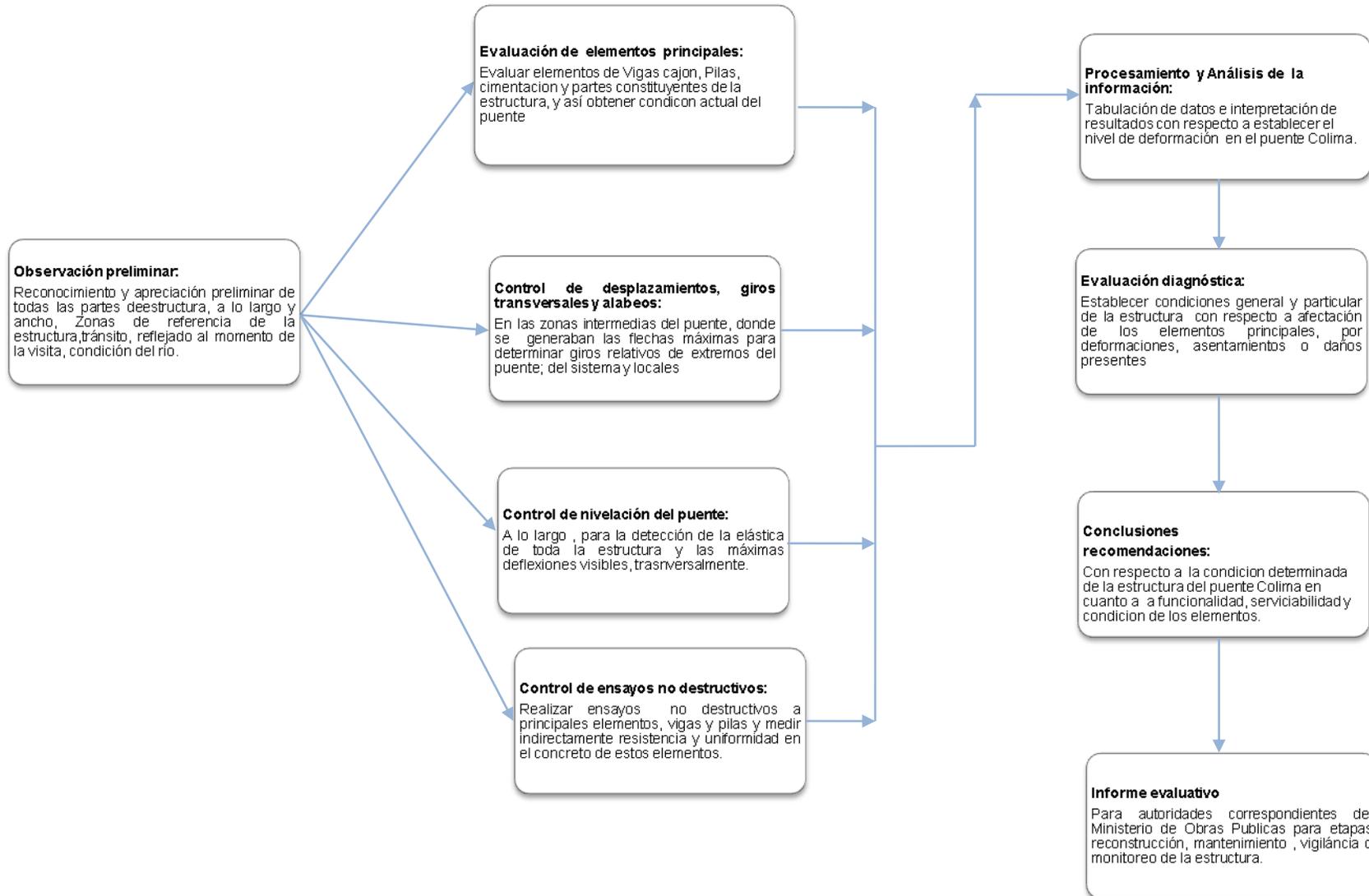
<sup>20</sup> *Por ser el más visible y el más fácil de apreciar por cualquier persona, en el lugar.*

tablero o la sección transversal a lo largo de este. De esto, la condición psicológica del usuario al recorrer la vía, le da una sensación de inseguridad al atravesarlo, percibiendo esto debido a la flecha que se puede observar antes de entrar a recorrer el puente. Aunado a esto, los tipos de vehículos, autobuses y camiones tipo T3-S3 que transitan en todo momento, estos generan una percepción de inseguridad producto de la vibración causada cuando estos atraviesan diferentes puntos del puente; estas vibraciones, son más perceptibles en puntos estratégicos como la parte media del puente. Otro punto que es importante señalar es, la actualización de la capacidad estructural de este puente en la evaluación y diagnóstico, ya que será el ingeniero estructural, quien establezca cuáles serán las máximas ondulaciones y flechas permisibles que se puedan aceptar, y establecer un criterio de diagnóstico más preciso, para toda la estructura, donde se incluya tránsito y capacidad de servicio, así como los niveles de análisis de transporte respectivo que ahí se desarrolla.

Es por ello, que se hace necesario establecer un plan o metodología para obtener la mejor información en la inspección a realizar; esta se propuso de la siguiente manera: primero se estableció como punto de partida, una observación preliminar, con el objeto de conocer las condiciones actuales de la estructura del puente colima, a través de un reconocimiento y apreciación de zonas de referencia de la estructura, tránsito y condición del río; continuando con una evaluación de los elementos principales para determinar la condición actual de estos, en elementos de vigas cajón, pilas y partes constituyentes de la estructura así también, en elementos de unión o de ensamble; prosiguiendo con el control de giros transversales o alabeos, para determinar, giros relativos de extremos del puente; estos serían realizados en zonas intermedias o donde se presentan las flechas máximas visibles, y de esta manera determinar si la estructura había sido afectada por torsión; y tras esta información recopilada se

procede a realizar el control de nivelación topográfica, con el objeto de determinar, deformaciones o flechas máximas visibles transversalmente, sobre la longitud del puente Colima y de esta manera tener un mejor panorama del comportamiento real, que tiene la deformada o elástica de la estructura sobre la longitud de este; de esta manera se pasa a la evaluación de elementos principales, haciendo un control de ensayos no destructivos en vigas , y pilas, con el objeto de medir uniformidad y resistencia de los materiales constituyentes; y de esta manera proceder a realizar un análisis, mediante el procesamiento de los datos obtenidos, dando como resultado, la evaluación diagnóstica, de la condición real de la estructura del puente Colima; Finalizando luego de la formulación de conclusiones con la entrega de la información a la institución correspondiente (MOP) para que esta sirva para etapas de mantenimiento, vigilancia o monitoreo.

## 4.2 Metodología propuesta en la evaluación del puente Colima. Esquema a cumplir



A continuación se detalla cada uno de los pasos en la metodología empleada para evaluar la estructura.

#### 4.2.1 Observación preliminar

La observación preliminar sirvió para establecer qué parámetros considerar para realizar una evaluación que diera la mejor información posible de la condición que actualmente tiene la estructura del puente Colima; estableciendo en esta fase, el grado de problemas o no, debido a las deflexiones del eje longitudinal del puente; para lo cual, se hizo una observación de la linealidad de los barandales de la estructura, qué daños se encontraban en la carpeta asfáltica, baches y agrietamientos al ver reflejado separaciones de juntas entre dovelas; y estableciendo, en esta etapa la realización de una nivelación diferencial del alineamiento del eje longitudinal del puente, esto para tener presente la condición real de la elástica del puente Colima, deflexiones a lo largo de esta, y las ondulaciones que tiene actualmente.

#### 4.2.2 Nivelación del eje del puente Colima

Se realizó una nivelación topográfica, para verificar cuál era la flecha máxima relativa, generada en el puente y su ejecución implicó obtener la elástica real de la estructura, Ver tabla 4.1 y fig. 4.3 que prácticamente establecía y comprueba las primeras observaciones realizadas de los puntos con mayor deflexión en la estructura del puente. Con esta nivelación diferencial, se identificaron los puntos más bajos y altos de la estructura, con respecto a una línea recta, que involucra el cambio de la elástica del puente.

A continuación se detallan los puntos producto de la nivelación diferencial realizada sobre la longitud del puente Colima:

Tabla 4.1 Nivelación del eje del puente sobre el tablero, Nivelaciones a lo largo de 165 m

CADENAMIENTO	PUNTO	VA	APARATO	VD	VI	ELEVACION	OBS
0+000.0	BM	1.52	101.52			100.000	Bajada A.LL. Inicio./cuneta
0+005.8	P1			1.431		100.089	Inicio Barandal
0+010.8	P2			1.405		100.115	
0+015.8	P3			1.401		100.119	
0+020.8	P4			1.410		100.110	
0+025.8	P5			1.435		100.085	
0+030.8	P6			1.467		100.053	
0+035.8	P7			1.585		99.935	
0+040.8	P8			1.614		99.906	
0+045.8	P9			1.568		99.952	
0+050.8	P10			1.482		100.038	
0+055.8	P11			1.468		100.052	
0+067.8	P12			1.435		100.085	
0+079.8	P13			1.427		100.093	
0+091.8	P14			1.390		100.130	
0+096.4	P15			1.391		100.129	
0+106.4	P16			1.391		100.129	
0+116.4	P17			1.399		100.121	
0+126.4	P18			1.405		100.115	
0+136.4	P19			1.393		100.127	
0+146.4	P20			1.401		100.119	
0+156.4	P21			1.406		100.114	
0+164.9	P22			1.390		100.130	Fin barandal

## DEFLEXION DE LA ELASTICA DEL PUENTE COLIMA

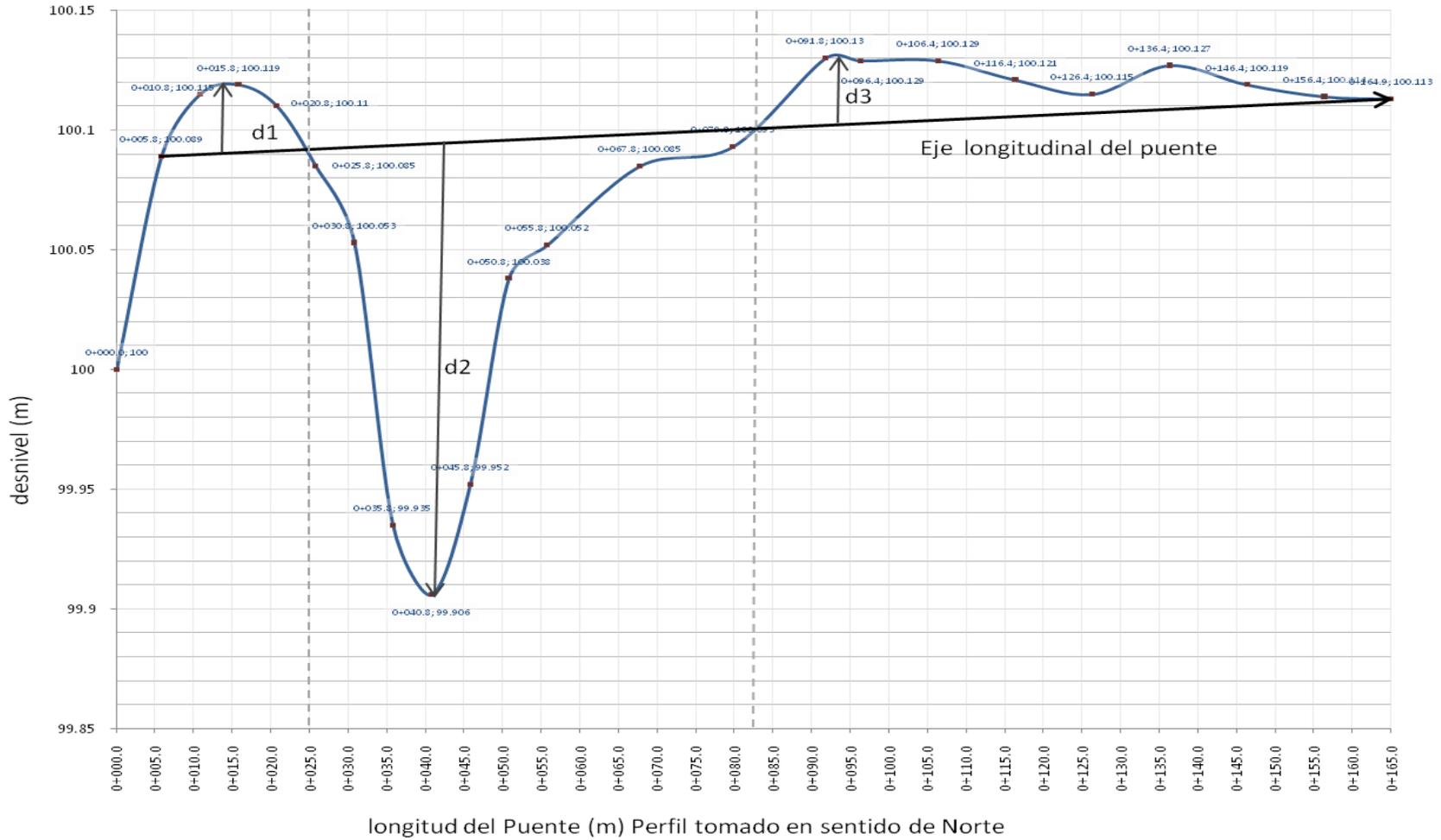


Fig 4.3 Representación gráfica de la deformada del puente Colima

Mediante esta nivelación diferencial, se pudieron determinar tres puntos principales de deflexión de la elástica de la estructura, desde norte a sur, los cuales están ubicados en los estacionamientos 0+014, generándose en este punto, una flecha cóncava hacia abajo con una deflexión de 30 mm en una longitud aproximada de 20 m; en la estación 0+040.8 generando un flecha cóncava hacia arriba con una deflexión de la elástica de 190 mm en una longitud aproximada de 58 m y la última deflexión cóncava hacia abajo en la estación 0+094.1 del inicio del puente, generando una deflexión de 30 mm. Todos estos puntos fueron tomados en la dirección del perfil longitudinal que conduce desde Chalatenango a San Salvador. Estos puntos son los principales generadores de “la inseguridad aparente” al atravesar el tramo del puente de la vía; esta es la sensación de incomodidad para los usuarios, se presenta por el tráfico vehicular, al atravesar el puente a velocidad de moderada a rápida. Estas deflexiones máximas encontradas evidencian y comprueban el principio fundamental a considerar en el concreto presforzado, que es el de las deformaciones diferidas, que en la etapa de observación se puntualizó como existentes.

#### 4.2.3 Giros de la sección transversal para control de entramado (torsión, alabeo)

Se realizó una evaluación de los posibles giros de la estructura, en una zona crítica intermedia del puente, el cadenamiento 0+040.8 donde se da la flecha máxima de la estructura, se chequearon 2 diferentes puntos y se comprobó, que no hay giros relativos de un extremo respecto al otro, no hay retorcimientos ni alabeos. Así, lo observado por el transeúnte involucran sólo lo relacionado con lo psicológico del funcionamiento de la estructura y el sistema estructural propio de esta, respecto a la tecnología constructiva; para este caso, asociándolo con la estética, aunque una revisión estructural es obligatoria en

casos como lo está indicando la fig. 4.4. Algunas fisuras y separación de juntas encontradas entre dovelas, estas podrían deberse al funcionamiento vial, y es propio del acomodamiento y cedencia muy lenta del tesado de los cables y el concreto por sometimientos de carga; es decir, las posibles pérdidas de presfuerzo en los aceros; esto se vio reflejado en la carpeta de la calzada, en donde en diferentes puntos se manifiestan fisuras del orden de 1 a 2 cm en la sección transversal del eje. Las fisuras máximas en el centro del puente. Si estas (las fisuras) estuvieran en los extremos, implicaría que en la estructura como tal, ha habido desplazamientos relativos, de los cables de presfuerzo uno respecto al otro, pero lo observado, es lo contrario a esta suposición indicando que no hay problemas de este tipo. Ver fig. 4.4



Fig. 4.4 Fisuras manifestadas en la carpeta de rodadura

Particularmente, la sensación de inseguridad que puede percibir el usuario es, cuando vehículos mayores que 8 m de longitud, autobuses, o rastras del tipo T3-S3 atraviesan este puente, se percibe una sensación de vibración,

levantamiento y bajones, da la incomodidad, a través ondulaciones que sentidas en una escala de leve a fuerte y esto al ser una vía muy importante para el país, establece un movimiento repetitivo para la estructura a lo largo del día, ya que se percibe un sensación de ondulación y vibración que en presencia de muchos vehículos la sensación de ondulación disminuye y en presencia de una menor cantidad de vehículos estas ondulaciones aumentan y son más perceptibles estando localizados estos en la parte media del puente . Esto es más que todo en presencia de vehículos de gran tonelaje como los descritos (Ver fig. 4.5).



Fig. 4.5 Tipo de camión T3-S3 que transita con mucha frecuencia en esta obra de paso

#### 4.2.4 Evaluación de los elementos constituyentes del puente Colima

##### 4.2.4.1 Condiciones particulares de los elementos del puente

Cimentación. Esta representa la parte encargada de servir de soporte a los elementos de la subestructura, al observar los alrededores de la pila del extremo sur, rivera del rio, hay suelos rocosos aglomeráticos, cuarcíticos con diámetros entre 15 a 30 cm con arenas limosas; así superficialmente las condiciones de soporte no presentan ningún problema que indique, que la

cimentación necesite una pronta intervención. La cimentación presenta una matriz de suelos del tipo entre gravas delgadas a gruesas (alrededor de 25 mm) con una heterogeneidad de diámetros que van 10-15 cm; en su mayoría, hay predominancia de cantos rodados con un grado alto de alteración superficial en un 70%, aunque también hay presencia de rocas del tipo metamórficas ya que se tiene presencia de cuarzo que es una roca de alta densidad. En general, no se observa problemas de asentamientos, debido a que en conjunto todos los materiales responden de una forma adecuadamente a los apoyos consolidadamente. Ver fig. 4.6



a)

b)

Fig. 4.6 Representación de la cimentación al extremo sur San salvador Chalatenango donde se apoya uno de los estribos en la aproximación. La fig. 5a representa, la cimentación superficial en zona sur del estribo. La fig. 5b muestra el conjunto de conglomerados existentes en esa cimentación.

#### 4.2.4.2 Estribos.

Al momento de ser inspeccionados, se observó que no presentaron problemas de ninguna índole y al estar en una cimentación con las características descritas, se establece que no se necesita intervenirlas, ni que haya fase de

emergencia, aunque esto no resta importancia de que se les haga un mantenimiento frecuente a este tipo de elementos.

#### 4.2.4.3 Pilas

Pila 1 ó pila de acceso al puente, extremo sur rívera del río. En esta pila, se realizó una evaluación de las condiciones actuales y se encontró, en presencia de fisuras de ancho entre 1 mm a 1.5 mm determinadas con lupa geológica marca Konus 30B de 20 x, estas fisuras presentan una profundidad alrededor de 1 a 2 cm, esto puede corresponder a parte del espesor del recubrimiento del elemento, y por tal razón se considera necesario realizar pruebas de ultrasonografía o hacer una evaluación de rayos “x” en donde se presente el fenómeno de arañas de fisura, para verificar la profundidad de fisuras relativas al recubrimiento y el alcance que estas tiene hacia el núcleo del elemento. La fisura pudiera ceñir en todo el contorno de la pila en homologación a una superficie de falla incipiente del tipo planar, esto como tendencia al más largo plazo. Ver fig.4.7



Fig. 4.7a)



Fig. 4.7b)



Fig. 4.7c)

Fig. 4.7a se muestra la zona de fisuración en pila en zona acceso sur, donde se ve reflejado una extracción de núcleos. La fig. 4.7b esquematiza la Pila 1 o de acceso, de fuste circular. La fig. 4.7c se ven las pilas central y extrema norte de fuste tipo rectangular con tajamares

Se pudo observar extracciones de núcleos realizados en estas pilas, a una altura aproximada de 1.25 m medido desde el espejo de agua hacia arriba en pila 1 y 2. Se realizó el ensayo no destructivo con martillo Hammer (Ver fig. 4.7c) en zonas adyacentes a las extracciones de núcleos, determinándose, uniformidad en la resistencia del concreto con valores de 8400 psi.

Tabla 4.2 Resultado de ensayo del esclerómetro conforme a ASTM C805.

Elemento	Ubicación de prueba	Sector	# de golpes esclerométricos	Valor promedio	Resistencia aproximada (PSI)
Pila 2	En el extremo sur	Cara exterior	52- 56- 52- 56 54- 54- 48 -52 48- 56- 56- 56	53	8400



a)

b)

c)

Fig. 4.8 Pilas en acceso en extremo sur y aparato de ensayos del esclerómetro

Se pudo apreciar extracción de núcleos en las pilas de acceso sur (ver fig. 4.8 a y 4.8 b). La fig. 4.8 c muestra el esclerómetro utilizado para realizar los ensayos en elementos principales como pila y dovela.



Fig. 4.9 Lugar donde se realizó el ensayo no destructivo del esclerómetro conforme a ASTM C 805-09

#### 4.2.4.4 Dovelas.

Son elementos de sección transversal en viga cajón teniendo dimensiones aproximadas, ancho por largo de 6 x 3.5 m, con altura variable en toda la longitud, hechas con concreto de alta resistencia, esta se utiliza cuando se trabaja con elementos presforzados. Se realizó una evaluación de la condición actual de las dovelas realizando un ensayo elegido aleatoriamente en un punto con mayor desempeño, cerca de la unión con el tablero, mediante una prueba de ensayo no destructivo utilizando el esclerómetro<sup>21</sup> conforme a norma ASTM C805. De acuerdo a los valores obtenidos, Ver tabla 4.3, estos elementos no presentan ningún problema, resaltando mediante la prueba realizada una uniformidad en lo que respecta al concreto de la estructura y estableciendo una alta resistencia en el hormigón de 8500 PSI, empleado durante su etapa constructiva, condición que genera un grado de confianza en el hecho de que las dovelas como tal son resistentes en manera uniforme a soportar los esfuerzos a los que están siendo sometidos.

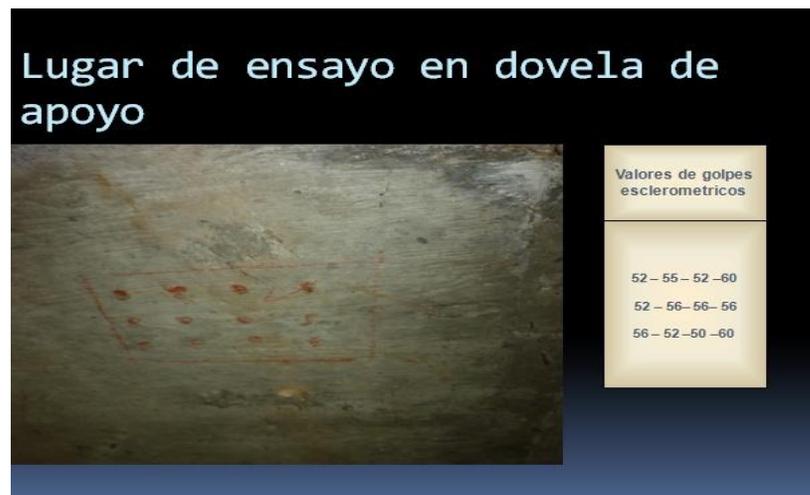


Fig. 4.10 Ensayo del esclerómetro en dovela de apoyo acceso norte en zona

<sup>21</sup> La prueba en la dovela de apoyo en acceso norte reflejó una resistencia del orden de 8500 PSI

Tabla 4.3 tabla con resultados del ensayo del esclerómetro en elementos principales

Elemento	Ubicación de prueba	sector	Valores de golpes esclerometricos	Valor promedio	Resistencia aproximada, psi
Dovela	En dovela de apoyo extremo norte	Cara exterior derecho	52 – 55 – 52 – 60 52 – 56 – 56 – 56 56 – 52 – 50 – 60	54.5	8500
Pila 2	Extremo sur	Cara exterior	52 – 56 – 52 – 56 54 – 54 – 48 – 52 48 – 56 – 56 – 56	53	8400



Fig. 4.11 Representación de las dovelas del puente Colima

#### 4.2.4.5 Carpeta de rodadura en el pavimento del tablero.

Esta es un elemento donde se perciben los problemas de la estructura en particular, debido a que al transitar sobre ella, se pudo observar la presencia de daños como baches poco profundos fisuras y grietas. Además hace evidenciar la deflexión del eje longitudinal en varios tramos del puente Colima



Fig. 4.12 Daños en la carpeta de rodadura

#### 4.2.4.6 Juntas de expansión

Estos elementos importantes de este puente Colima, presentan un grado de mantenimiento poco o nulo, el cual se puede ver reflejado en la fig.4.12. Estas anteriormente fueron tratadas con asfalto polimerizado como medida de protección, pero al no ser tenido en cuenta en el mantenimiento que toda estructura debe tener, hoy presenta grave deterioro, generando la incomodidad en el usuario al recorrer la vía, tanto en la zona de acceso como la zona de salida. Su rotura da lugar al topeteo de la llantas de los vehículos o efecto de

bache (ver fig.4.12). Esta interacción, no solo daña la estructura, sino también su sistema.



Fig. 4.13 Condición actual de las juntas del puente Colima

#### 4.2.4.7 Barandales, laterales de protección del puente respecto al río

Estos al hacer una apreciación visual en el sentido del largo del puente en coherencia con las flechas del tablero de la estructura del puente, el problema en sí, es más de carácter psicológico en el usuario que transita el puente, porque a vista larga nota las ondulaciones tanto como lo está el tablero.



Fig. 4.14 Barandales del puente Colima

#### 4.2.4.8 Elementos de apoyos metálicos en estribos

Estas son piezas destinadas a transmitir, las cargas a los elementos de soporte; a la hora de revisarlos se verificó, con posibles problemas de degradación o deformación aparente, apreciándose esto superficialmente, como posible falta de mantenimiento, específicamente el apoyo del extremo sur, el cual presentaba indicios de degradación por humedad ambiental y por las cargas a las que ha sido sometida a través del tiempo desde que fue colocado. Esta afectación del elemento de soporte podría estar afectada por la humedad ambiente, esto debido a que es un material del tipo metálico que presentaba oxidación en alto grado al momento de la inspección. Ver fig. 4.15



Fig. 4.15 condición actual del apoyo en zona de estribo acceso norte

#### 4.2.4.9 Otros elementos

Aquí se incluyen el drenaje sobre la longitud total del puente que en puntos estratégicos. Por falta de mantenimiento regular a esta estructura, los drenajes presentaban obstrucción con maleza. También se incluyen el elemento de acera que beneficia al sector que transita la vía a pie. Por lo anterior se establece que estos elementos no presentan daños considerados graves, para una pronta intervención; aunque debe haber mantenimiento y chequeo regularmente, de la zona de drenajes ubicados sobre la calzada en toda su

longitud; sobre todo, para que cuando se esté en presencia de la época de invierno, la acumulación de agua lluvia, no sea una sobrecarga que la estructura tenga que soportar. Ver fig.4.16



Fig. 4.16 Elemento de drenaje ubicado sobre la longitud del puente Colima con presencia de acumulación de maleza

#### 4.2.4.10 Tráfico

Este elemento es clave para establecer la necesidad de reevaluación de la estructura del puente. El flujo vehicular regular, predominante sobre esta estructura lo componen los automóviles del tipo liviano, aunque también transitaban autobuses y camiones tipo T3S3<sup>22</sup>, que son los automóviles de

---

<sup>22</sup> Por ser una vía importante para la economía regional, el flujo de este tipo de vehículos es grande sobre este puente, aunque al momento de la visita se pudo observar un flujo mínimo de estos, ya que la inspección se realizó día domingo.

mayor tonelaje que transitan mayormente la ruta y que por ser una vía de comunicación muy importante para el país, es muy común ver gran tráfico pesado sobre este puente, lo que pone de manifiesto una sensación de inseguridad al peatón cuando estos atraviesan la vía.

#### 4.2.5 Evaluación diagnóstica

Mediante la evaluación realizada al Puente Colima, para la actual condición y para una vida útil de la estructura, la principal problemática encontrada en la estructura es la estética, generada por apariencia de asentamiento de las pilas de la estructura, que se pudo corroborar no ser así; no con esto diciendo que no se descarta un mínimo de asentamientos diferenciales en estos elementos producidos a lo largo de su vida desde que fueron construidas; pero es normal, debido al acomodamiento de la cimentación a lo largo del tiempo que lleva erigida la estructura desde que fue construida en los años de 1970's al inicio. Es función del Ministerio de Obras Públicas, garantizar el mantenimiento de este tipo de puentes, ya que actualmente es poco o nulo. Regularmente, el mantenimiento como tal no se les da a la mayoría de los puentes en nuestro país y este en particular no es la excepción, en presencia de fenómenos naturales que son los que viene a reflejar la condición real de que estas estructuras, tengan buenas condiciones.

En el puente Colima fue evaluada la resistencia del concreto ensayando con el esclerómetro, pero necesita de más y otros tipos de ensayos para obtener una mayor información específica en un ambiente micro del interior de cada uno de los elementos, como las pilas y dovelas, que constituyen los elementos, principales del puente Colima, para determinar si estos elementos están dañados internamente; cuanto en grado o el grado de daño específico, esto es debido a la microfisuración observada en la pila sur, como caso particular, en donde queda la incerteza de que internamente hay problemas que para un

futuro próximo en presencia de una solicitación ya sea del tipo de movimientos telúricos o los mismos fenómenos climáticos; que estos sean reflejados así, mediante un estudio más profundo, realizando, ensayos por ejemplo, de ultrasonografía, ensayos de pulso, carbonatación en elementos de concreto, ataque químicos al concreto etc., determinando la condición actual más exacta de todos elementos.

### 4.3 Conclusiones

Debido a la importancia que tienen en la infraestructura de un país, las estructuras de los puentes, por ser elementos que facilitan el desarrollo local y regional en la parte social y económica de una nación, es necesario realizar evaluaciones integrales en los puentes del país, para obtener las condiciones reales de estos elementos, verificando aspectos importantes como funcionalidad, serviciabilidad, transitabilidad y envejecimiento, debido al constante abatimiento producto de fenómenos naturales, que vienen a afectar las estructuras de los puentes. Esto hace importante la evaluación para un caso particular, el puente Colima, por el grado de importancia que tiene al estar ubicado en una de las rutas más concurridas hacia la frontera con Honduras y el área centroamericana. Por, ello la evaluación realizada a la estructura del puente Colima, la interpretación de resultados, indica lo siguiente:

- Las deflexiones encontradas en la elástica de la estructura del puente Colima, fig. 4.3: acumula las deflexiones generadas y las previstas de la etapa constructiva en su etapa de inicio del funcionamiento o una deflexión (más alta) de 190 mm en un tramo sobre una longitud de 58 m, en el cadenamiento 0+040.8, medidos a partir del inicio del puente en la zona norte (sentido de Chalatenango- San Salvador), esta deformación de la elástica del puente Colima representa en 40 años, las deformaciones o deflexiones diferidas, y la pérdida de presfuerzo que

todo sistema de presforzado. Así, las deflexiones iniciales que tuvo la estructura, han aumentado con el transcurso de los años lo que significa que las deflexiones iniciales que tuvo la estructura han aumentado con el transcurso de los años producto del aumento de cargas procedente del tráfico, etc. En su desempeño considera lo bueno también que estas deflexiones no representan, problemas que puedan ser señalados como graves, que puedan indicar que la estructura a colapsar, pero una mejor o profunda evaluación que valore su cercanía a la zona límite de la tolerancia en donde la transitabilidad, funcionabilidad y serviciabilidad y vigas de la estructura son afectadas; la inseguridad percibida por el usuario al atravesar el puente, es más de carácter psicológico en función de la estética apreciada.

- Basados en las deformaciones en la elástica del puente Colima, este ha alcanzado un 40% de su vida útil, con mantenimiento sistemático, él podría alcanzar en buen estado, el periodo para el cual el diseño fue proyectado mayor o igual a 100 años considerando la estructura del puente Colima como funcional, y con los niveles de serviciabilidad aceptables.
- El sistema constructivo utilizado en el puente Colima hace mas de 40 años, de su ejecución, las condiciones actuales de la estructura, el envejecimiento de los materiales utilizados, ha contribuido a las pérdidas de presfuerzo separación entre dovelas, etc., así mismo incidencia extrema de fenómenos naturales y la falta de mantenimiento en su conjunto del puente Colima, esto ha generado la sensación de inseguridad al usuario que atraviesa la estructura.

- La inspección de los elementos principales, vigas y elementos de apoyo como las pilas, habiendo realizado ensayos no destructivos, con la finalidad de medir el grado de uniformidad en el concreto de estos elementos, es necesario realizar otros tipos de ensayos, para obtener información más detallada de la parte interna (daños internos) de los elementos del puente Colima, para que de esta manera la evaluación total pueda servir para el chequeo del ingeniero estructural y dar a éste, un mejor dictamen de la condición actual del puente colima y que facilita tomar decisiones para etapas de mantenimiento y o reforzamiento.
- El puente Colima en general, a pesar del grado de mantenimiento nulo que ha tenido a la fecha, todavía genera un grado de confianza para la gran circulación sobre este, afectando psicológicamente al usuario visualmente y sensitivamente, por la interacción entre la estructura del puente Colima vs usuario que lo transita, reflejando una sinergia obligada entre las dos partes, lo cual es incomodidad; que en la práctica cotidiana se está aceptando, pero con espera de alguna respuesta del Ministerio de Obras Públicas.

#### 4.4 Recomendaciones

- Para la elaboración del correcto análisis de la evaluación realizada al puente Colima, se recomienda realizar otros ensayos con el propósito de determinar las condiciones internas de los elementos principales, en este caso, para las pilas y vigas cajón. Estos ensayos podrían ser, ensayos de ultrasonografía, rayos x, ensayo de resistividad, etc. para determinar la condición real más exacta de los elementos principales.

- La carpeta de rodadura, a través de la cual se percibe uno de los efectos psicológicos por los usuarios, cuando se atraviesan la obra de paso, y una solución aceptable, única, es hacer una misma capa nivelante de carpeta asfáltica que debido a las continuas ondulaciones producto del tráfico, es una solución que se acomoda a las condiciones de la estructura.
- Realizar ensayos de rayos x para establecer el grado de daño interno que pueden tener elementos como las pilas, y así dar una mejor perspectiva de la condición real actual, ellos por funcionamiento y serviciabilidad durante la vida y proceso constructivo.
- Para el mejoramiento de las flechas encontradas en la estructura del puente Colima, es posible utilizar la tecnología del presfuerzo externo como control de las deflexiones presentes y asegurar mediante esta etapa de mantenimiento el buen funcionamiento de la estructura para el período de diseño proyectado vigente del puente Colima.
- Se recomienda realizar un programa, en este caso para el Ministerio de Obras Públicas, en donde se establezca un plan de mantenimiento para todos o la gran mayoría de puentes del país, todo con el propósito de hacer cumplir las condiciones mínimas para asegurar cumplir el periodo de diseño de elementos de puentes.

## CAPITULO 5

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## 5.1 CONCLUSIONES

La evaluación realizada a la estructura del puente Colima, constituyó el objeto de estudio a lo largo de este trabajo de graduación, basándose, en los principios que rigen la ingeniería de puentes y considerando los procesos constructivos como el punto de interés de esta estructura en particular. Esto conllevó a las siguientes conclusiones:

- Las deflexiones obtenidas de la deformada o elástica del puente Colima, es consecuencia de las acumulaciones generadas desde su etapa constructiva y las previstas para su funcionamiento; además, de las deformaciones diferidas propias de un sistema de presforzado postensado, empleado en esta estructura, la cual está afectada por el envejecimiento de los materiales utilizados, pérdidas de presfuerzo así como incidencias de fenómenos naturales extraordinarios. Ello ha generado sensación de inseguridad a los usuarios que atraviesan la estructura, motorizados y peatonales, esto mismo les produce algún grado de posibilidad de riesgo propio. Así, la deformación mayor generada es de 190 mm, en el tramo comprendido, entre los cadenamientos 0+025 y 0+083, una longitud de 58 m, encontrada en la estructura del puente Colima, considerada respecto a una línea recta o eje del puente en la longitud total. Esto tiene afectación psicológica en el usuario que atraviesa esta obra de paso, tanto si lo hace desde un vehículo o caminando a pie; esta es la interacción usuario vs estructura, esta produce incomodidad, producto de las vibraciones percibidas mas las deformaciones existentes, por el paso de tráfico vehicular estando el usuario sobre la estructura, esto esta aunado al sentido de percepción de los usuarios por la estética generada por dicha deformación, de los

barandales y la calzada a lo largo de toda la anchura del río, la cual es la que cubre el puente.

- Los elementos principales de concreto presforzado como vigas cajón, pilas, presentan una resistencia de 8400 psi a 8500 psi, una resistencia alta obtenida; esta genera confiabilidad en la estructura para soportar fenómenos que puedan afectarla a futuro y para soportar el aumento de cargas proveniente del tráfico vehicular; esto, considerando el mantenimiento sistemático de la estructura, para asegurar el periodo de diseño para la cual fue prevista la obra de paso.
- Elementos principales: vigas, Pilas, estribos, no presentan daños importantes, pero la evaluación indicó que hay afectación de fisuración en elementos de soporte, la pila en el acceso sur, a la cual se le observó arañas de fisuración del orden de 1 mm a 1.5 mm de profundidad, hacia el núcleo de la pila, además la falta de mantenimiento necesario para cumplir el periodo de diseño para el cual fueron proyectado el puente Colima.
- La estructura en general no presenta fallas para intervención de gran magnitud para reconstrucción, aunque es necesario, realizar un mantenimiento que tome en cuenta una evaluación estructural en base a pruebas especializadas, ya que la estructura está al 40% de su vida útil. Esto, para asegurar el período de diseño de la obra de paso del puente Colima.

De la construcción con el método de doble voladizo:

- Las ventajas de esta tecnología del doble voladizo, es que al no hacer uso de cimbras de castillo, que usualmente son las que encarecen un proyecto de construcción de puentes; esta se aplica para la construcción de puentes con longitudes mayores que 70 m, y cuando se tenga por ejemplo, ríos caudalosos o muy profundos, que son de gran anchura, se ahorran costos al no hacer uso de cimbras de castillo.
- Hacer uso de tecnologías de prefabricación, de acuerdo con el tipo de proyecto; este podrá ser más competitivo, respecto a si se usa, por ejemplo, el sistema tradicional de construcción concreto de alta resistencia con refuerzos de acero, o concreto reforzado.

De las condiciones que inciden directamente en un proyecto hecho con el método de doble voladizo:

- Los plazos de ejecución, economía, se reducen y con buena calidad. Las ventajas del sistema constructivo del método de doble voladizo, también permite ejecutar la estructura, resistiendo a la vez, similar para cuando el puente esté en servicio.

## 5.2 RECOMENDACIONES

De la evaluación al puente Colima:

- Mejorar esta evaluación estructural como sigue:
  - a) Realizar ensayos no destructivos complementarios a los realizados, rayos x, ultrasonido, con el propósito de conocer información más detallada del interior (núcleo) de elementos pilas de acceso sur y los demás del puente Colima.
  - b) Para determinar el grado de afectación producto de la fisuración de la pila, observada, realizar trabajos de mantenimientos encaminados a eliminar la percepción de inseguridad para el usuario que recorre la estructura del puente Colima.
- Al Ministerio de Obras Públicas, realizar un mantenimiento apropiado, sistemático y monitoreo permanente de la estructura del puente Colima, para asegurar que la obra de paso pueda cumplir el período de diseño para el cual fue proyectada.

Del método de doble voladizo:

- Conocer y familiarizarse con las nuevas tecnologías en la parte de prefuerzo en nuevas construcciones, cuando se utilice el sistema de voladizos sucesivos, para soluciones de mejor calidad y más económicas al alcance de los proyectistas.
- Realizar un análisis de comparación respecto a utilizar sistemas prefabricados o colados insitu, para la construcción con el método de doble voladizo con tecnologías modernas actuales y costos críticos o competitivos en la actualidad.

## BIBLIOGRAFIA

- Cartagena Parada, Gustavo Enrique.1978. Aspectos Prácticos para la Construcción de Puentes con el método de doble voladizo, TB. G. Universidad de San Carlos, Guatemala.
- Perdomo, Marlio Gerardino.2011. Estudio comparativo de puentes con voladizos sucesivos, TB.G. Universitat Politècnica de Catalunya, España.
- Martínez, José Roberto. 1982. Diseño de superestructuras de concreto presforzado, TB. G. Universidad de El salvador.
- Deflection of prestressed concrete members, ACI Committe report 435, 1963.
- Diseño de vigas de concreto presforzado. 1990. IMCYC 1º edición.
- VIII curso internacional de carreteras, España .1992. Estructuras I
- LRFD, Bridge Design AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications.
- PCI Design Handbook, 1999 Precast and prestressed Concrete, 5ª Edition.
- ACI 443 “Analysis and design of reinforced concrete bridges Structures”1999.

## ANEXO A

### CAPITULO I: ANTEPROYECTO

#### PROPUESTA DE CONTENIDO TEMATICO

##### CAPITULO 1 ANTEPROYECTO

- 1.1 Antecedentes
- 1.2 Planteamiento del problema
- 1.3 Justificación
- 1.4 Objetivos
  - 1.4.1 Objetivo general
  - 1.4.2 Objetivos específicos
- 1.5 Alcances
- 1.6 Limitaciones
- 1.7 Propuesta del contenido temático a desarrollar
- 1.8 Metodología de la Investigación a desarrollar
- 1.9 Planificación de Recursos

##### CAPITULO 2 TECNOLOGIA DEL CONCRETO PRESFORZADO

- 2.1 GENERALIDADES DEL CONCRETO PRESFORZADO
- 2.2 Tecnología del concreto pre y postensado
  - 2.2.1 Materiales

- 2.2.2 Hormigón
- 2.2.3 Agua
- 2.2.4 Pruebas al hormigón
- 2.2.5 Tipos de cemento
- 2.2.6 Aditivos o admixturas
- 2.2.7 Acero de refuerzo
- 2.2.8 Acero de presfuerzo
- 2.2.10 Placas de anclaje
- 2.2.11 Mortero de Inyección
- 2.2.12 Apoyos elásticos
- 2.3 Concreto Presforzado
  - 2.3.1 Concreto Pretensado y su aplicación
  - 2.3.2 Método de elaboración de concreto pretensado
  - 2.3.3 Medida del presfuerzo
  - 2.3.4 Transferencia del presfuerzo
  - 2.3.5 Manipulación y transporte
  - 2.3.6. Aplicacion
  - 2.3.7 Concreto postensado y su aplicación
  - 2.3.8 Equipo y métodos para el tesado de acero de presfuerzo
  - 2.3.9 Procedimientos más conocidos
    - 2.3.9.5.2 Enfilado de los cordones

- 2.4 Asociación Postensado y Pretensado
- 2.5 Construcción de puentes con el método de doble voladizo
  - 2.5.1 Subestructura
  - 2.5.2 Excavación
  - 2.5.3 Construcción de las fundaciones
  - 2.5.4 Erección de las Pilas
  - 2.5.5 Puentes Isostáticos
  - 2.5.6 Puentes Hiperestáticos

### CAPITULO 3 SISTEMAS DE CONSTRUCCION CON EL METODO DE DOBLE VOLADIZO

- 3.1 Puentes con dovelas coladas en el lugar
- 3.2 Puentes con dovelas prefabricadas
- 3.3 Casos Especiales
- 3.4 Sección Transversal
- 3.5 Espesor de las Almas del peralte de vigas cajón
- 3.6 Equilibrio de la Estructura
- 3.7 Distribución de las Luces
- 3.8 Primera Dovela
- 3.9 Procedimiento constructivo de puentes con dovelas coladas en el lugar
  - 3.9.2 Cimbra exterior e interior
  - 3.9.3 Desplazamientos de los carros

- 3.9.4 Montaje
- 3.9.5 Alineamiento de carros
- 3.9.6 Hormigoneado de voladizos
- 3.9.7 Construcción del cierre
- 3.9.8 Refuerzo de la Dovela
- 3.9.9 Cables de Presfuerzo
- 3.9.10 Tipos de Cable
- 3.9.11 Aspectos a verificar después del colado de vainas
- 3.9.12 Precauciones durante el colado
- 3.9.13 Precauciones después del colado
- 3.9.14 Anclajes
- 3.10 Procedimiento constructivo con dovelas prefabricadas
  - 3.10.1 Ventajas que se obtienen con este sistema de segmentos prefabricados
  - 3.10.2 Metodos de Colado
  - 3.10.3 Problemas de Juntas conjugadas
  - 3.10.4 Transporte
  - 3.10.5 Montaje

## CAPITULO 4 EVALUACION DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE COLIMA

- 4.1 Introducción
- 4.2 Metodología de la evaluación
  - 4.2.1 Observación preliminar

- 4.2.2 Nivelación del eje del puente Colima
- 4.2.3 Giros de de la sección transversal para control de entramado
- 4.2.4 Evaluación de los elementos constituyentes del puente Colima
- 4.2.5 Evaluación diagnóstica
- 4.3 Conclusiones
- 4.4 Recomendaciones

## CAPITULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 5.1 Conclusiones
- 5.2 Recomendaciones
- 5.3 Bibliografía

ANEXO B.

CAPITULO II. TECNOLOGIA DEL CONCRETO PRESFORZADO

EJEMPLO DE CICLO DE COLADO CONCRETO PRETENSADO:



Fig. 2.1 Preparación de la superficie o base



Fig. 2.2 Encofrado de fondo de viga



Fig. 2.3 Colocación de acero de refuerzo



Fig. 2.4 Colocación de acero de refuerzo



Fig. 2.5 Encofrado primera cara y ductos de presfuerzo



Fig. 2.6 Colocación de encofrado segunda cara



Fig. 2.7 Apuntalamiento del encofrado



Fig. 2.8 Encofrados en aleros de la viga



Fig. 2.9 Colocación de acero superior



Fig. 2.10 Tesado de vigas



Fig. 2.11 Vaciado del concreto



Fig. 2.12 Vaciado y vibración del Concreto



Fig. 2.13 Vigas pretensadas almacenadas

## ANEXO C

### CAPITULO 3: SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN CON EL MÉTODO DE DOBLE VOLADIZO

Operaciones preliminares



Fig. 3.1 Construcción de pila donde se apoyaran los voladizos

Ejecución de las dovelas 0. Esta es construida sobre pila

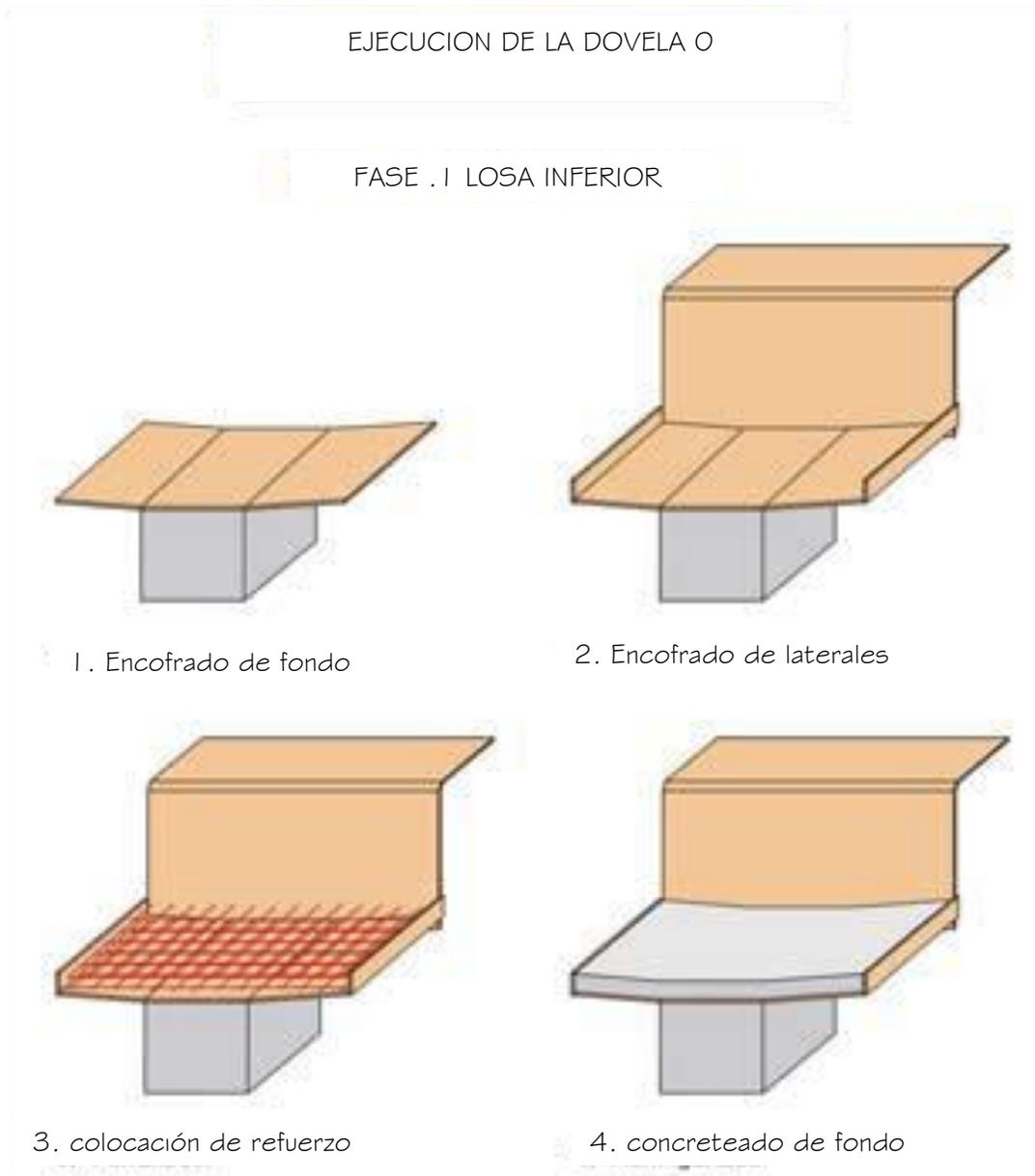
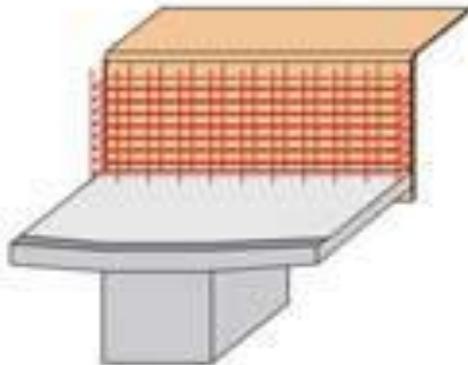


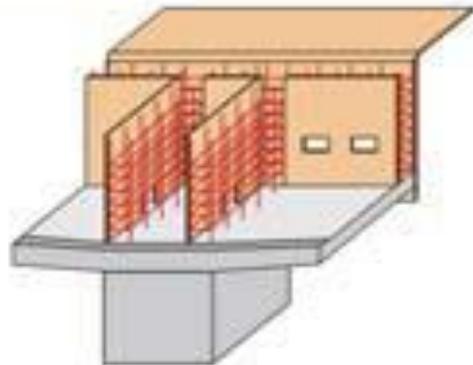
Fig. 3.2 Fase 1. Encofrado y armado de losa inferior

## EJECUCION DE LA DOVELA O

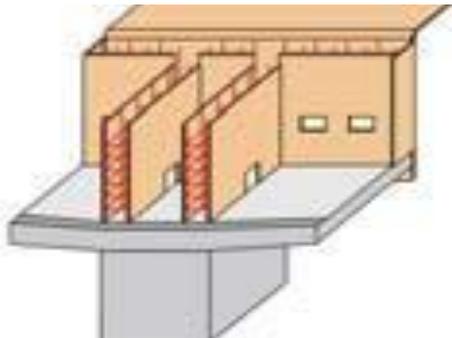
### FASE 2. ALZADOS



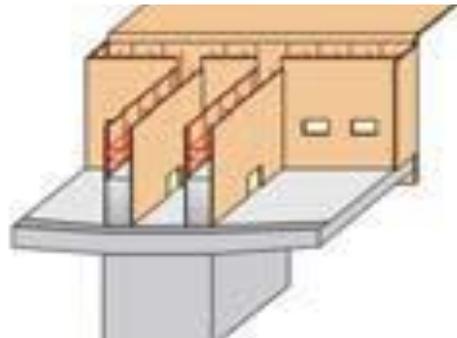
1. ferrallado de alzados o almas laterales



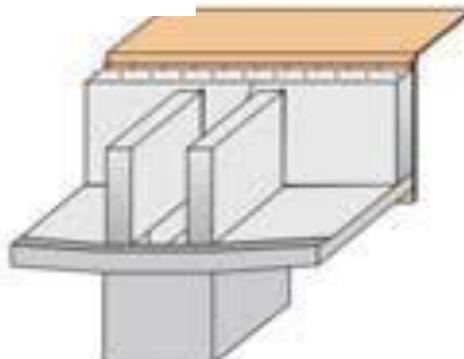
2. Encofrado interior de laterales y de paredes internas y colocación de refuerzo



3. Encofrado de todas las paredes laterales



4. hormigoneado

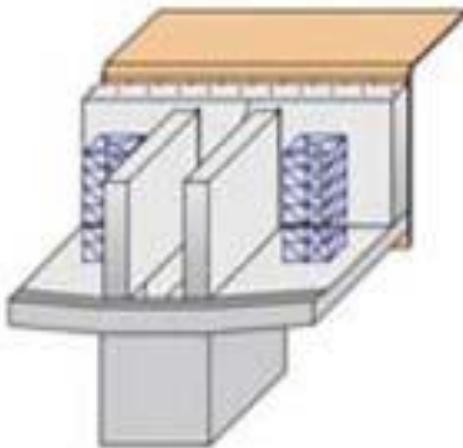


5. Desencofrado de paredes

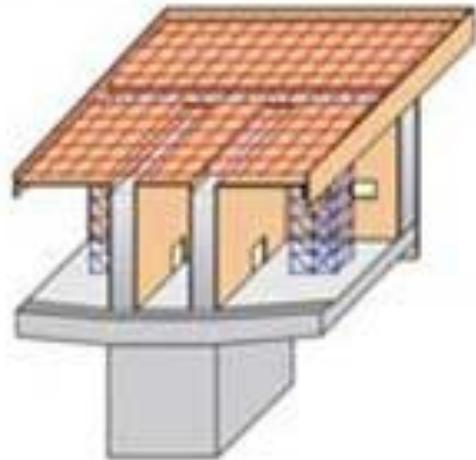
Fig. 3.3. Fase 2. Levantamiento de las paredes que conforman la viga cajón

EJECUCION DE LA DOVELA O

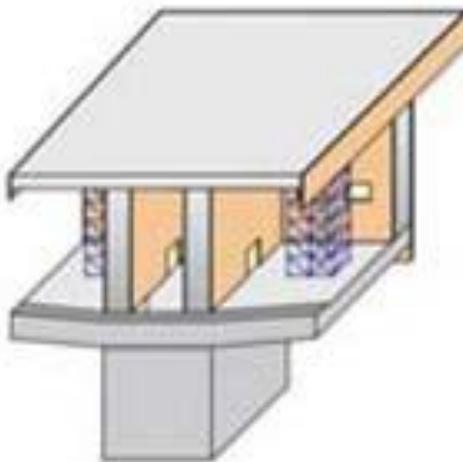
FASE 3. LOSA SUPERIOR



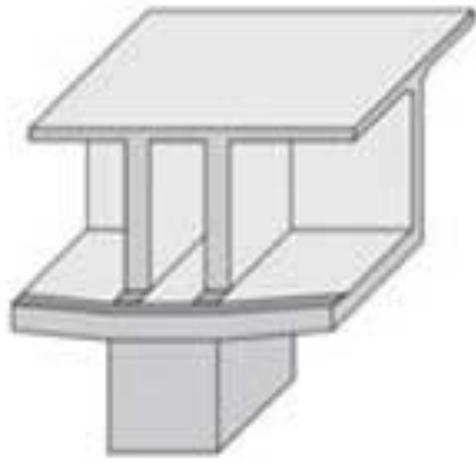
1. Cimbrado de zona entre pantallas



2. Encofrado de losa superior y colocación de refuerzo



3. Hormigoneado



4. Desencofrado total

Fig. 3.4 Fase 3. Encofrado, armado de losa superior

Ejecución del tablero: Este se realiza una vez se va construyendo la dovela  
Carro de avance:

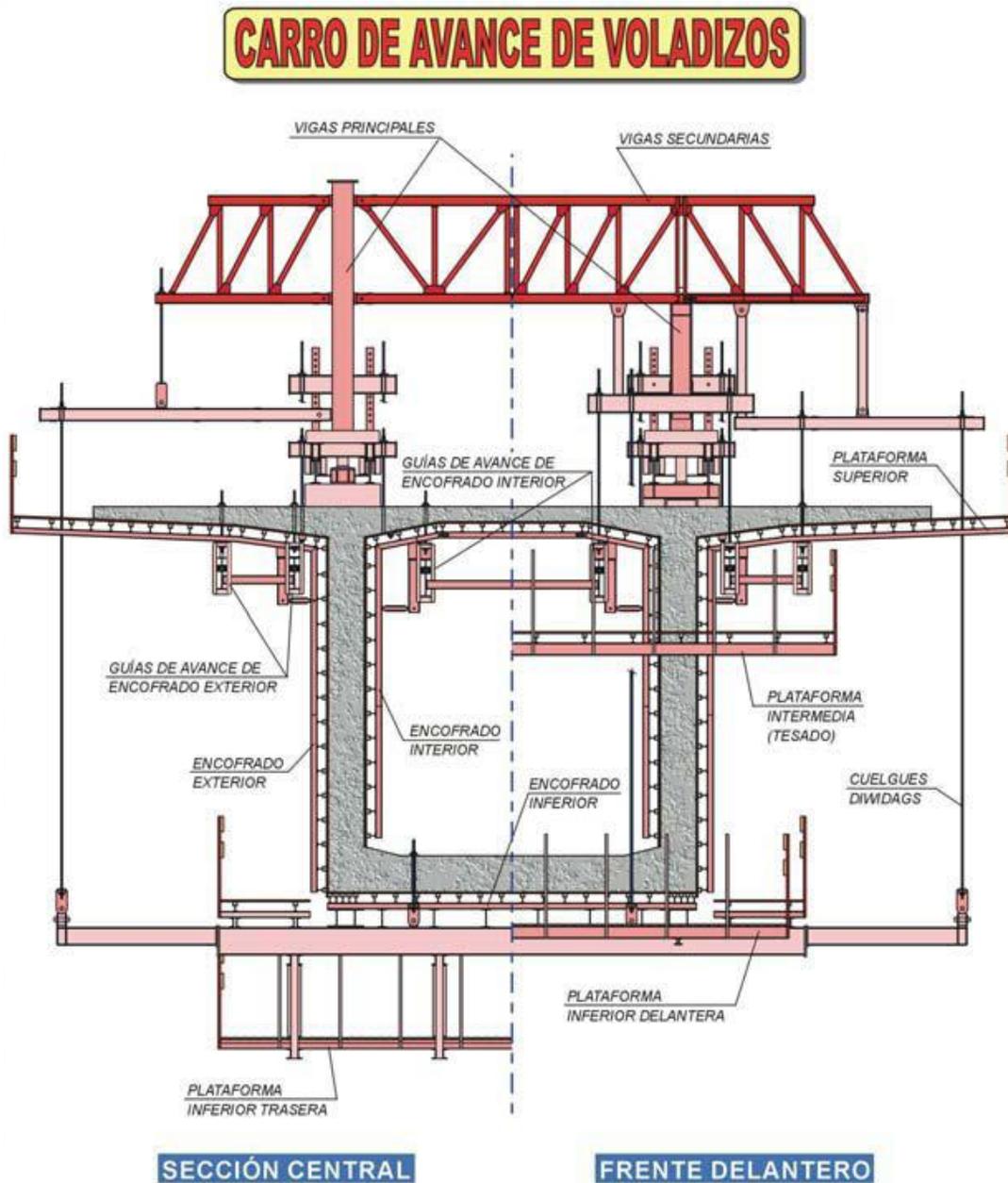


Fig. 3.5 Sección transversal de un carro de avance

El uso de los carros de avance se inicia apenas finaliza la construcción de la dovela 0. A partir de ese momento, se puede elevar uno de los carros de avance para su posterior montaje y utilización en la construcción de la dovela 1 que, una vez finalizada, sirve para desplazar el primer carro sobre ella y, así se puede liberar la cabeza de la pila para que pueda recibir al segundo carro. Tras el proceso de montaje del segundo carro, se puede iniciar la construcción de las diversas dovelas de forma simétrica y en sentidos opuestos a partir de la pila.

Construcción de dovela 2:

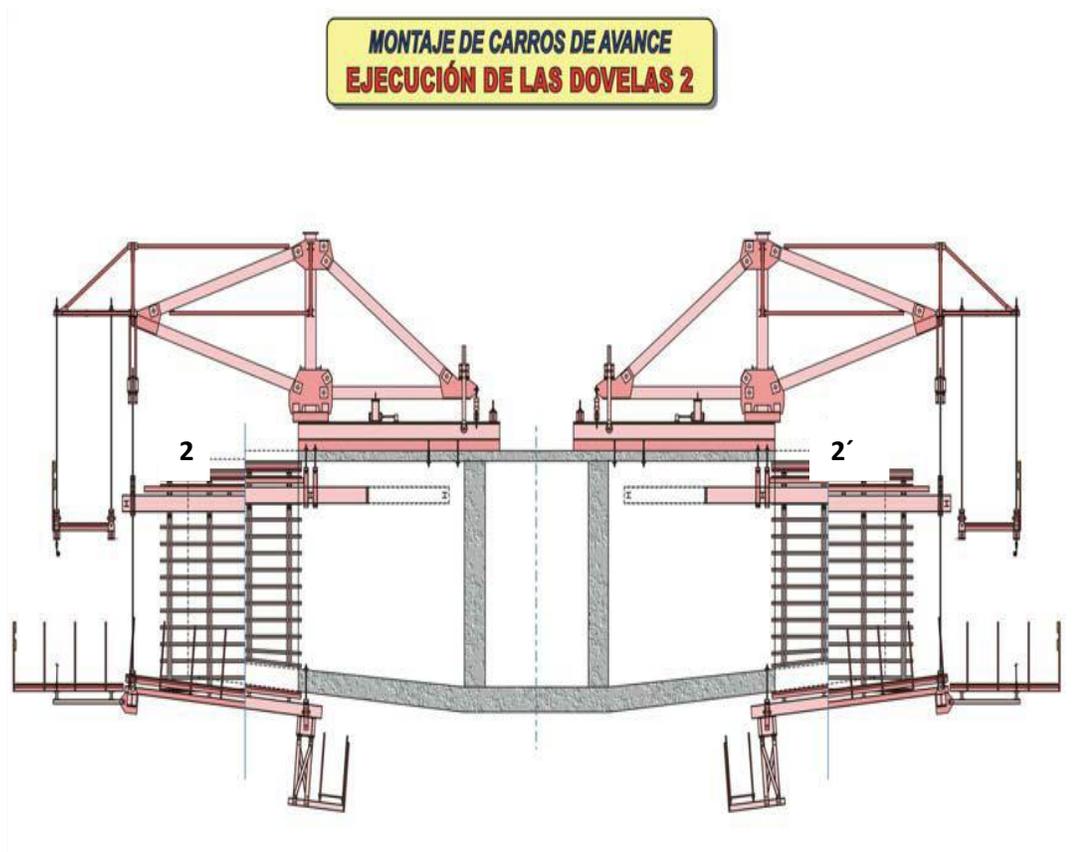


Fig. 3.6 Construcción de las dovelas simétricas 2 y 2'

Para la construcción de las dovelas 2 y 2':



Fig. 3.7 Izado de la estructura en rombo del carro de avance



Fig. 3.8 Carro de avance con los carriles, estructuras en rombo, vigas celosía y arriostramientos horizontales montados



Fig. 3.9 Montaje de los encofrados laterales del carro de avance



Fig. 3.10 Preparación de los encofrados para ejecutar la dovela



Fig. 3.11 Colocación de las vainas de pretensado



Fig. 3.12 Hormigoneado de la dovela



Fig. 3.13 Vista de dovelas llegando a etapa de la dovela de cierre



Fig. 3.14 Construcción completa con método de doble voladizo