

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES
EXTRADOSADOS DURANTE CONSTRUCCIÓN

MARIO ALEJANDRO SUAREZ RODRIGUEZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FISICO-MECÁNICA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2011

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES
EXTRADOSADOS DURANTE CONSTRUCCIÓN

MARIO ALEJANDRO SUAREZ RODRIGUEZ

Trabajo de Grado para optar al
Título de Ingeniero civil

DIRECTOR
GUSTAVO CHIO CHO

Profesor asociado a la Universidad Industrial de Santander

CO-DIRECTOR
JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO
Ingeniero civil
Candidato a Magíster en Ingeniería civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2011

*Si saber no es un derecho seguro será un izquierdo.
[Silvio Rodríguez. Escaramujo]*

A mis padres y hermanos quienes me han apoyado durante todo el proceso de formación académica y personal

AGRADECIMIENTOS

Son muchas las personas a las que quisiera agradecer por la ayuda recibida a lo largo de este proceso. En primera instancia a mis Directores de proyecto, el profesor Gustavo Chio y José Miguel Benjumea por la paciencia, apoyo incondicional, dedicación y por lo que considero más importante, la amistad brindada.

A mi familia que siempre estuvo a mi lado en los momentos más cruciales de mi vida y quienes me inculcaron los valores de responsabilidad y perseverancia, los cuales fueron fundamentales para alcanzar mis metas.

A mis amigos y compañeros por la compañía y afecto que recibí en todo momento y quienes ocupan un lugar importante en mi vida.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	19
OBJETIVOS.....	22
1 EL PUENTE EXTRADOSADO.....	23
1.1 CONTEXTO HISTÓRICO.....	23
1.2 CONCEPTOS BÁSICOS DE LOS PUENTES EXTRADOSADOS.....	25
1.3 COMPARACIÓN ENTRE LOS PUENTES EXTRADOSADOS Y OTRAS TIPOLOGÍAS DE PUENTES.....	26
1.4 CRITERIOS DE DISEÑO.....	28
1.4.1 Canto del tablero y altura de la torre.....	29
1.4.2 Longitud soportada por cables.....	29
1.4.3 Longitud del vano lateral.....	30
1.4.4 Esfuerzo admisible en los cables en estado límite de servicio (ELS).....	30
1.5 MÉTODOS CONSTRUCTIVOS EN PUENTES EXTRADOSADOS.....	33
1.6 CONSTRUCCIÓN POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS.....	35
1.6.1 Principales fases de construcción.....	37
1.6.2 Construcción del tablero.....	38
1.6.3 Presfuerzo interno requerido durante construcción.....	40
1.6.4 Estabilización de los voladizos.....	41
1.7 REGULACIONES DURANTE CONSTRUCCIÓN.....	44
1.7.1 Setra.....	45
1.7.2 Aastho lrfd bridge design specification.....	51

2	ANÁLISIS EN SERVICIO.....	55
2.1	GEOMETRÍA DEL PUENTE EXTRADOSADO ESTUDIADO.....	55
2.2	MATERIALES.....	58
2.3	DISEÑO DE LOS CABLES EXTRADOSADOS.....	58
2.4	ACCIONES.....	60
2.5	MODELAMIENTO Y ANÁLISIS.....	62
2.6	RESULTADOS NUMÉRICOS.....	64
2.6.1	Características dinámicas.....	64
2.6.2	Comportamiento de los cables.....	65
2.6.3	Comportamiento del tablero.....	66
2.6.4	Comportamiento de los pilares.....	68
3	ANÁLISIS DURANTE CONSTRUCCIÓN.....	71
3.1	CONSIDERACIONES GENERALES.....	71
3.2	EFFECTOS DEPENDIENTES DEL TIEMPO.....	71
3.2.1	Efectos Creep y Shrinkage.....	72
3.2.2	Modelamiento del Creep.....	73
3.2.3	Ejemplo de verificación del Creep.....	74
3.3	DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS durante construcción.....	78
3.3.1	Acciones durante construcción.....	78
3.3.2	Secuencia de construcción.....	79
3.3.3	Parámetros adoptados en el análisis de los efectos dependientes del tiempo.....	80
3.4	COMPORTAMIENTO DURANTE CONSTRUCCIÓN.....	81

3.4.1	Comportamiento del tablero.....	81
3.4.2	Comportamiento de los cables.....	84
3.5	ETAPA FINAL DE CONSTRUCCIÓN.....	85
4	VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS EN EL TIEMPO.....	88
4.1	VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL TABLERO.....	88
4.2	VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS CABLES.....	90
4.3	VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO EN LOS PILARES.....	92
4.4	COMPARACIÓN ENTRE EL ANÁLISIS LINEAL Y EL ANÁLISIS POR CONSTRUCCIÓN	94
4.4.1	Comparación en el tablero	94
4.4.2	Comparación en los pilares	96
	CONCLUSIONES	98
	RECOMENDACIONES.....	102
	BIBLIOGRAFÍA.....	103
	ANEXO A – CÁLCULO DETALLADO DE LOS COEFICIENTES CREEP PARA EL EJEMPLO DE COMPROBACIÓN DE ACUERDO AL CEB-FIP 1990.....	106

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. 1. Combinaciones de cargas durante construcción en el estado limite de servicio (AASHTO LRFD Bridge Design Specification).	54
Tabla 2. 1. Cantidad de tendones utilizados en los cables extradados.....	60
Tabla 2. 2. Carga de Impacto para las hipótesis de carga viva.	61
Tabla 2. 3. Factores de mayoración para los grupos de carga	62
Tabla 2. 4. Periodos y porcentaje de participación de masa para los principales modos.....	64
Tabla 2. 5. Porcentaje de participación de masa para 200 modos.	64
Tabla 3. 1 Propiedades de la sección del ejemplo de verificación del Creep.....	75
Tabla 3. 2 Datos de entrada para el análisis Creep	76
Tabla 3. 3 Tabla de resultados de la verificación de Creep.....	77
Tabla 3. 4 Ciclo de construcción de una dovela estándar.....	80
Tabla 3. 5 Parámetros adoptados en el análisis de los efectos dependientes del tiempo	81

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1. Propuesta viaducto Ârret Darré, izquierda. Odawara Blueway, derecha.	24
Figura 1.2. Distribución geográfica de los puentes extradosados.....	25
Figura 1.3. Comparación entre los puentes pretensados, extradosados y atirantados	28
Figura 1.4. Variación de esfuerzo en los cables debido a la carga viva ($\Delta\sigma_L$) vs Índice β	31
Figura 1.5. Comparación de los esfuerzos admisibles para diferentes especificaciones.....	33
Figura 1.6. Construcción de dovela de pila, izquierda. Puente sobre el río Dee, Newport, UK, derecha.....	36
Figura 1.7. Principales etapas del proceso constructivo en puentes extradosados por el método de voladizos sucesivos	37
Figura 1.8. Dovela de cierre vano central, arriba. Opciones de construcción de dovelas finales (vanos laterales), abajo.	40
Figura 1.9. Despiece del pretensado interno	41
Figura 1.10. Unión rígida o monolítica tablero-pilar.....	42
Figura 1.11. Barras temporales Verticales Pretensadas, izquierda. Bloques de anclaje en la parte superior del segmento de pila, derecha.....	43
Figura 1.12. Apoyos auxiliares provisionales, izquierda y centro. Estabilización por contrapeso, derecha.	44
Figura 1.13. Cargas aleatorias	47
Figura 1.14. Situaciones temporales de construcción. Estructuras fundidas en sitio Arriba. Estructuras prefabricadas Abajo	49
Figura 1.15. Situaciones accidentales consideradas durante construcción. Estructuras fundidas en sitio, Arriba. Estructuras prefabricadas, Abajo.....	50
Figura 2.1 Geometría del puente extradosado (vista longitudinal).....	55
Figura 2.2 Secciones transversales del tablero.....	57
Figura 2.3 Sección transversal de los pilares.....	57
Figura 2.4 Procedimiento utilizado en el predimensionamiento de los cables extradosados, Izquierda. Convención de los cables extradosados, Derecha.	59
Figura 2.5 Hipótesis de carga viva, izquierda. Espectro de Diseño, derecha.	62
Figura 2.6 Modelo de elementos finitos en SAP2000	63
Figura 2.7 Esfuerzos admisibles en los cables para el estado límite de servicio (ELS)	65
Figura 2.8 Variación de tensión en los cables.....	65
Figura 2.9 Esfuerzos en los cables para el estado límite último (ELU)	66

Figura 2.10	Deflexión del tablero	66
Figura 2.11	Esfuerzos en las fibras externas del tablero	67
Figura 2.12	Diagrama de Momento flector en el tablero	67
Figura 2.13	Diagrama de fuerzas Cortantes en el tablero	68
Figura 2.14	Diagrama de fuerzas axiales en el tablero.....	68
Figura 2.15	Deflexión longitudinal de los pilares.....	69
Figura 2.16	Fuerza axial en el pilar.....	69
Figura 2.17	Fuerza cortante en el pilar	69
Figura 2.18	Momento flector en el pilar.....	70
Figura 3. 1	Ejemplo de verificación del Creep.....	75
Figura 3. 2	Función Creep	77
Figura 3. 3	Cargas durante construcción	79
Figura 3. 4	Principales fases de construcción.....	79
Figura 3. 5	Diagrama de Momento Flector en el tablero durante construcción.....	82
Figura 3. 6	Esfuerzos en la fibra superior del tablero durante construcción.....	82
Figura 3. 7	Esfuerzos en la fibra superior del tablero durante construcción (+Pic)	83
Figura 3. 8	Esfuerzos en la fibras inferior del tablero durante construcción (+Pic).	83
Figura 3. 9	Deflexión del tablero durante construcción (+Pic).....	83
Figura 3. 10	Esfuerzos máximos en los cables durante construcción.....	84
Figura 3. 11	Variación de tensión en los cables durante construcción (Vano lateral)	84
Figura 3. 12	Variación de tensión en los cables durante construcción (Vano central)	85
Figura 3. 13	Deflexión vertical del tablero en la etapa final de construcción (t=0) debido a las cargas permanentes (D+P+Pic).....	86
Figura 3. 14	Diagrama de Momento flector en el tablero en la etapa final de construcción (t=0) debido a las cargas permanentes (D+P+Pic).....	86
Figura 3. 15	Diagrama de fuerzas axiales en el tablero en la etapa final de construcción (t=0) debido a las cargas permanentes (D+P+Pic).....	87
Figura 3. 16	Diagrama de fuerzas cortantes en el tablero en la etapa final de construcción (t=0) debido a las cargas permanentes (D+P+Pic).....	87
Figura 4.1	Variación de la deflexión del tablero en el tiempo por Creep y Shrinkage	89
Figura 4.2	Variación de los momentos flectores del tablero en el tiempo por Creep y Shrinkage	89
Figura 4.3	Variación de las fuerzas axiales en el tablero por Creep y Shrinkage	90
Figura 4.4	Variación de las fuerzas cortantes en el tablero por Creep y Shrinkage	90
Figura 4.5	Variación de tensión en los cables en el tiempo (vano lateral)	91

Figura 4.6	Variación de tensión en los cables en el tiempo (vano central)	91
Figura 4.7	Perdidas de esfuerzo en los cables entre t=0 y t=50	92
Figura 4.8	Variación del momento flector en los pilares debido a Creep y Shrinkage	93
Figura 4.9	Variación de la deriva longitudinal en los pilares debido a Creep y Shrinkage	93
Figura 4.10	Comparación (AL) y (Kc): Deflexión del tablero por cargas permanentes	95
Figura 4.11	Comparación entre (AL) y (Kc): momento flector del tablero por cargas permanentes	95
Figura 4.12	Comparación entre (AL) y (Kc): fuerza axial del tablero por cargas permanentes	96
Figura 4.13	Comparación entre (AL) y (Kc): fuerza cortante del tablero por cargas permanentes	96
Figura 4.14	Comparación entre (AL) y (Kc): Momento longitudinal del pilar por cargas permanentes	97
Figura 4.15	Comparación entre (AL) y (Kc): Deriva longitudinal del pilar por cargas permanentes	97

LISTA DE ANEXOS

	Pág
ANEXO A- CÁLCULO DETALLADO DE LOS COEFICIENTES CREEP PARA EL EJEMPLO DE COMPROBACIÓN DE ACUERDO AL CEB-FIP 1990.....	106

GLOSARIO

CABLES EXTRADOSADOS: cables externos que sobresalen del tablero y se ancla a una torre de poca altura con el propósito de ganar excentricidad.

CANTO: Es la altura del tablero.

CARGAS DE CONSTRUCCIÓN: son las diferentes acciones propias del proceso constructivo: carga viva de construcción, peso propio de las dovelas, peso del carro de avance etc.

CARGAS DE SERVICIO: Son la cargas reales las cuales no se han afectado por ningún factor de carga.

CARGA MUERTA: Se considera como carga muerta el peso propio de la estructura, incluyendo, cables, carpeta asfáltica y barandas.

CARGA VIVA: Es la carga producida por el tráfico.

CREEP: o fluencia del concreto, consiste en el incremento gradual en el tiempo de la deformación debido a la aplicación sostenida de cierto esfuerzo sobre un elemento.

DOVELA: Son los segmentos que constituyen el tablero.

FALSOS APOYOS (ANDAMIAJE): son apoyos provisionales que soportan la estructura durante algunas fases de construcción.

PRESFUERZO: consiste en la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio.

SHRINKAGE: o retracción de fraguado, es el efecto dependiente del tiempo producido por el cambio volumétrico durante el proceso de fraguado.

VOLADIZOS SUCESIVOS: es la construcción segmentalizada de la superestructura del puente. La construcción se inicia desde las pilas, avanzando por medio de voladizos en ambas direcciones de modo tal que la sección inmediatamente anterior sirva como plataforma de apoyo de la siguiente amarrándolas con tendones postensados permanentes.

RESUMEN

TÍTULO:

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES EXTRADOSADOS DURANTE CONSTRUCCIÓN*

AUTOR:

SUAREZ RODRIGUEZ, Mario Alejandro**

PALABRAS CLAVES:

Pretensado extradadosado, efectos diferidos en el tiempo, Proceso constructivo por el método de voladizos sucesivos, Cargas durante construcción.

DESCRIPCIÓN:

En este estudio se ha analizado la respuesta estructural de un puente extradadosado bajo las acciones contenidas en el código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP, 1995). Además se ha analizado el comportamiento estructural de los principales elementos durante la fase de construcción y en la etapa post-constructiva, teniendo en cuenta los efectos diferidos en el tiempo como Creep y Shrinkage.

Para el análisis se ha adoptado un puente de longitud total de 220 metros, conformado por una luz principal de 100 metros y dos vanos laterales de 60 metros, con una superestructura tipo viga cajón embebida sobre los pilares, con torres de 10 metros de altura y con los cables extradadosados dispuestos en forma de abanico en dos planos laterales.

Se han encontrado grandes diferencias en el comportamiento estructural del puente extradadosado estudiado cuando se consideraron las no-linealidades del proceso constructivo y de los efectos diferidos en el tiempo en comparación con los resultados obtenidos del análisis lineal simplificado. En general los desplazamientos y fuerzas internas en la mayoría de los elementos principales fueron más críticos cuando se consideró el proceso constructivo, lo cual indica que para obtener un análisis confiable es de gran importancia tener en cuenta la forma como se erigió la estructura.

* Trabajo de grado

** UIS, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil

Directores: Gustavo Chio Cho, José Miguel Benjumea Royero

ABSTRACT

TITLE:

ANALYSIS OF STRUCTURAL BEHAVIOR OF EXTRADOSED BRIDGE DURING CONSTRUCTION*

AUTHOR:

SUAREZ RODRIGUEZ, Mario Alejandro**

KEYWORDS:

Extradosed prestressing, Time dependent effects, Construction stage through balanced cantilever method, Loads during construction.

DESCRIPTION:

In this study has been analyzed the structural response of extradosed bridge under actions contained in the Colombian seismic design code of Bridges (CCDSP, 1995). In addition it has been analyzed the structural behavior of the major elements during construction stage and post constructive stage, taking into account Creep and Shrinkage.

In the analysis has been adopted a bridge of total length of 220 meters, consisting of a main span of 100 meters and two side span of 60 meters, with a concrete box girder superstructure embedded on its piers, with towers 10 meters tall and extradosed cables arranged in a fan way into two lateral planes.

It was found large differences in the structural behavior of the extradosed bridge studied when was considered the nonlinearities of the construction stage and the time dependent effects with the results obtained from the simplified linear analysis. In general, the displacements and internal forces in most of the major elements were more critical when was considered the construction stage, which indicates that to obtain a reliable analysis is very important to consider the way how the structure is erected

* Degree project

** UIS, Faculty of Physical-Mechanical Engineering, Civil Engineering School

Directors: Gustavo Chio Cho, José Miguel Benjumea Royero

INTRODUCCIÓN

A través de la historia, el hombre ha encontrado en su entorno diversos obstáculos naturales que han dificultado el avance y progreso de la sociedad. Con el propósito de superar estos inconvenientes se han implementado obras civiles, las cuales en su momento respondieron con los requerimientos impuestos. Los puentes son un claro ejemplo de dichas obras cuya función de enlazar comunidades hace que estas estructuras jueguen un papel fundamental en el desarrollo de la sociedad.

En los últimos años han aparecido nuevas tipologías de puentes como respuesta a la demanda de proyectos ambiciosos donde se requieren estructuras diferentes a las convencionales, las cuales empiezan a ser menos efectivas en cuanto a respuesta estructural, tiempos de ejecución y costos. Los puentes extradadosados conforman una tipología relativamente nueva cuyas bondades en su diseño han despertado gran interés en el campo de la ingeniería a nivel mundial. Se ha observado un buen comportamiento estructural al combinar tirantes presforzados con bajas sollicitaciones de fatiga anclados a torres de baja altura y un tablero rígido, además han demostrado ser económicamente competitivos respecto a otros tipos de puentes para luces medianas, entre 100 y 200 metros.

Los ingenieros diseñadores en Colombia han optado por utilizar tipologías de puentes convencionales debido a diversos factores. El desconocimiento y falta de tecnología son un ejemplo de estos, los cuales dificultan la implementación de técnicas y obras más eficientes en términos estructurales. Sabiendo que lo primordial para que se desarrolle y apliquen nuevas técnicas en cualquier campo es el conocimiento de dicha práctica, se deben hacer estudios capaces de generar tal conocimiento que facilite la comprensión de los principales aspectos que lo involucran. Si a lo anterior se le suman los nuevos desafíos que se presentan en nuestro país en materia vial como lo es el desarrollo de puentes con luces más

extensas, en un medio donde no se cuenta con suficiente información y recursos, se hace evidente la necesidad de explorar nuevos tipos de puentes que presenten un mejor comportamiento estructural y que a su vez sean viables en su ejecución.

Por tales razones, en este estudio se pretende mostrar las características y aspectos fundamentales, analizar el comportamiento estructural y determinar la importancia que conlleva el proceso constructivo en el análisis de los puentes extradosados construidos por voladizos sucesivos de manera que se pueda contemplar la posibilidad de implementar esta tipología de puente prácticamente desconocida en nuestro medio como solución a luces medianas y grandes en Colombia.

En cuanto al contenido del presente documento se ha dividido en cuatro capítulos de la siguiente manera:

En el capítulo 1, *El puente Extradosado*, se presenta de manera breve el desarrollo y contexto histórico de los puentes extradosados. Además se explican los principios básicos, aspectos fundamentales, similitudes con otras tipologías de puentes y algunos criterios de diseño propuestos por varios autores. Posteriormente se explican los métodos constructivos usados en los puentes extradosados y algunas regulaciones durante construcción.

En el capítulo 2, *Análisis en Servicio*, se presentan los parámetros del estudio, geometría del puente y las propiedades de los materiales. Se realiza un análisis lineal estático y dinámico con las acciones contempladas en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de puentes (CCDSP, 1995) y se muestra la respuesta estructural de los elementos principales en la estructura.

En el capítulo 3, *Análisis Durante Construcción*, se exponen los aspectos generales que deben considerarse en el desarrollo normal de un proceso constructivo, los efectos dependientes del tiempo, cargas asumidas durante construcción, tiempos y programación de la obra entre otros. Además se realiza el análisis del proceso constructivo y se muestran los resultados para los principales elementos estructurales.

En el capítulo 4, *Variación del Comportamiento Estructural de los Elementos en el Tiempo*, se muestra la variación en la respuesta de los elementos principales debido a los efectos dependientes del tiempo como Creep y Shrinkage. Posteriormente se hace la comparación entre el análisis lineal realizado en el capítulo 2 y el análisis realizado en el capítulo 3, en el cual se han tenido en cuenta las no-linealidades de los materiales y el proceso constructivo, con el propósito de determinar la importancia que conlleva el proceso constructivo en el análisis de los puentes extradados construidos por voladizos sucesivos.

OBJETIVOS

Se ha formulado como objetivo general de la investigación analizar el comportamiento estructural de los puentes extradosados construido por voladizos sucesivos durante las diferentes etapas constructivas.

Para poder cumplir con el objetivo general se han planteado los siguientes objetivos específicos:

-Hacer una revisión literaria de los procesos constructivos en puentes extradosados enfatizando en el método de voladizos sucesivos balanceados y en su análisis estructural.

-Analizar la variación en el tiempo de los esfuerzos en los elementos estructurales principales debido a la no linealidad mecánica del concreto y la no linealidad geométrica de la estructura.

-Comparar el comportamiento estructural de un puente extradosado durante la etapa final de construcción con un puente extradosado en estado de servicio al cual se le ha realizado un análisis lineal-estático.

1 EL PUENTE EXTRADOSADO

1.1 CONTEXTO HISTÓRICO

El puente con pretensado extradosado se puede considerar como una tipología de puente relativamente nueva que en años recientes ha logrado establecerse con gran impacto en el ámbito ingenieril. Su desarrollo se ha hecho posible gracias a los avances en los sistemas constructivos y en la tecnología del preesforzado, el cual se define como la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio (T.Y.LIN, 1969). El desarrollo moderno del concreto preesforzado fue un aporte fundamental en la ingeniería de puentes. Se le acredita a Eugène Freyssinet quien en 1928 empezó a usar alambres de acero de alta resistencia para el preesforzado.

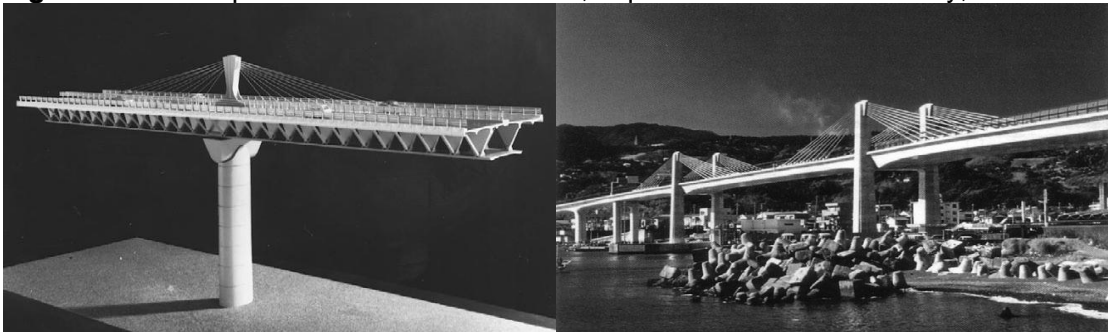
La creación del concepto y denominación de los puentes extradosados se le atribuye al ingeniero Jacques Mathivat, quien en 1988 acuñó por primera vez este término para referirse a la solución que planteó en el concurso del viaducto Ârret Darré, en el cual tendones externos sobresalían del canto de la sección por la parte superior del tablero anclándose a una torre de baja altura con el propósito de ganar excentricidad (ver figura 1.1 izquierda). Aunque la alternativa suponía un ahorro de 30% en materiales respecto a una sección tipo viga-cajón y además, permitía un nivel de tesado de los cables extradosados igual al de los tendones de preesforzado convencional, fue rechazada.

Sin embargo, la propuesta de Mathivat inspiró a los japoneses quienes en 1994 construyeron el puente Odawara Blueway (OGAWA, KASUGA, & OKAMOTO,

1998a), (ver figura 1.1 derecha), considerado por algunos autores ((CHIO, 2000); (KASUGA, 2002); (ISHI, 2006); (Dos Santos, 2006)) como el primer puente extradosado en el mundo. A partir de ese momento, el interés de los ingenieros diseñadores por esta tipología de puentes se ha visto en aumento, principalmente en Asia y Europa, aunque también países como Canadá, Estados Unidos y Brasil han dirigido su atención hacia los puentes extradosados debido a las bondades que parecen tener en términos de comportamiento estructural y construcción.

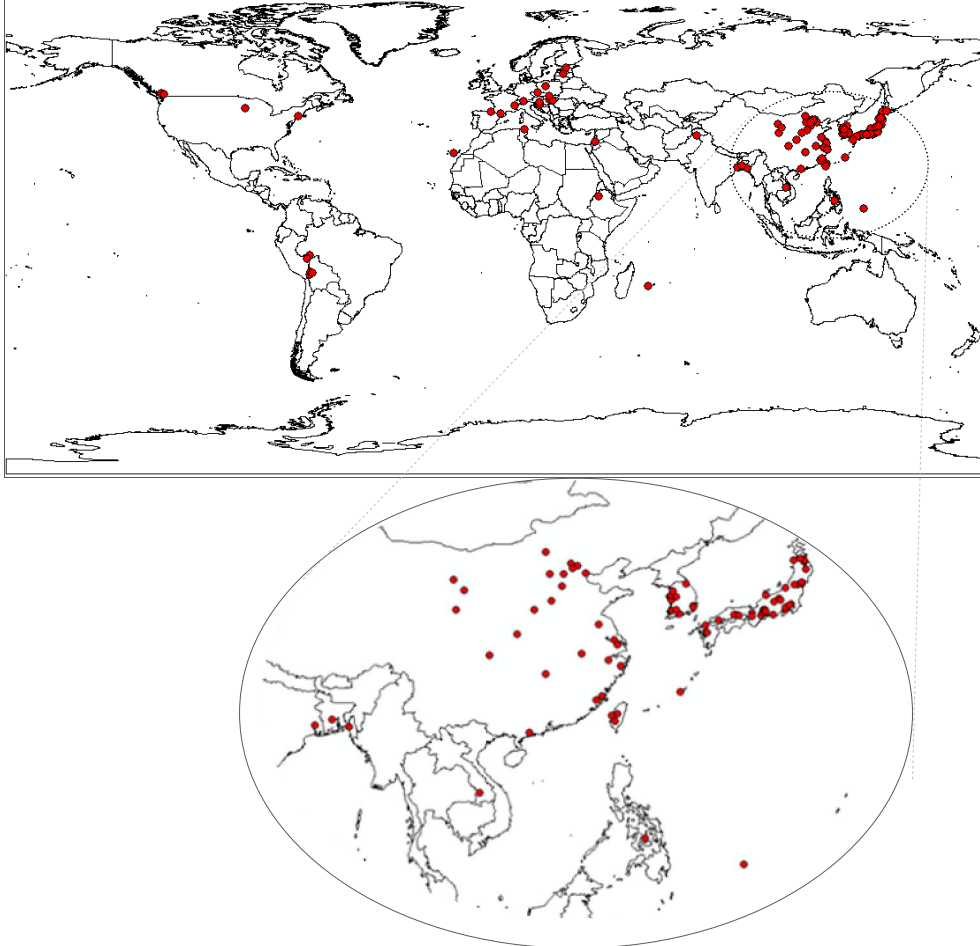
En la *figura 1.2* se puede apreciar la distribución geográfica de los puentes extradosados alrededor del mundo, donde claramente se evidencia la importante participación de Japón, Corea del sur y China, aunque varios proyectos en Estados Unidos y Sudamérica se encuentren en construcción o en fase de proyecto.

Figura 1.1. Propuesta viaducto Ârret Darré, izquierda. Odawara Blueway, derecha.



Fuente: (MATHIVAT, 1988), izquierda. (KASUGA A. , 2006), derecha

Figura 1.2. Distribución geográfica de los puentes extradosados



1.2 CONCEPTOS BÁSICOS DE LOS PUENTES EXTRADOSADOS

Los puentes de hormigón con pretensado extradosado conforman una tipología de puente que en años recientes ha sido ampliamente aceptada como solución a luces medianas. Se caracterizan por disponer de tendones pretensados de manera exterior al canto de la sección, los cuales se anclan a torres de poca altura que se ubican encima de los pilares, buscando que la variación de tensión debido

a la sobrecarga no sea tan grande como para requerir los costosos anclajes resistentes a la fatiga utilizados en puentes atirantados y además, permitiendo un nivel de tesado de los cables extradosados igual al de los tendones de preesforzado convencional (CHIO, 2000). Los puentes extradosados pueden catalogarse de acuerdo a su configuración morfológica como estructuras intermedias entre los puentes atirantados y los puentes con sección tipo viga-cajón presforzados construidos por medio de voladizos sucesivos; por consiguiente su comportamiento y características estarán enmarcadas entre estas dos tipologías de puentes, siendo entonces relevante la comparación entre ellas para poder entrar en detalle en lo que concierne al sistema de pretensado extradosado.

1.3 COMPARACIÓN ENTRE LOS PUENTES EXTRADOSADOS Y OTRAS TIPOLOGÍAS DE PUENTES.

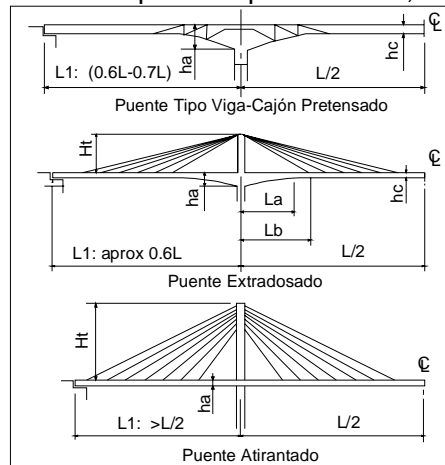
Los puentes pretensados de viga-cajón construidos por voladizos sucesivos por lo general requieren de una alta cantidad de pretensado para soportar las cargas producidas durante la etapa constructiva. La viga tiene una altura considerable en la sección de apoyo, con esbelteces entre $L/20$ y $L/15$ siendo L la longitud del vano principal; además, con el propósito de ahorrar materiales, la altura del tablero puede variar de forma lineal, parabólica o en tercer grado, alcanzando valores entre $L/50$ y $L/30$ en la sección central del vano principal. Se prefiere vanos laterales superiores a $L/2$, entre $0.6L$ y $0.7L$ para evitar descompresiones en los apoyos de los estribos debido a la carga viva presente en el vano central.

Para aumentar la eficiencia del pretensado, en los puentes atirantados se incrementa la excentricidad de los tendones anclándolos a torres cuyas alturas varían entre $L/5$ y $L/4$. En estos tipos de puentes se busca que los tableros sean livianos, tomando alturas entre $L/100$ y $L/50$. En los vanos laterales se prefiere una longitud menor a $L/2$ aunque deben existir algunos mecanismos para evitar el

levantamiento del tablero en los apoyos. Una característica importante en los puentes atirantados es el hecho de que los tirantes tienen una gran participación en la transmisión de las cargas, originando un aumento en la variación de tensión debido a la carga viva ($\Delta\sigma_L$) lo que implica a su vez la utilización de anclajes de alta resistencia a la fatiga, los cuales son costosos.

Los puentes extradados se encuentran en un punto intermedio entre las dos tipologías de puentes mencionadas anteriormente (ver figura 1.3), utilizando tableros de canto variable con alturas en los apoyos de pilares entre $L/35$ y $L/30$ y en la sección central del vano principal entre $L/55$ y $L/45$. Los tendones se anclan a torres que son la mitad de altas que en un puente atirantado, entre $L/10$ y $L/8$ lo que conlleva a que la participación de los cables en la transmisión de las cargas sea reducida, por consiguiente la variación de tensión en estos será menor y el fenómeno de fatiga afectará en menor proporción que en los puentes atirantados. Esto permite que los tirantes puedan ser llevados a estados de tensión más elevados y que a su vez se utilicen anclajes sencillos que no son tan costosos como los utilizados en los puentes atirantados. Se acostumbra a que los vanos laterales sean de una longitud entre $0.6L$ y $0.7L$.

Figura 1.3. Comparación entre los puentes pretensados, extradados y atirantados



Fuente: (BENJUMEA, CHIO, & MALDONADO, 2010)

1.4 CRITERIOS DE DISEÑO

Las investigaciones acerca de los criterios de diseño de los puentes extradados son escasos, una de las razones quizás es la poca trayectoria que este tipo de estructura lleva desarrollándose en el campo ingenieril. Básicamente se han optado por dos corrientes de diseño: en la primera se busca limitar la variación de tensión de los cables extradados a unos valores descritos en ciertas especificaciones ajustando la rigidez del tablero y de la torre; la segunda asignando un tablero esbelto y torres rígidas siguiendo la filosofía de diseño de Christian Menn (MENN, 1987), donde los cables tienen una mayor participación en la transmisión de la carga viva y por consiguiente una variación en la tensión mayor ($\Delta\sigma_L$), lo que limita a un nivel de tensionamiento menor. Desde el punto de vista estructural, los parámetros de diseño juegan un papel primordial, es por eso que los atributos propios de cada estructura se hacen importantes para su modelamiento y análisis. En la figura 1.3 se muestran las principales características geométricas de los puentes extradados:

- L: Luz principal
- L1: Longitud del vano lateral
- Ht: altura de la torre
- ha: altura de la losa en el apoyo
- hc: altura de la losa en el centro de la luz principal
- La: longitud de la cartela
- Lb: distancia entre la torre y el primer tirante
- Suspensión: modo como los cables sostienen la losa (lateral o central)

1.4.1 Canto del tablero y altura de la torre.

Existen autores que plantean un canto del tablero constante como Mathivat (MATHIVAT, 1988) quien propone una esbeltez de L/h entre 30 y 35, y una altura de la torre tal que L/Ht sea igual a 15. De igual manera Dos Santos (Dos Santos, 2006) propone una esbeltez del tablero constante siendo L/h igual a 33 y L/Ht igual a 10; cabe resaltar que en su estudio no se tuvieron en cuenta los efectos de fluencia del concreto y relajación del acero limitando así su aplicabilidad. Por otra parte Gustavo Chio (CHIO, 2000) propone un canto con esbeltez que varía, teniendo en el apoyo una altura de $L/30$ y en el centro de la luz una altura de $L/45$ variando de manera parabólica, siendo ha/hc igual a 1.5. Además plantea una altura de la torre de $L/10$ de tal manera que la variación de tensión en los tirantes debido a la sobrecarga no superen los 80 MPa.

1.4.2 Longitud soportada por cables.

Para una disposición de los tirantes en forma de abanico Chio (CHIO, 2000) propone que el primer tirante se disponga a una distancia de la torre entre 0.18 y 0.25 de la luz principal. Similar a este, Dos Santos (Dos Santos, 2006) plantea una

distancia de la torre al primer tirante del orden de 18% a 20% de la luz principal. Según Komiya (KOMIYA, 1999) desde el punto de vista económico para puentes extradados cuyo primer tirante está anclado a 0.14, 0.20 y 0.24 de la luz principal difieren en un 2% entre cada uno teniendo en cuenta el pretensado extradado y los tendones internos, siendo la configuración mas económica el que está anclado a 0.20 de la luz principal. Estos valores difieren considerablemente de la propuesta de Mathivat (MATHIVAT, 1988) que plantea una distancia del orden de 0.1 veces la luz principal.

1.4.3 Longitud del vano lateral

Según Chio (CHIO, 2000) para puentes extradados con tablero rígido es recomendable que la longitud de los vanos laterales no sea mayor al 60% de la longitud del vano principal. Dos Santos (Dos Santos, 2006) a su vez recomienda una longitud de los vanos laterales entre 60% y 65% de la longitud del vano principal. Por su parte Mermigas (MERMIGAS, 2008) encontró que para puentes extradados con longitud del vano principal superior a 140 metros no es posible que la longitud de los vanos laterales superen el 50% del vano principal debido a que los momentos presentes en este tipo de configuración exceden la capacidad del tablero.

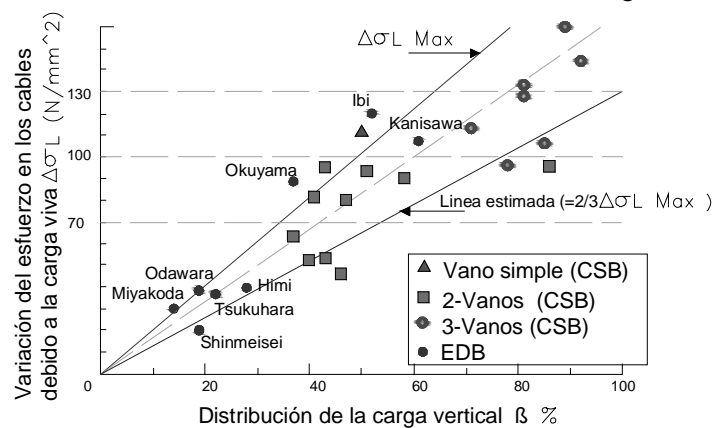
1.4.4 Esfuerzo admisible en los cables en estado límite de servicio (ELS)

En un principio, los puentes extradados fueron concebidos con el propósito de llevar el pretensado extradado a estados de tensión más elevados en comparación con los puentes atirantados, para lo cual se requería que la variación de esfuerzos en los cables debido a la carga viva no fuera tan grande. Es así como Mathivat (MATHIVAT, 1988) empleó para su propuesta esfuerzos admisibles en los cables de $0.6f_{pu}$. El mismo criterio fue adoptado para los primeros puentes extradados construidos, donde la variación de esfuerzos debido a la carga viva

no era tan acentuada al contar con una vinculación rígida entre el tablero y los pilares, además de tener luces principales entre 90 y 180 metros.

El problema de la variación de esfuerzos en los cables se incrementó al aparecer puentes con luces más grandes acompañados de tableros esbeltos, lo que hizo necesario la reducción de los niveles de tensionamiento de estos, inclusive a valores por debajo del convencional $0.45f_{pu}$, utilizado normalmente en puentes atirantados, entonces no se contaba con una distinción clara en el nivel de tensionamiento a utilizar tanto en los puentes atirantados como en los extradados. Ogawa y Kasuga (1998, citado en (KASUGA, 2002)) definieron el índice β para expresar la participación de los cables en la transmisión de una carga vertical uniforme presente en el vano central. Además graficaron la variación de esfuerzos de los tirantes contra el índice β (KASUGA A. , 2006) para algunos puentes extradados (EDB) y atirantados (CSB) (Ver figura 1.4), demostrando que el nivel de tensionamiento y participación de los cables no depende de la tipología de estructura (EDB o CSB) sino de la variación de los esfuerzos en los cables debido a la carga viva.

Figura 1.4. Variación de esfuerzo en los cables debido a la carga viva ($\Delta\sigma_L$) vs Índice β



Fuente: Modificado de (KASUGA A. , 2006)

Diferentes especificaciones han propuesto esfuerzos admisibles para los cables teniendo en cuenta el efecto de la variación de tensión debido a la carga viva de acuerdo a ciertas funciones compuestas (Ver figura 1.5) las cuales se muestran a continuación:

The Japan Prestressed Concrete Engineering Association's Specifications:

1. Strand System (Cable fabricated on site)/Sistema de cuerdas fabricadas en sitio:

$$f_a = \left\{ \begin{array}{ll} 0.6f_{pu}, & \text{si } \Delta\sigma_L \leq 70 \text{ MPa} \\ (1.067 - 0.00667\Delta\sigma_L)f_{pu}, & \text{si } 70 \text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_L \leq 100 \text{ MPa} \\ 0.4f_{pu}, & \text{si } \Delta\sigma_L > 70 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

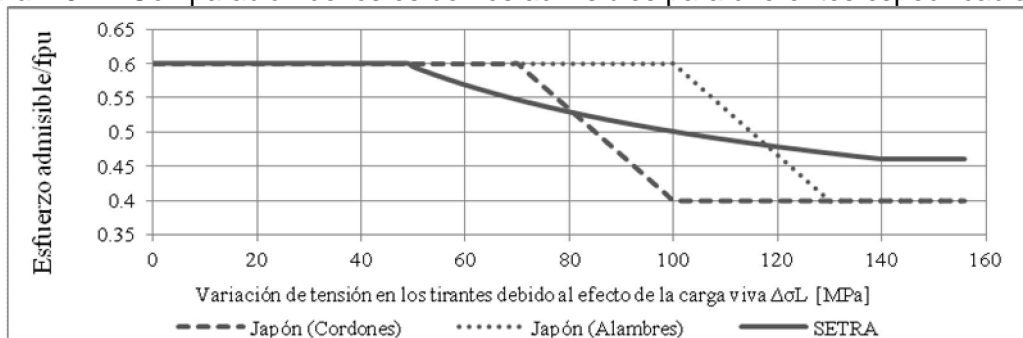
2. Wire System (Cable fabricated at factory)/ Sistema de alambres producidos en fábrica:

$$f_a = \left\{ \begin{array}{ll} 0.6f_{pu}, & \text{si } \Delta\sigma_L \leq 100 \text{ MPa} \\ (1.267 - 0.00667\Delta\sigma_L)f_{pu}, & \text{si } 100 \text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_L \leq 130 \text{ MPa} \\ 0.4f_{pu}, & \text{si } \Delta\sigma_L > 130 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

Service d'études sur les transports les routes es leurs aménagements (SETRA, 2001)

$$f_a = \left\{ \begin{array}{ll} 0.6f_{pu}, & \text{si } \Delta\sigma_L \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.46\left(\frac{\Delta\sigma_L}{140}\right)^{-0.25}, & \text{si } 50 \text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_L \leq 140 \text{ MPa} \\ 0.46f_{pu}, & \text{si } \Delta\sigma_L > 140 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

Figura 1.5. Comparación de los esfuerzos admisibles para diferentes especificaciones



Fuente: (KASUGA A. , 2006) , (SETRA, 2001)

1.5 MÉTODOS CONSTRUCTIVOS EN PUENTES EXTRADOSADOS

El análisis de la estructura en las diferentes fases de construcción se hace tan importante como el análisis en estado de servicio. Durante la erección las propiedades geométricas y mecánicas de los materiales pueden variar considerablemente haciendo que los resultados analizados no estén acordes a lo observado en la realidad. Por consiguiente la configuración de esfuerzos en la etapa final, que depende en gran medida de las propiedades inherentes de los materiales, podría sufrir grandes variaciones si no se tiene en cuenta el proceso constructivo. En los puentes de concreto las deformaciones por fluencia se dan en etapas tempranas, aunque existen otros efectos como la contracción, fisuración y envejecimiento del concreto que dependen del tiempo y que, al igual que la relajación del acero activo, pueden modificar considerablemente el comportamiento estructural.

Cuando se piensa en la ejecución de cualquier obra de ingeniería es indispensable conocer tanto las características propias de la estructura como del sitio donde se va a construir, ya que en la mayoría de veces el obstáculo a salvar es lo que determina el tipo de puente a proyectar. Una vez definida la tipología de la

estructura se puede escoger el sistema constructivo más acorde a los requerimientos propios del proyecto. Según Lopez y Vanegas (LOPEZ & VANEGAS, 2009) existen ciertos factores que inciden en la elección del sistema constructivo, entre ellos los más importantes: Factores propios del sitio (Topografía, obstáculo a salvar, accesibilidad, distancia a centros de producción o abastecimiento), disponibilidad económica, de equipos y tecnologías (Medios de transporte y montaje), magnitudes de la obra (Volumen, repetitividad, geometría) entre otros.

Estudios realizados por Otzuka et al (OTZUKA & al, 2002), Umezu et al (UMEZU & al, 2005), e Ishii (ISHII, 2006) muestran que los puentes extradados son económicamente competitivos respecto a puentes tipo viga-cajón y atirantados para luces medianas, entre 100 y 200 metros, por consiguiente se requiere de una construcción segmentalizada de la estructura. En general, los métodos constructivos más empleados para los puentes segmentados son los siguientes:

- Método de voladizos sucesivos balanceados (Balanced Cantilever Method).
- Método constructivo luz a luz (Span-by-Span Method).
- Método de lanzamiento por incrementos o método de empujes (Incremental Launching or Push-out Method).
- Método progresivo (Progressive placement method).

Estos métodos pueden ser implementados tanto para dovelas hechas en sitio o prefabricadas. Lopez y Vanegas (LOPEZ & VANEGAS, 2009) concluyeron que el método de voladizos sucesivos es el más adecuado para la construcción de puentes extradados ya que los demás métodos presentan ciertas limitaciones debido a múltiples factores, resultando incompatibles con el tipo de estructura. Sin embargo el método de empuje también se puede usar, como en el caso del puente Riga en Letonia, donde se implementaron secciones prefabricadas ligeras que permitían una mayor manipulación de las dovelas.

El método de voladizos sucesivos es el más usado en puentes con pretensado extradado debido principalmente a la facilidad de erección, estabilización, versatilidad y compatibilidad con el tipo de estructura, además de no requerir necesariamente de apoyos auxiliares durante construcción. Por estas razones se adoptó este método para el desarrollo del presente estudio, el cual se explica con más detalle a continuación:

1.6 CONSTRUCCIÓN POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS

El método de voladizos sucesivos es la construcción segmentalizada de la superestructura del puente. La construcción se inicia desde las pilas, avanzando por medio de voladizos en ambas direcciones de modo tal que la sección inmediatamente anterior sirva como plataforma de apoyo de la siguiente amarrándolas con tendones postensados permanentes.

Las dovelas pueden ser fundidas en sitio o prefabricadas, dependiendo entre otros factores de la repetitividad con que se presenten el mismo tipo de dovelas y si esta cantidad amerita la construcción de secciones prefabricadas. La técnica más común de construcción es la primera, en la cual se comienza con la fundición de la primera dovela usando una formaleta especialmente diseñada para esta sección apoyada lateralmente en la pila (ver figura 1.6 izquierda), se estima un tiempo de 6 a 10 semanas para su terminación aunque para puentes con grandes luces puede prolongarse a 15 semanas (SETRA, 2001). Posteriormente un par de carros de avance se encargan de dar forma de doble ménsula o "T" (ver figura 1.6 derecha), aunque por lo general se funde una o dos dovelas en una dirección para dar lugar al montaje del segundo carro de avance, una vez hecho esto la construcción continua de manera casi simétrica.

Figura 1.6. Construcción de dovela de pila, izquierda. Puente sobre el río Dee, Newport, UK, derecha



Fuente: (SETRA, 2003), izquierda. (BENAIM), derecha.

Una de las ventajas de construir las dovelas en sitio es que son más económicas y versátiles ya que no en todos los lugares se puede tener acceso a la tecnología para realizar dovelas prefabricadas, convirtiéndose en muchas ocasiones en la única opción. No obstante este procedimiento es lento, además debe haber especial cuidado en obra con minuciosos chequeos ya que las dovelas se ven expuestas a las condiciones climáticas y se cargan a temprana edad, pasando a un primer plano las deformaciones por fluencia del concreto.

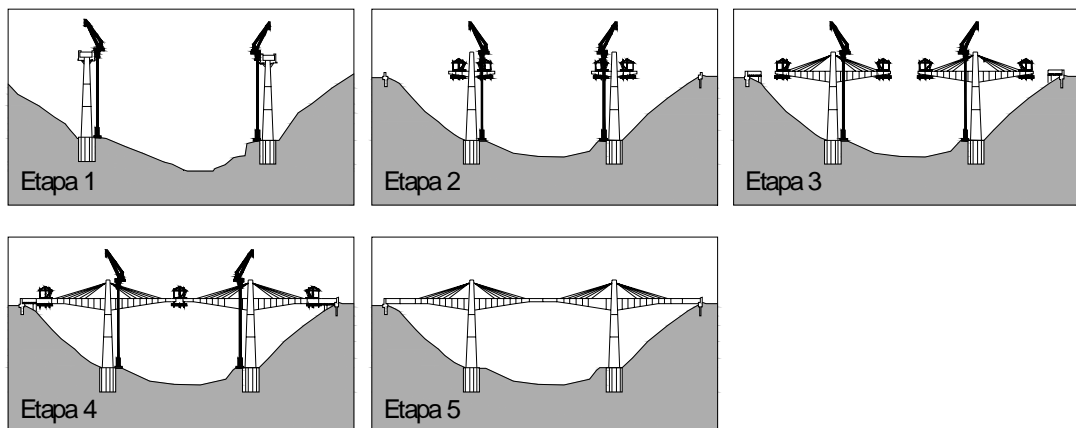
Por otra parte, las dovelas prefabricadas presentan ventajas en la reducción de tiempos de construcción, en los efectos ambientales, y además, se obtiene mejor calidad del material debido al proceso industrial utilizado para su fabricación. Sumando a lo anterior, las pérdidas por fluencia son menores ya que las dovelas son cargadas cuando éstas han adquirido una mayor resistencia. Sin embargo los costos de inversión requeridos en las plantas de fabricación, moldes, transporte y erección son elevados.

1.6.1 Principales fases de construcción

De manera general, la construcción de puentes extradosado por el método de voladizos sucesivos comprende las siguientes fases (ver figura 1.7):

- a). Construcción de la subestructura.
- b). Construcción de la dovela de pila.
- c). Construcción del tramo libre del voladizo hasta alcanzar el primer tirante.
Durante esta etapa se puede implementar un atirantamiento provisional o un pretensado interno superior similar al utilizado en puentes de hormigón pretensados.
- d). Construcción del tramo atirantado alternando colocación de dovelas con la instalación y tesado de los tirantes.
- e). Construcción del tramo del vano lateral restante (sin atirantar) sobre cimbra.
- f). Construcción del voladizo libre en el vano central sin atirantar antes de la dovela de cierre.
- g). Cierre de la estructura.
- h). Colocación de la carga permanente.
- i). Entrada en servicio.

Figura 1.7. Principales etapas del proceso constructivo en puentes extradosados por el método de voladizos sucesivos



1.6.2 Construcción del tablero

Las dovelas por lo general tienen entre 3.5 y 6 metros de longitud. Acoplar una dovela hecha en sitio tarda aproximadamente una semana dependiendo de las condiciones propias del proyecto aunque con el uso de dovelas prefabricadas este ritmo puede aumentar hasta 6 veces. En el caso de dovelas hechas en el sitio éstas se funden en una operación casi continua empezando por la losa inferior, continuando por las almas y terminando con la losa superior. En cada fase de fundición se procede desde el borde delantero hacia la cara de la dovela anterior a fin de reducir la tendencia al agrietamiento del hormigón joven bajo el aumento de peso soportado por el carro (LOPEZ & VANEGAS, 2009).

1.6.2.1 Fases de construcción de las dovelas

De manera general, las principales fases de ejecución de dovela se muestran a continuación:

- Avance del carro (Form Traveler).
- Ajuste y limpieza de las formaletas.
- Colocación de refuerzo, ductos, anclajes y demás en la losa inferior y las almas.
- Avance y ajuste del encofrado interior.
- Colocación de refuerzo y demás en la losa superior.
- Ajuste y nivelación del carro de avance (Control geométrico).
- Hormigonado de la dovela.
- Fraguado y curado. Se retiran las formaletas.
- Enfilado de cables de postensado.
- Inspección de la resistencia necesaria para el tesado de los cables (Muestras de laboratorio).
- Tesado de cables anclados en las dovelas. Posteriormente se realiza un control geométrico.
- Preparación del carro para su avance.

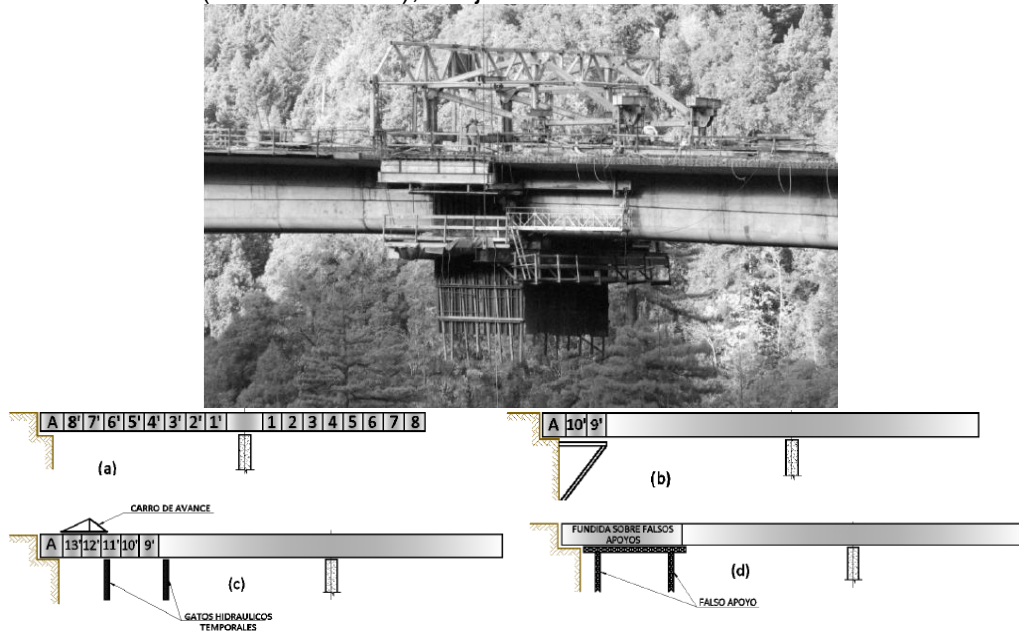
1.6.2.2 Dovela de cierre (vano central)

Normalmente es construida en una sola fase usando un carro de avance de los mismos usados para la construcción de los voladizos, aunque en ocasiones se prefiere implementar equipos especiales en esta dovela para retirar lo antes posible los carros de avance que se encuentran en el vano central. Debido al poco espacio con que se cuenta, los equipos de formateado son apoyados sobre soportes simples en ambos extremos del voladizo (ver figura 1.8 arriba). En esta etapa los efectos térmicos se acentúan debido a que la luz se vuelve continua, entonces se debe implementar un refuerzo de continuidad.

1.6.2.3 Dovelas finales (vanos laterales)

Existen varias maneras de ejecutar las dovelas finales dependiendo de las condiciones propias del proyecto. La primera opción es fundir la dovela sobre el estribo donde las formaletas estarán soportadas por el mismo (Ver figura 1.8 abajo a). Si se requiere una mayor luz en el vano lateral se puede fundir sobre cimbra o falsos apoyos recostados sobre el estribo (Ver figura 1.8 abajo b). También se puede construir con carro de avance implementando un apoyo provisional ajustable en el punto de equilibrio (límite donde los voladizos son simétricos), requiriendo de otro apoyo provisional cada dos o tres dovelas (Ver figura 1.8 abajo c). Por último si las condiciones morfológicas del terreno lo permiten se puede construir vanos laterales considerablemente grandes con falsos apoyos cimentados ajustables con gatos hidráulicos con el fin de controlar los asentamientos (Ver figura 1.8 abajo d).

Figura 1.8. Dovela de cierre vano central, arriba. Opciones de construcción de dovelas finales (vanos laterales), abajo.



Fuente: (LOPEZ & VANEGAS, 2009)

1.6.3 Presfuerzo interno requerido durante construcción

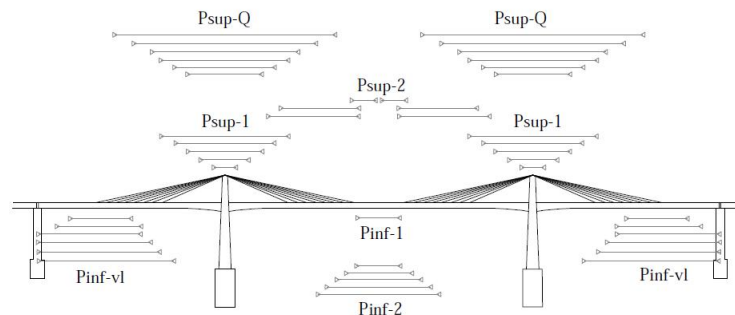
Diferentes configuraciones de pretensado interno son requeridos para resistir las solicitaciones durante construcción y durante servicio (Ver figura 1.9), éstas son expuestas a continuación:

-*Tendones internos de voladizo*: Es un pretensado interno superior (Psup-1) que resiste los momentos durante construcción del voladizo antes del primer tirante. Este se va anclando en las caras frontales de las dovelas.

-*Tendones internos de continuidad*: Es requerido para resistir momentos positivos durante construcción, gradiente térmico y deformaciones del concreto. Para el cierre de la estructura se dispone de un pretensado inferior (Pinf-1), para las sobrecargas de servicio se dispone en el vano central pretensado (Pinf-2) y en el vano lateral (Pinf-vl). Para resistir la construcción del voladizo después del último

tirante se implementa un pretensado (Psup-2) el cual se ancla sobre resaltes que salen del forjado superior. Por último un pretensado (Psup-Q) que debe tensionarse después del cierre de la estructura y cuya función es resistir las sobrecargas durante servicio.

Figura 1.9. Despiece del pretensado interno



Psup-1 (pretensado superior de voladizo);
 Psup-2 (pretensado superior de anclaje de la últimas dovelas);
 Psup-Q (pretensado superior para sobrecargas);
 Pinf-vl (pretensado inferior vano lateral);
 Pinf-1 (pretensado inferior de cierre);
 Pinf2 (pretensado inferior para sobrecargas).

Fuente: Modificado de (CHIO, 2000)

1.6.4 Estabilización de los voladizos

Los voladizos sucesivos conforman un sistema de equilibrio de momentos, y como tal su estabilidad debe garantizarse en todas las etapas constructivas, pero existen algunas cargas que podrían desbalancear la estructura como diferencia de peso entre las ménsulas, cargas de obra, viento, incidentes en la obra entre otros, los cuales se van a tratar detalladamente más adelante, entonces es necesario tomar algunas medidas para evitar el volcamiento de los voladizos. Cuando el voladizo esta embebido en la pila se obtiene una conexión rígida (Ver figura 1.10), la estabilidad del sistema está dada por la resistencia de la sección de pila, entonces un diseño adecuado debe garantizar que ésta sección resista las solicitaciones durante construcción al igual que en servicio. Cuando la conexión entre el tablero

y el pilar no es rígida se debe garantizar la estabilidad de los segmentos de voladizo antes de encontrarse con el voladizo adyacente, evitando el volcamiento de los segmentos en la sección de pila. Para ello existen diferentes métodos de estabilización los cuales dependen en gran medida de las condiciones propias del proyecto, a continuación se expondrán las técnicas más usadas para lograr este fin:

Figura 1.10. Unión rígida o monolítica tablero-pilar



Fuente: (SETRA, 2003).

1.6.4.1 Tendones temporales verticales pretensados

Es el método más usado para estabilizar voladizos durante construcción, además resulta ser el más económico para luces menores de 120 metros. Para su implementación se requiere de pilares masivos que ofrezcan una gran superficie en su sección transversal. El método consiste en tensionar tendones verticales para asegurar el segmento de pila a los soportes (Ver figura 1.11 izquierda). Los tendones son posicionados dentro de unos bloques temporales que sirven de anclajes, ubicados en la losa superior, los cuales pueden ser prefabricados, (Ver figura 1.11 derecha). Estos tendones atraviesan la sección de pila pasando cerca de las almas y pueden ser atados dentro del pilar, anclados dentro del mismo por medio de bloques si es hueco o al lado de la cimentación. Una vez terminado el proceso constructivo los bloques y los tendones son removidos. En muchas ocasiones los tendones pueden ser remplazados por barras presforzadas, aunque

debe tenerse especial cuidado ya que las barras podrían sufrir flexión si hay problemas de alineamiento entre el pilar y la sección de pila, haciendo que falle el sistema.

Figura 1.11. Barras temporales Verticales Pretensadas, izquierda. Bloques de anclaje en la parte superior del segmento de pila, derecha



Fuente: (LOPEZ & VANEGAS, 2009)

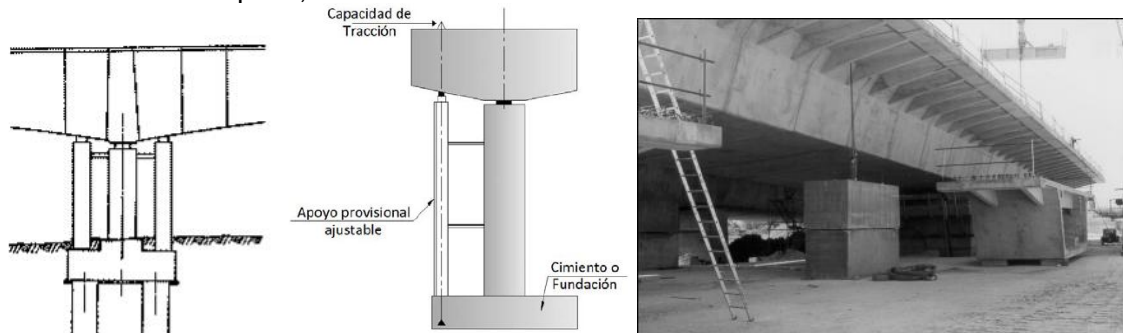
1.6.4.2 Apoyos auxiliares provisionales

Consiste en la instalación de unos apoyos auxiliares de concreto o acero. Éste método es factible cuando la distancia entre el tablero y el terreno no es tan grande (Menos de 15 metros). Se recomienda usar cuando el voladizo supera los 100 metros, cuando las dimensiones de los pilares son reducidas (normalmente por razones arquitectónicas), o cuando la sección sobre la pila no tiene suficiente resistencia para resistir los momentos producidos en la ménsula. Ésta es una solución viable para sitios acuáticos, donde se pueden disponer los apoyos sobre las cimentaciones de los pilares.

Por lo general, los voladizos son estabilizados con dos apoyos ubicados simétricamente en relación con el pilar (Ver figura 1.12 izquierda), sin embargo la estabilización se puede dar con un solo apoyo cuando el ensamble o fundida de las dovelas esté obligado a seguir un orden en un sentido (Ver figura 1.12 centro), por diferencia de peso debido a la geometría, o por el uso de concreto liviano en

medio voladizo. Este método suele combinarse con el pretensado de tendones verticales, en especial cuando se utiliza un solo apoyo, siendo los tendones necesarios para evitar el volcamiento del voladizo contrario al apoyo provisional. El pretensionamiento puede ser reemplazado por un contrapeso ubicado en el mismo lado que el apoyo (ver figura 1.12 derecha).

Figura 1.12. Apoyos auxiliares provisionales, izquierda y centro. Estabilización por contrapeso, derecha.



Fuente: (SETRA, 2003), izquierda. (LOPEZ & VANEGAS, 2009), centro y derecha.

1.7 REGULACIONES DURANTE CONSTRUCCIÓN

Como ya se había mencionado anteriormente, la fase constructiva incide considerablemente en la configuración final de esfuerzos, y si no existe un adecuado control durante esta etapa podrían obtenerse resultados que diferirían considerablemente de la realidad. A pesar de la gran relevancia que conlleva esto, no se cuenta con la suficiente claridad acerca de las cuestiones relacionadas con el proceso constructivo. Sin embargo existen algunas normatividades que dan pautas y recomendaciones a seguir como: *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*, *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP-98)*, *Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC)*,

Eurocode entre otros. También existen guías de diseño como *Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements* (anteriormente llamado *Service d'Études techniques des routes et autoroute SETRA*), que cuenta con un alto grado de detalle en lo que concierne a la construcción de puentes por medio de voladizos sucesivos, por lo cual va a ser tratado a continuación:

1.7.1 SETRA.

1.7.1.1 Acciones durante construcción

Las solicitaciones consideradas en esta sección (Capítulo 5 Estabilidad de los voladizos) corresponden a situaciones normales de construcción. Las cargas y acciones definidas en este documento no hacen parte de ninguna norma o documento legal, sin embargo representan reglas para una buena práctica. Se distinguen entre carga muerta (G), Cargas de construcción cuya magnitud y posición son conocidas (Q_{PRC}), cargas de construcción aleatorias (Q_{PRA}), acciones variables como cargas de viento (W) o gradiente térmico ($\Delta\theta$) y situaciones accidentales que incluye carga muerta, cargas laterales y acciones accidentales (F_A). A continuación se definirá cada acción:

➤ Carga muerta (G):

La carga muerta es calculada con el peso específico del concreto (γ_c). Para concretos normales se puede asumir como 24.5 KN/m^3 ó 2.5 Ton/m^3 , si se usan agregados de alta o baja densidad debe determinarse. Es necesario tener un alto grado de precisión que tenga en cuenta la geometría exacta de las dovelas, sección transversal, bloques de anclajes y otras características morfológicas de la estructura. Se debe suponer una situación de desbalance donde el voladizo central tiene una carga muerta incrementada un 2% (G_{max}), y su contraparte una carga muerta reducida un 2% (G_{min}).

➤ Cargas variables de ejecución:

Cargas conocidas (Q_{PRC1}): Son cargas cuyo peso y posición pueden determinarse en cada fase de construcción, como por ejemplo vigas de lanzamiento, grúas usadas en el ensamble de las secciones, carros de avance, etc. Para las estructuras fundidas en sitio esta carga se refiere principalmente al carro de avance cuyo peso varía entre 30 y 90 toneladas dependiendo de la longitud y ancho de los segmentos. Para cálculos simplificados suele tomarse como la mitad del peso del segmento más pesado. Para las estructuras prefabricadas esta carga se refiere principalmente a las reacciones en la base de la viga de lanzamiento durante la instalación de la dovela. En los cálculos Q_{PRC1} debe incrementarse un 6% en el medio voladizo más pesado ($Q_{prc1_{max}}$) o reducirse un 4% en el lado opuesto ($Q_{PRC1_{min}}$).

➤ Cargas aleatorias (Q_{PRA}):

Correspondiente a materiales almacenados sobre la placa, equipos pequeños, trabajadores y factores climáticos como vientos ascendentes sobre medio voladizo (Ver figura 1.13), se pueden distinguir dos tipos de cargas aleatorias:

- Carga distribuida (Q_{PRA1}): se aplica una carga distribuida de 200 N/m^2 para tamaños de voladizos estándar (menores a 120 metro), incluye la carga vertical de viento, es aplicado a los segmentos completados y al carro de avance.
- Carga concentrada (Q_{PRA2}): se aplica una carga puntual de $(50 + 5 \cdot b) \text{ KN}$ en el extremo del voladizo del último segmento completado, donde b es el ancho de la placa superior de la sección en metros. Esta carga incluye el peso del personal, materiales almacenados sobre la sección como rollos de cables, equipo pequeño entre otros. Para estructuras cuyos vanos superen los 120 metros las cargas Q_{PRA1} y Q_{PRA2} deben ser calculados usando el equipo real con el que se está construyendo. En todos los casos las cargas

deben ser dispuestas de tal manera que generen el efecto más desfavorable.

- Carga de viento (Q_w): para vanos cuya longitud excede los 120 metros, aparte de la carga Q_{PRA1} debe adicionarse otra carga distribuida Q_w que tiene valores entre 100-200 N/m² dependiendo de las condiciones climáticas locales. Esta carga distribuida se debe aplicar en dirección vertical ascendente sobre toda la sección horizontal del voladizo y de manera longitudinal desde el carro de avance hasta el eje del pilar.

- Cargas accidentales (F_a):

Debido al colapso parcial o total de un carro de avance durante una o varias fases de la construcción en el caso de segmentos fabricados in situ o al colapso de una sección cuando es prefabricada. Cuando esto ocurre se permite usar un coeficiente de amplificación dinámico de 2 para tener en cuenta la energía acumulada por la deformación del medio voladizo afectado por el colapso.

Figura 1.13. Cargas aleatorias



Fuente: (SÉTRA, 2003).

1.7.1.2 Combinaciones de carga durante construcción

Los voladizos deben ser verificados para los siguientes estados:

- Estado límite último de equilibrio estático, con el fin de asegurar la estabilidad del voladizo sobre el pilar.
- Estado límite último de resistencia para los diferentes elementos que proporcionan estabilidad y que son sometidos a esfuerzos durante la fase constructiva, en especial la sección sobre el pilar, el pilar y las cimentaciones.

Para cada estado límite, de acuerdo a la naturaleza de la acción, se pueden distinguir dos situaciones: situaciones temporales de construcción y situaciones accidentales durante construcción.

1.7.1.3 Combinaciones de carga para situaciones temporales de construcción

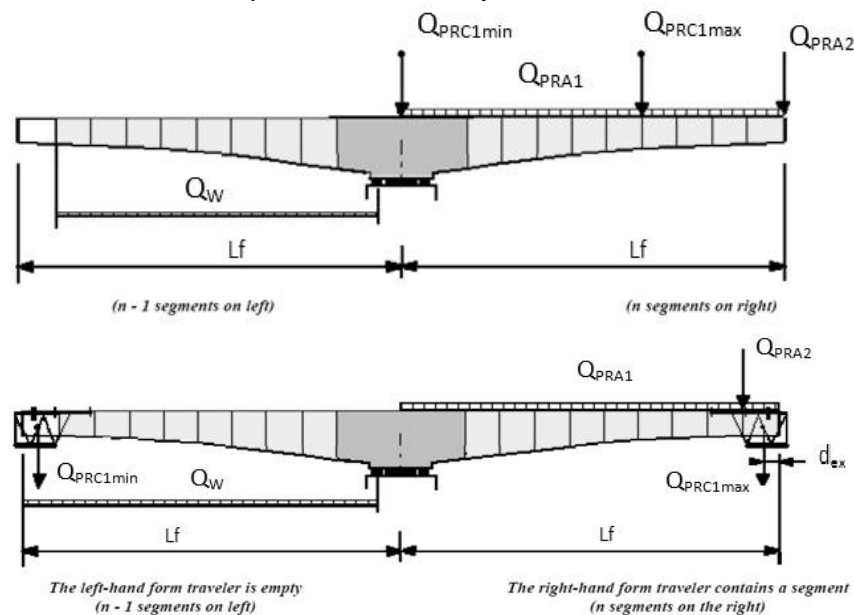
En el estado límite último de equilibrio estático se debe verificar que los voladizos no sufran desplazamientos en sus soportes. Si se cuenta con un tablero embebido en el pilar esto no es necesario aunque se debe verificar la resistencia del pilar y de la dovela sobre el apoyo. Para las estructuras fundidas en el sitio, se puede considerar como fase clave para el prediseño la ejecución del último par de dovelas. Se asume que ambos carros de avance se han movido y que solo una dovela ha sido completada, mientras que la fundida de su contraparte no se ha llevado a cabo, o se ha vaciado el carro de avance debido a defectos en el concreto. De igual manera para las estructuras con dovelas prefabricadas se considera como fase clave para el diseño el ensamble del último par de dovelas, se asume que una dovela ha sido acoplada al voladizo y se ha liberado del equipo de ensamble, mientras que su contraparte todavía no ha sido acoplada. Es indispensable el análisis de los voladizos en estado desbalanceado, aun si la

secuencia de ensamble o construcción es simultánea y se ejecuta de manera simétrica. En el caso de las estructuras prefabricadas no se puede garantizar la perfecta sincronización de las operaciones de ensamblaje, por otro lado, para estructuras fundidas en sitio diversos incidentes en la preparación o vaciado del concreto podrían forzar a que el carro de avance tuviera que desocuparse, aun cuando se está fundiendo simultáneamente. A continuación se muestran las combinaciones de carga para situaciones temporales de construcción:

$$A1 = 1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{PRC1max} + Q_{PRC1min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + [Q_W])$$

$$A2 = 0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 (Q_{PRC1max} + Q_{PRC1min} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2} + [Q_W])$$

Figura 1.14. Situaciones temporales de construcción. Estructuras fundidas en sitio Arriba. Estructuras prefabricadas Abajo



Fuente: (SETRA, 2003)

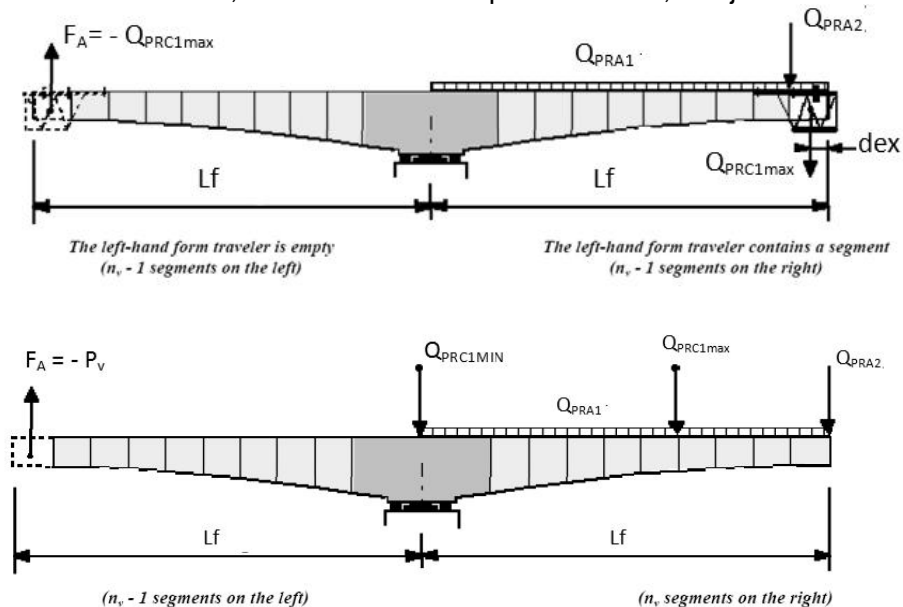
1.7.1.4 Combinaciones de carga para situaciones accidentales durante construcción

Estas combinaciones son usadas para la verificación en el estado límite último de resistencia de los elementos diseñados para proveer estabilización al voladizo, los soportes y las cimentaciones. En una situación accidental, la estructura debe ser capaz de resistir el colapso de un carro de avance o de una dovela en caso de ser prefabricada. Durante esta situación el voladizo puede despegarse de sus soportes temporales, pero la seguridad se conserva dándole la capacidad total a los materiales (por ejemplo en el caso de presfuerzo temporal los tendones pueden ser llevados a sobreesfuerzos). A continuación se exponen las combinaciones de carga para situaciones accidentales durante construcción:

$$B1 = 1.1 (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$$

$$B2 = 0.9 (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{PRC1max} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$$

Figura 1.15. Situaciones accidentales consideradas durante construcción. Estructuras fundidas en sitio, Arriba. Estructuras prefabricadas, Abajo



Fuente: (SETRA, 2003)

1.7.2 AASTHO LRFD Bridge Design Specification

De acuerdo al capítulo 5.14.2.2 *Analysis of Segmental Bridges* (Análisis de puentes segmentados) el sistema estructural final deberá ser analizado teniendo en cuenta los efectos de redistribución de fuerzas en la etapa de construcción debido a deformaciones internas, cambios en las condiciones de apoyo y restricciones, incluyendo el efecto de las fuerzas acumuladas resultantes del proceso constructivo. Para el análisis de los efectos de fluencia en la superestructura (Creep effects) se pueden adoptar los coeficientes dispuestos en el ACI 209 o el CEB-FIP, sin embargo los esfuerzos finales varían significativamente entre los dos. Entonces es necesario determinar de manera precisa los coeficientes de fluencia en el concreto de acuerdo a las condiciones propias del proyecto dado que estos efectos tienen gran trascendencia en la pérdida del presfuerzo en el tablero, deflexiones y acortamiento axial de la estructura.

1.7.2.1 Cargas durante construcción

Las cargas de construcción dependen del sistema y equipo de erección que el diseñador, de acuerdo a la secuencia y programación del proyecto, ha definido previamente. Las condiciones y cargas de construcción, que son asumidas para el diseño y que por lo general determinan las dimensiones de las secciones, peralte, refuerzo y/o presfuerzo, deberán señalarse explícitamente y de manera notoria. Además de las cargas de erección cualquier apoyo temporal o restricción requerida deberá definirse y tenerse en cuenta en el diseño. También es conveniente que las fuerzas de cierre debido a correcciones de desalineamientos sean consignadas. De igual manera se debe considerar los efectos producidos por cualquier cambio en el esquema estático de la estructura durante construcción, cambio o remoción de apoyos temporales o equipo especial, tomando en cuenta los efectos de fuerzas residuales, deformaciones y esfuerzos inducidos. A continuación se presentan las cargas durante construcción a ser consideradas:

- DC: Peso propio de la estructura.
- DIFF: Carga diferencial, se toma como 2% de la carga muerta aplicada a un solo voladizo (valido solamente en la construcción por voladizos balanceados)
- DW: Carga muerta superimpuesta.
- CLL: Carga viva distribuida de construcción. Tiene en cuenta diversos artículos como maquinaria y equipo pequeño, se toma como 4.8×10^{-4} MPa por unidad de área de tablero. Para voladizos sucesivos se aplica 4.8×10^{-4} MPa en un voladizo y 2.4×10^{-4} MPa en el otro. Para puentes construidos por empujes esta carga puede obviarse.
- CE: Equipo de construcción especializado. Incluye: camiones de entrega de segmentos, carro de avance, viga y/o grúa de lanzamiento y estructuras auxiliares mayores similares.
- IE: Carga dinámica proveniente de los equipos, se determina de acuerdo al tipo de maquinaria usada.
- CLE: Carga longitudinal de equipo de construcción.
- U: Segmento desbalanceado: Es el efecto de cualquier segmento fuera de balance u otra condición inusual. Aplicable principalmente a la construcción de voladizos sucesivos aunque puede ser extendida a cualquier otro sistema.
- WS: Carga de viento distribuida horizontalmente.
- WE: Carga de viento distribuida horizontalmente sobre el equipo. Se toma como 4.8×10^{-3} MPa en las superficies expuestas.
- WUP: Viento ascendente de 2.4×10^{-4} MPa por unidad de área de tablero aplicado a un solo voladizo.
- A: Peso de un segmento prefabricado.
- AI: Respuesta dinámica producida por la caída accidental o aplicación de una carga repentina en el segmento prefabricado, se toma como el 100% de la carga "A".

- CR: Efectos producidos por la fluencia (Creep effects).
- SH: Efectos producidos por la contracción (Shrinkage).
- T: Efectos térmicos: es la suma de los efectos producidos por una variación de temperatura uniforme (TU) y un gradiente de temperatura (TG).

1.7.2.2 combinaciones de cargas durante construcción en estado límite de servicio

El esfuerzo a tensión deberá ser determinado de acuerdo a la tabla 1 y no deberá exceder los valores descritos en ésta. La distribución y aplicación de las cargas individuales de erección durante la fase de construcción deberán ser seleccionadas para producir el efecto mas desfavorable. El esfuerzo a compresión durante construcción no deberá exceder $0.5 f'c$ (MPa).

Tabla 1. 1. Combinaciones de cargas durante construcción en el estado límite de servicio (AASHTO LRFD Bridge Design Specification).

Load Combination	LOAD FACTORS														STRESS LIMITS				See Note	
	Dead Load			Live Load			Wind Load			Other Loads					Earth Loads	Flexural Tension		Principal Tension		
	DC	DIFF	U	CLL	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	WA	$\frac{EH}{EV}$ $\frac{ES}{ES}$	Excluding "Other Loads"	Including "Other Loads"	Excluding "Other Loads"		Including "Other Loads"
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TC}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f'_c}$	$0.58 \sqrt{f'_c}$	$0.289 \sqrt{f'_c}$	$0.331 \sqrt{f'_c}$	—
b	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TC}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f'_c}$	$0.58 \sqrt{f'_c}$	$0.289 \sqrt{f'_c}$	$0.331 \sqrt{f'_c}$	—
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TC}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f'_c}$	$0.58 \sqrt{f'_c}$	$0.289 \sqrt{f'_c}$	$0.331 \sqrt{f'_c}$	—
d	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	γ_{TC}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f'_c}$	$0.58 \sqrt{f'_c}$	$0.289 \sqrt{f'_c}$	$0.331 \sqrt{f'_c}$	1
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TC}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f'_c}$	$0.58 \sqrt{f'_c}$	$0.289 \sqrt{f'_c}$	$0.331 \sqrt{f'_c}$	2
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TC}	1.0	1.0	$0.50 \sqrt{f'_c}$	$0.58 \sqrt{f'_c}$	$0.289 \sqrt{f'_c}$	$0.331 \sqrt{f'_c}$	3

Fuente: (AASHTO, 2005)

- Nota 1: Equipo no trabajando.
- Nota 2: Normal erección.
- Nota 3: Equipo en movimiento

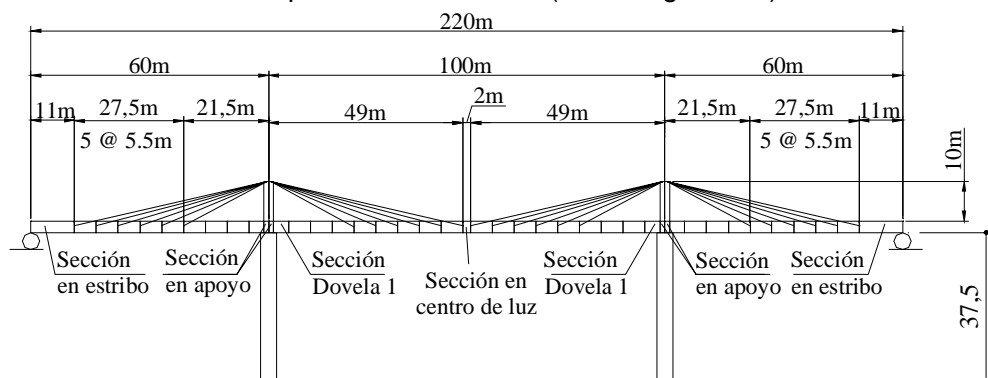
2 ANÁLISIS EN SERVICIO.

En el presente capítulo se explica de manera general el análisis en servicio, el cual consiste en un análisis lineal (AL) estático y dinámico, bajo las acciones contempladas en el *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes* (CCDSP, 1995). En este análisis no se tuvo en cuenta la no-linealidad geométrica, de los materiales ni el proceso constructivo. A continuación se definen los parámetros del estudio:

2.1 GEOMETRÍA DEL PUENTE EXTRADOSADO ESTUDIADO

La geometría del puente se ha definido de acuerdo a las propuestas de diseño mencionadas en el capítulo 1. El puente tiene una longitud total de 220 metros, conformado por una luz principal (L) de 100 metros y dos vanos laterales de 60 metros, que corresponden al 60% de la longitud del vano principal (Figura 2.1).

Figura 2.1 Geometría del puente extradosado (vista longitudinal)



El tablero está conformado por una sección tipo viga-cajón unicelular con voladizos, de canto constante igual a 2.9 m (esbeltez $L/35$) y ancho 14.3 m, además de contar con vigas de borde o costillas (ribs) que anclan los cables al tablero. El espesor de la losa inferior varía linealmente en el vano principal desde la dovela 1 hasta la dovela en el centro de la luz (DCL), y en los vanos laterales desde la dovela 1 hasta la sección en estribo (dovela 10). Para la dovela en apoyo se utilizó una sección maciza con pasahombres en su centro (ver figura 2.2)

Las torres consisten en elementos con sección rectangular de 2.5x1.5 m, con la mayor dimensión en la dirección longitudinal del puente. De altura (Ht) 10 metros cumpliendo con la relación Ht/L igual a 0.1 siendo L la longitud del vano central. Las torres se encuentran unidas rígidamente al tablero.

Los cables extradados se han dispuesto en dos planos laterales, cada uno compuesto por 12 pares de cables que pasan por una silla de anclaje ubicada en la cima de la torre, la cual impide cualquier desplazamiento una vez que se ha tesado cada tirante, a su vez se ancla cada cable al tablero por medio de unas vigas de borde o costillas, conformando una configuración de abanico. El primer cable se encuentra a 21.5 m a partir del eje de la torre, y luego cada 5.5 m los cables restantes. El puente está apoyado en sus extremos sobre los estribos, los cuales permiten movimientos traslacionales en la dirección longitudinal. Los pilares (figura 2.3) se encuentran empotrados en sus cimentaciones y cuentan con una vinculación rígida con el tablero.

Figura 2.2 Secciones transversales del tablero

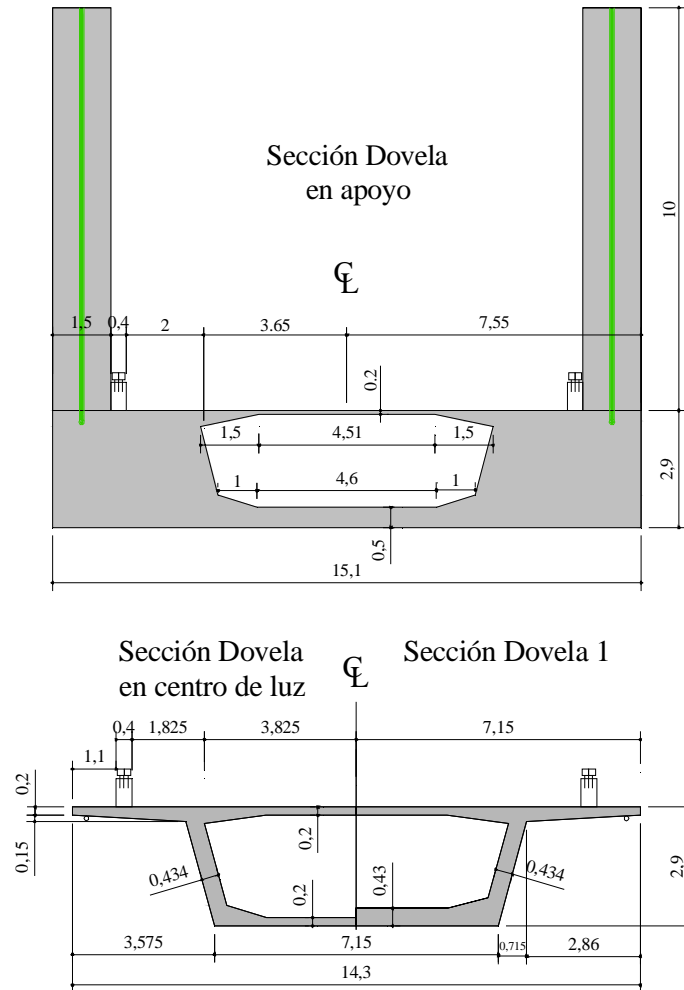
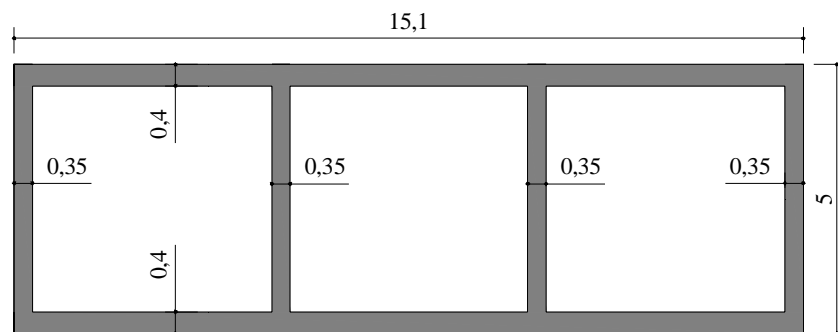


Figura 2.3 Sección transversal de los pilares



2.2 MATERIALES

Para el concreto utilizado en el tablero, pilares y torres se definieron las siguientes propiedades mecánicas: f'_c igual a 400 Kg/cm², E_c de 260000 Kg/cm², γ_c igual a 2.4 ton/m³. El esfuerzo admisible a tensión según AASHTO después de las pérdidas dependientes del tiempo y con refuerzo adherido es de 31.82 Kg/cm² que corresponde al valor de $6\sqrt{f'_c}$ (en psi). De igual manera, el esfuerzo admisible a compresión lo limita a 160 Kg/cm² que corresponde a $0.4f'_c$. Para los cables extradados se emplearon cordones de acero de diámetro 0.6" con las siguientes propiedades: f_{pu} de 1860 MPa, f_{py} de 1674 MPa, E_{ps} de 200 GPa, γ_{ps} de 7.866 ton/m³.

2.3 DISEÑO DE LOS CABLES EXTRADOSADOS

Para el predimensionamiento de los cables extradados se siguió el procedimiento descrito en (Dos Santos, 2006), el cual simula de manera simplificada el proceso constructivo; aunque en este estudio no se buscó una compensación total de las cargas. Para ello, en la primera etapa, donde se construyen las dovelas hasta el primer cable, éste se reemplaza por un apoyo de rodillo. El nivel de tensionamiento del cable se determina de modo tal que su componente vertical sea igual a la reacción obtenida en el apoyo. En la segunda etapa, se ensambla la siguiente dovela y se reemplaza el segundo cable por un apoyo de rodillo suponiendo que la componente vertical de la fuerza en el primer cable permanece constante. De este modo se continúa con la ejecución de las dovelas restantes hasta que el puente esté completamente terminado (ver figura 2.4 izquierda). Al final, tanto el área como nivel de tensionamiento de los cables se

vuelven a ajustar buscando que la deflexión en el tablero se encuentre en un rango aceptable y que los esfuerzos en los cables no superen los valores admisibles. La fatiga en los cables extradosados asociado a la carga viva se controla con las recomendaciones del (SETRA, 2001) de acuerdo a la función compuesta mencionada en el capítulo 1 para el estado límite de servicio (ELS) (ver figura 1.5). Para el estado límite último (ELU) se limita a $0.75f_{pu}$.

La convención adoptada para los cables extradosados se puede apreciar en la *figura 2.4 derecha*. Debido a la simetría de la estructura, los cables de la torre izquierda serán iguales a los de la torre derecha. El número de tendones de 0.6” para cada cable se muestra en la tabla 2.1.

Figura 2.4 Procedimiento utilizado en el predimensionamiento de los cables extradosados, Izquierda. Convención de los cables extradosados, Derecha.

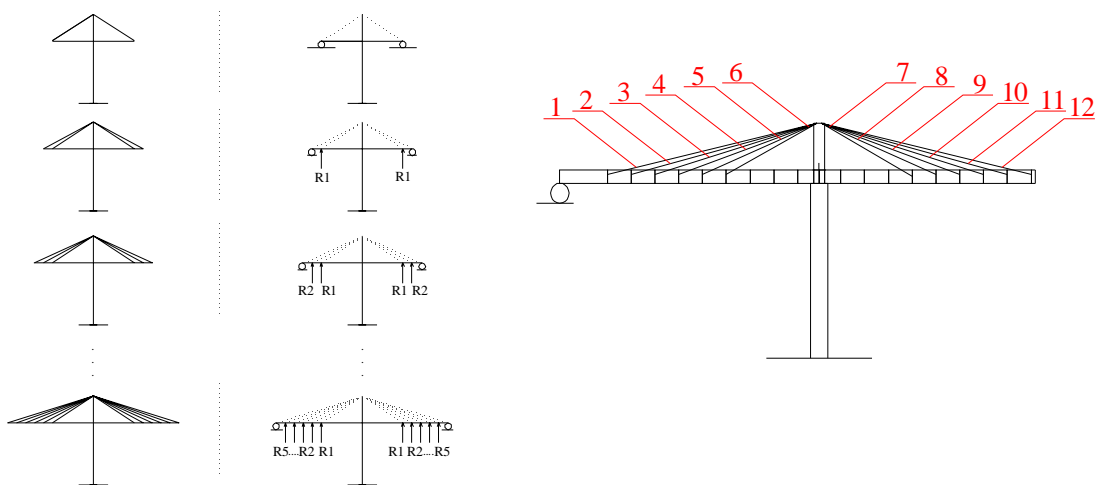


Tabla 2. 1. Cantidad de tendones utilizados en los cables extradados

<i>Cable</i>	<i>Tendones 0.6"</i>	<i>Peso Kgf</i>
1	17	937.32
2	16	787.60
3	15	650.29
4	7	262.78
5	11	350.00
6	13	341.21
7	13	341.21
8	11	350.00
9	7	262.78
10	15	650.29
11	16	787.60
12	17	937.32
Subtotal	158	6658.40
Total	632	26633.58

2.4 ACCIONES

- Carga muerta (D): consiste en el peso propio de los elementos y una carga distribuida uniformemente en el tablero de 1.656 ton/m correspondiente al peso de barreras y carpeta asfáltica.
- Presolicitud de los cables extradados (P): consiste en la fuerza de tensión en los cables extradados.

- Carga viva (L): es la carga de tráfico definida en (CCDSP, 1995). Consiste (por carril) en una carga distribuida de 1.12 tonf/m y una carga flotante de 12 tonf. Para el puente se consideraron 3 carriles. Se utilizaron las hipótesis de carga mostradas en la *figura 2.5 izquierda*, las cuales producen los efectos más críticos en la estructura, en lugar de emplear las líneas de influencia que representan un alto costo computacional. Se debe aplicar un incremento para cada hipótesis de carga viva por efecto de impacto de acuerdo a la expresión: $I = 16/(L+40)$. Además, al suponer los tres carriles cargados simultáneamente se pueden reducir las cargas al 90%. Estos resultados se muestran en la tabla 2.2.

Tabla 2. 2. Carga de Impacto para las hipótesis de carga viva.

Hipótesis	L (m)	Impacto	Total
1	100	11.43%	$0.9*(1+0.1143)=1.002857$
2	60	16.00%	1.044
3	$1/2*(100+60)=80$	13.33%	1.02
4	80	13.33%	1.02

- Carga sísmica (EQ): se ha empleado un espectro de diseño suavizado con un coeficiente de aceleración (A) de 0.05 (ver figura 2.5 derecha) correspondiente a una zona de amenaza sísmica baja y un perfil de suelo tipo S₂. El coeficiente de amortiguamiento crítico de la estructura (ξ) se ha asumido del 5%. Además de las aceleraciones en el sentido longitudinal y transversal de la estructura se ha tenido en cuenta la aceleración vertical con magnitud igual a 2/3 de las aceleraciones horizontales.

Los estados límites de servicio (ELS) y límite último (ELU) se obtienen de la combinación de los grupos IA, IB y VII (ver tabla 2.3).

Figura 2.5 Hipótesis de carga viva, izquierda. Espectro de Diseño, derecha.

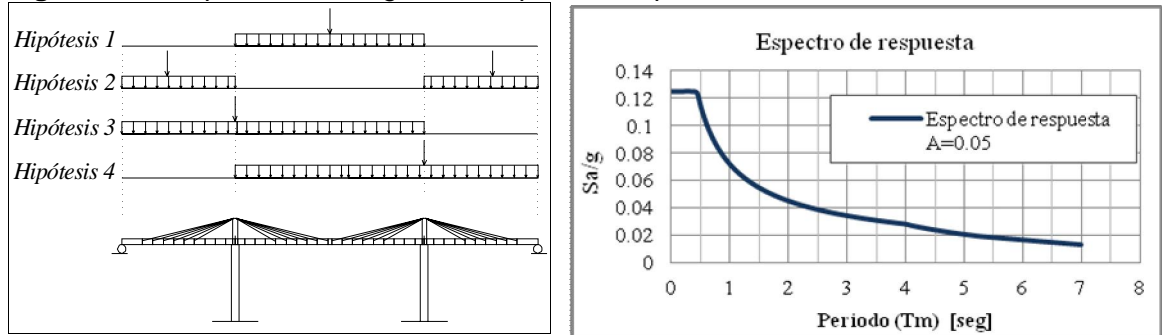


Tabla 2.3. Factores de mayoración para los grupos de carga

Grupo	ELS	ELU**
IA	$D + P + (L+I)$	$1.3[\beta_D D + \beta_{L+I} (L+I)] + P$
IB	$D + P$	$1.3[\beta_D D] + P$
VII	$D + P + EQ$	$1.0[\beta_D D] + EQ/R + P$

* β_D se toma como 1 y 0.75. β_{L+I} se toma como 2.86. R se toma igual a 1 para verificación de cables.

** Los estados límites últimos se utilizaron solo para la verificación de los esfuerzos en los cables

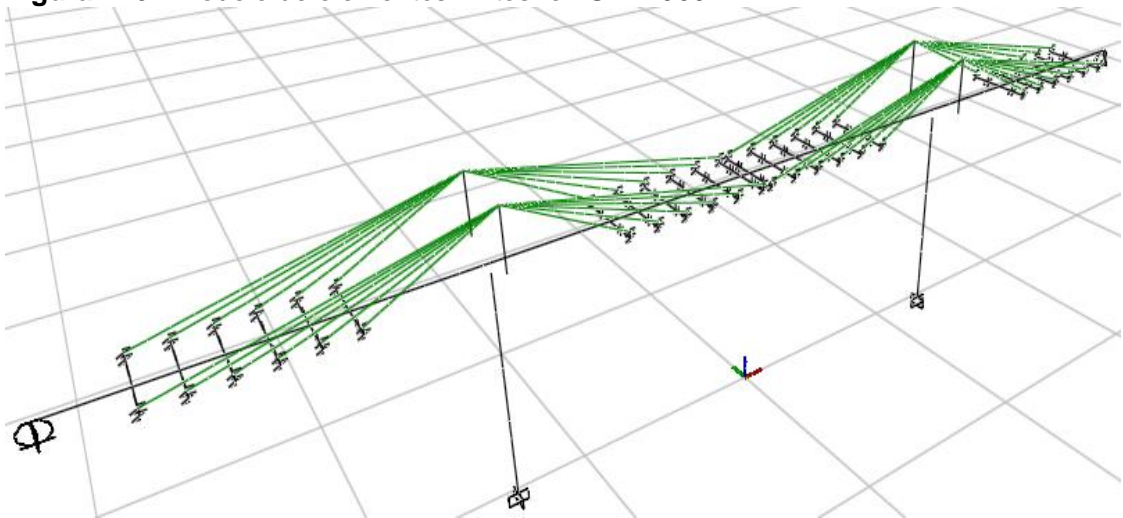
2.5 MODELAMIENTO Y ANÁLISIS

El modelamiento numérico del puente extradosado en estudio fue desarrollado en el software comercial de elementos finitos SAP2000Advance v.14®. El tablero, las torres y los pilares se modelaron como elementos tipo viga-columna (frames), los cables extradosados como elementos tipo cable (cable). Además, para simular la fuerza que los cables transmiten al tablero se utilizaron elementos tipo link, que son rígidos y con masa nula (ver figura 2.6)

Para el análisis del puente en estudio se llevo a cabo el siguiente procedimiento:

- Aplicación de la tensión en los cables, carga muerta y viva sobre el tablero.
- Obtención de los modos de vibración mediante un análisis modal a partir de la rigidez de la estructura teniendo en cuenta el peso propio y la tensión de los cables. Se consideraron 200 modos de vibración.
- Análisis modal espectral multimodal de acuerdo a la regla de combinación modal CQC y posterior combinación para las direcciones ortogonales (X, Y, Z) de acuerdo a la regla SRSS.
- Verificación en ELS de los esfuerzos en el tablero
- Verificación en ELS de los esfuerzos y variación de tensión debido a la carga viva en los cables.
- Verificación en estado límite último (ELU) de los esfuerzos en los cables.
- Verificación de la deflexión máxima del tablero.
- Verificación de las fuerzas internas en los pilares.

Figura 2. 6 Modelo de elementos finitos en SAP2000



A continuación se presentan los resultados obtenidos del análisis lineal estático y dinámico en estado de servicio del modelo estudiado sin tener en cuenta el proceso constructivo:

2.6 RESULTADOS NUMÉRICOS

2.6.1 Características dinámicas

Los periodos naturales predominantes para las direcciones ortogonales (X, Y, Z), junto a sus porcentajes de participación de masa son mostrados en la tabla 2.4 y 2.5 respectivamente. El primer modo natural corresponde a un desplazamiento del tablero en dirección longitudinal, el segundo modo a un desplazamiento en dirección transversal de los pilares y las torres, y el tercer modo a un desplazamiento vertical del tablero. Además, se presenta el porcentaje de participación de masa para los 200 modos de vibración analizados.

Tabla 2. 4. Periodos y porcentaje de participación de masa para los principales modos.

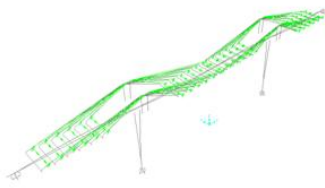

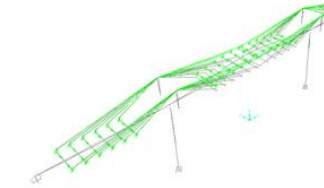
MODOS NATURALES PRINCIPALES		
Ux T [seg] - (%masa)	Uy T [seg] - (%masa)	Uz T [seg] - (%masa)
1.14965 - (63.11%)	0.7346 - (58.57%)	0.72944 - (17.77%)
		

Tabla 2. 5. Porcentaje de participación de masa para 200 modos.

PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE MASA PARA 200 MODOS DE VIBRACIÓN		
Ux	Uy	Uz
79.98%	99.91%	99.25%

2.6.2 Comportamiento de los cables

Para controlar el efecto de fatiga en los cables debido a la variación de esfuerzos que produce la carga viva se verificó que los esfuerzos no excedieran los valores admisibles (ver figura 2.7). En la *figura 2.8* se puede apreciar la variación de tensión para cada cable, mostrando valores más altos para los tirantes que se encuentran hacia el vano central y cercanos a la torre. Además se verificaron los esfuerzos en los cables para el estado límite último (ELU) (ver figura 2.9).

Figura 2.7 Esfuerzos admisibles en los cables para el estado límite de servicio (ELS)

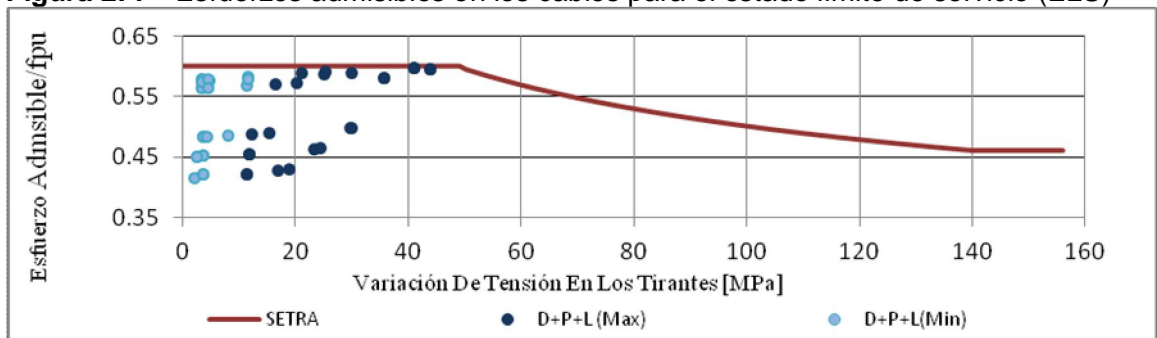


Figura 2.8 Variación de tensión en los cables

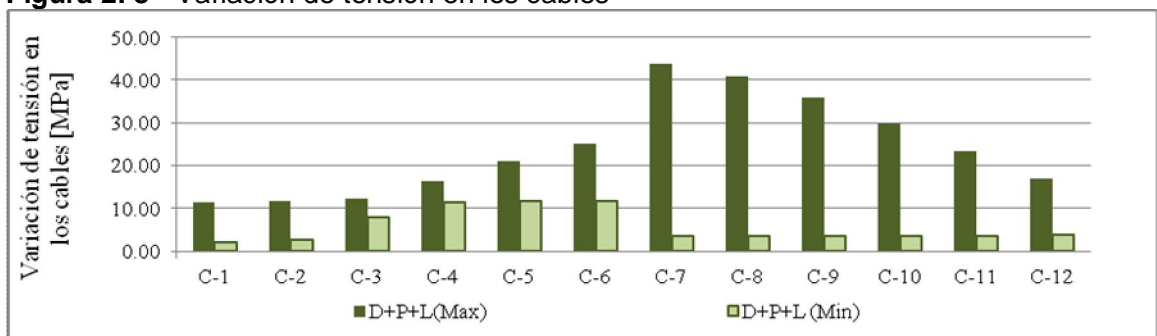
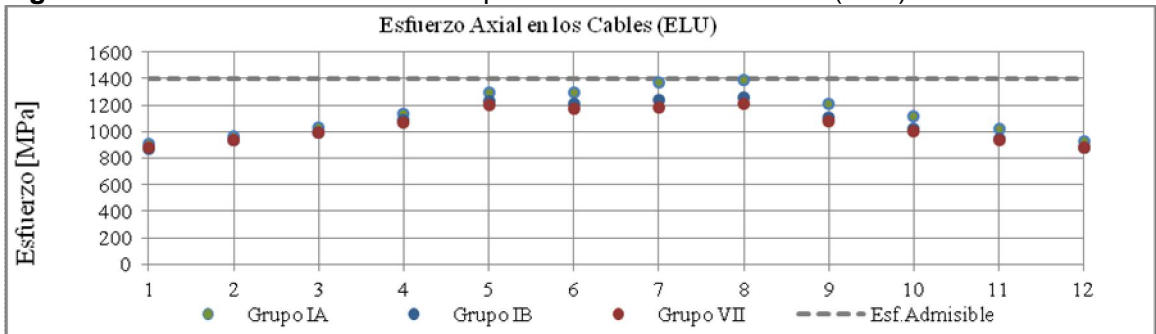


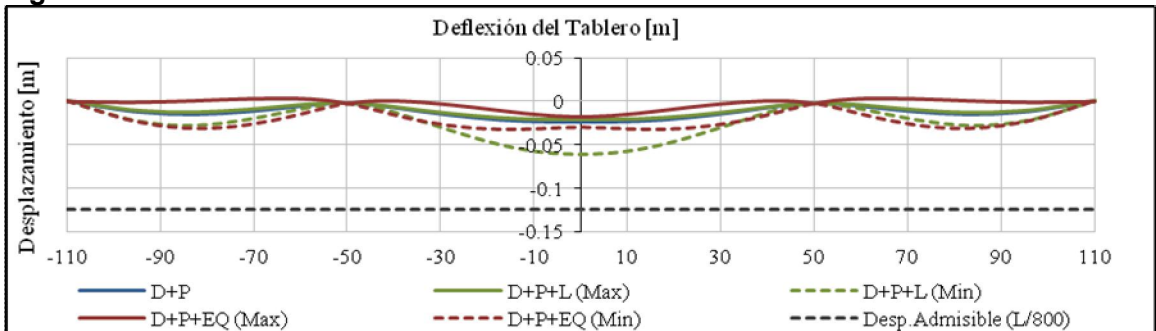
Figura 2.9 Esfuerzos en los cables para el estado límite último (ELU)



2.6.3 Comportamiento del tablero

En el tablero se analizaron las deflexiones, fuerzas internas y esfuerzos en las fibras externas. Los desplazamientos verticales, para las diferentes acciones, se muestran en la figura 2.10. Se puede observar que el desplazamiento máximo es producido por la carga viva (L), sin embargo este valor no llega a sobrepasar el desplazamiento admisible.

Figura 2.10 Deflexión del tablero



En la figura 2.11 se presentan los esfuerzos en las fibras externas del tablero. En ella se puede observar que hay zonas donde se han sobrepasado los valores admisibles (vano lateral y secciones cercanas a los pilares). Entonces se debe implementar un pretensado interno para controlar los esfuerzos producidos por la

sobrecarga, siendo esto un resultado esperado (ver figura 1.9 capítulo 1). Las fuerzas internas, compuestas por los momentos flectores, fuerzas axiales y cortantes se muestran en las figuras 2.12 a 2.14.

Figura 2.11 Esfuerzos en las fibras externas del tablero

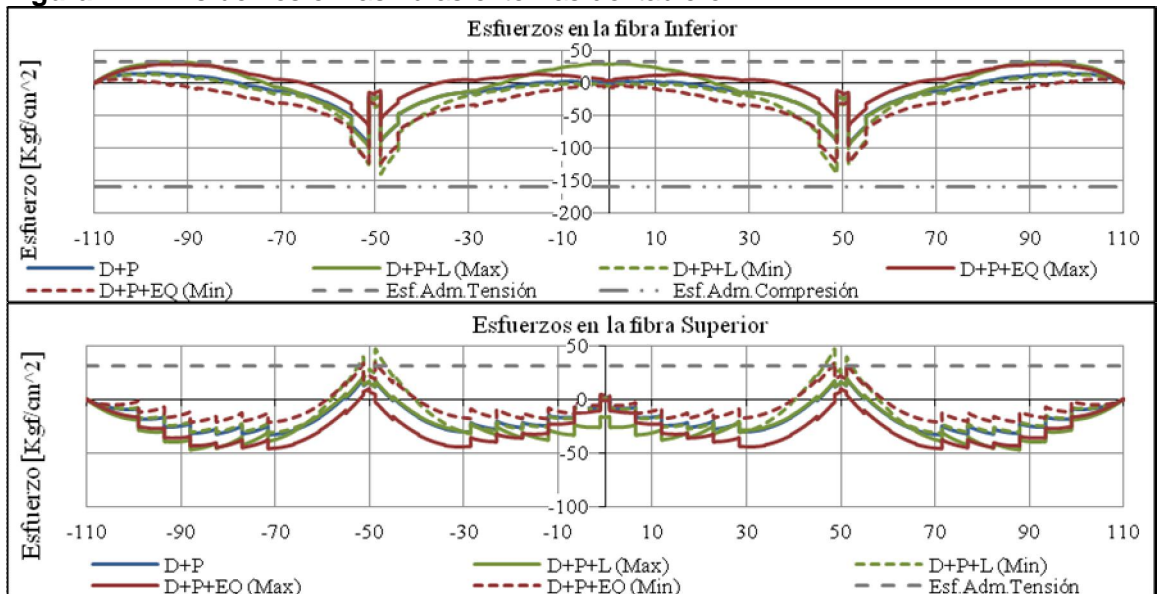


Figura 2.12 Diagrama de Momento flector en el tablero

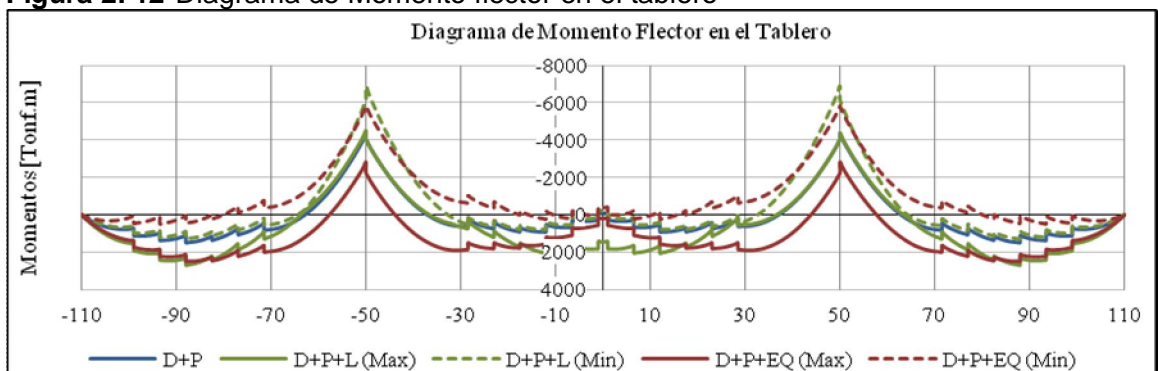


Figura 2. 13 Diagrama de fuerzas Cortantes en el tablero

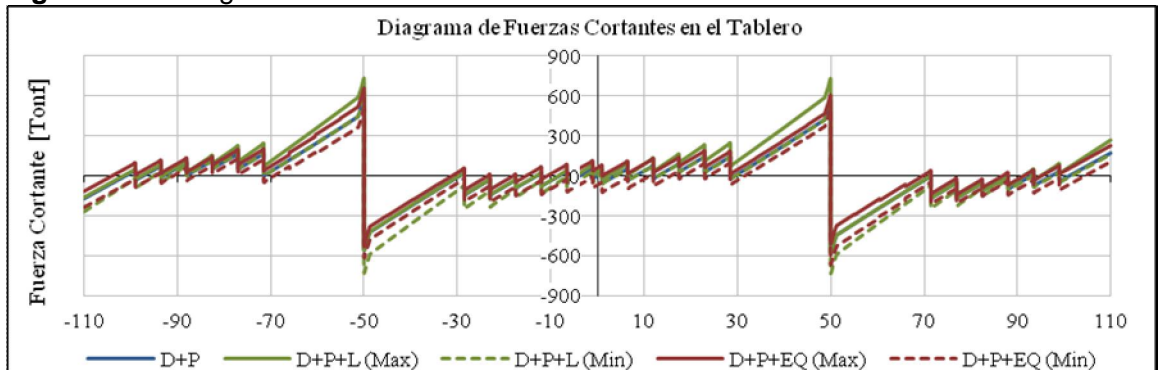
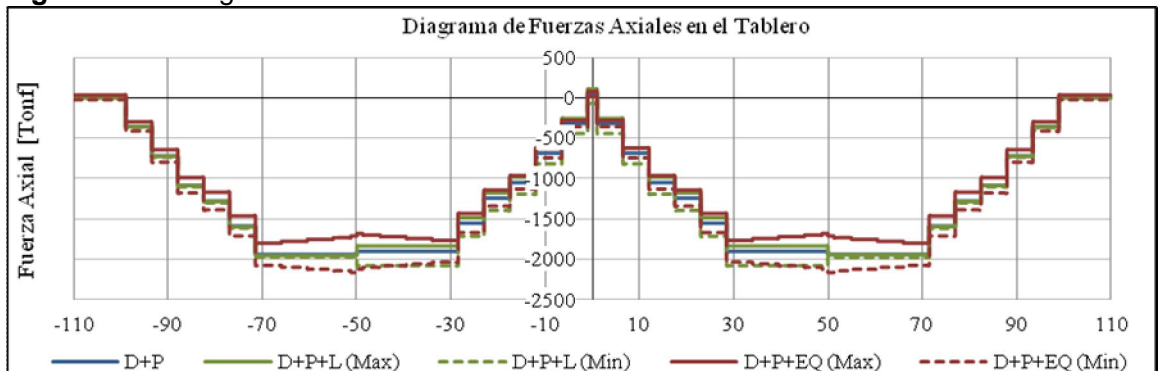


Figura 2. 14 Diagrama de fuerzas axiales en el tablero



2.6.4 Comportamiento de los pilares

En el análisis de los pilares se evaluaron los desplazamientos longitudinales (ver figura 2.16) y se verificaron las fuerzas internas (ver figuras 2.17 a 2.19)

Figura 2. 15 Deflexión longitudinal de los pilares

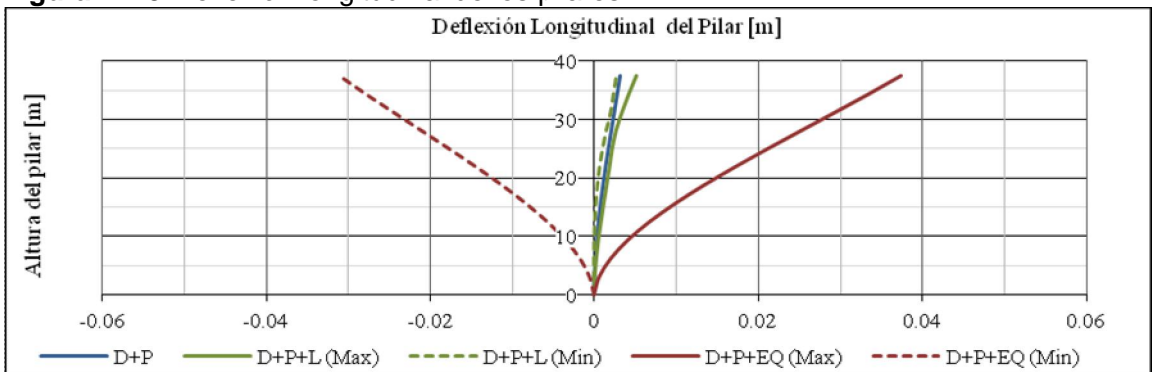


Figura 2. 16 Fuerza axial en el pilar

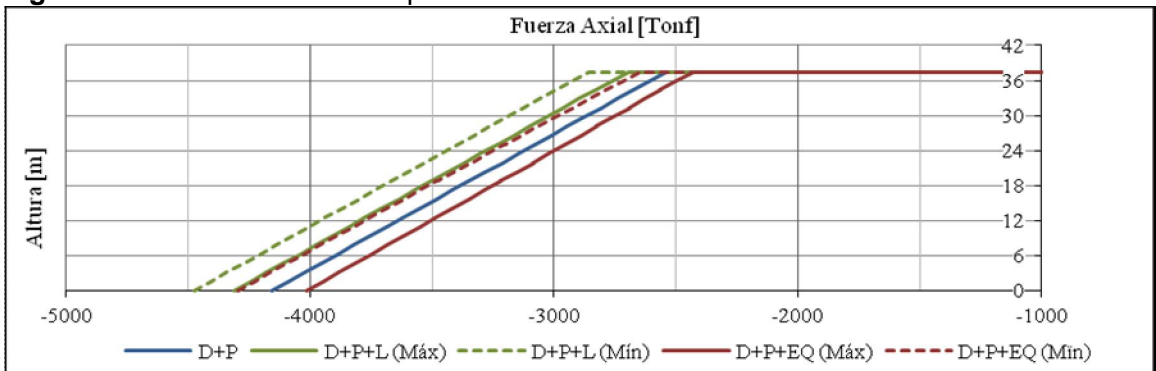


Figura 2. 17 Fuerza cortante en el pilar

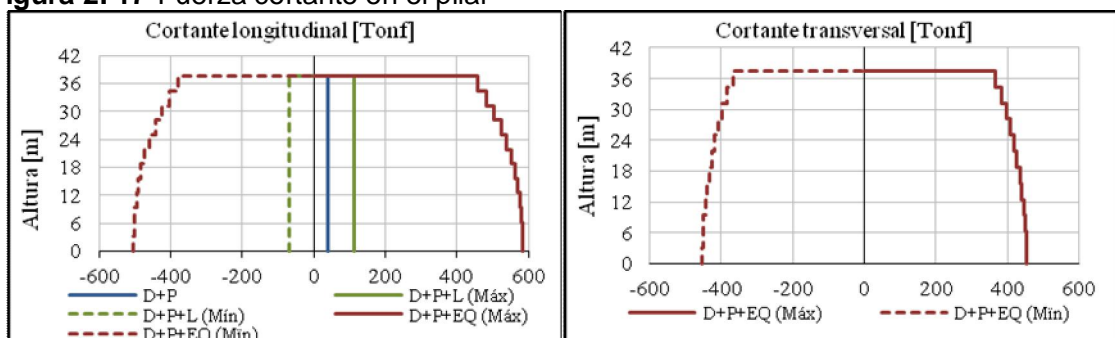
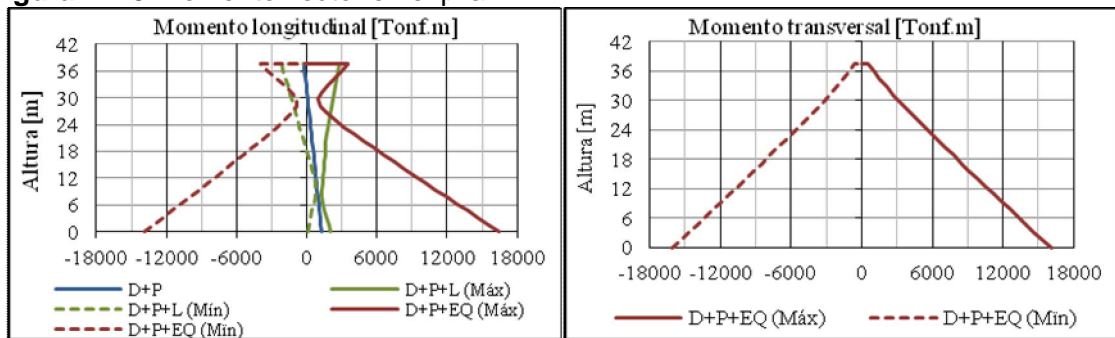


Figura 2. 18 Momento flector en el pilar



3 ANÁLISIS DURANTE CONSTRUCCIÓN.

En este capítulo se presentan los aspectos generales que deben considerarse en el desarrollo normal de un proceso constructivo. Entre los más importantes se encuentran los efectos dependientes del tiempo en los materiales, cargas asumidas durante construcción, tiempos y programación de la obra entre otros. Además se realiza el análisis del proceso constructivo y se muestra la variación de las fuerzas internas en los elementos.

3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

En un principio, durante la etapa constructiva, se debe realizar un análisis lineal (AL), donde se tengan en cuenta las cargas por construcción en cada fase. Después, un análisis más complejo debe llevarse a cabo, considerando las no-linealidades producidas por los efectos P-delta y catenaria en los cables. Además deben ser incluidos los efectos dependientes del tiempo, como la fluencia del concreto (Creep) y la retracción de fraguado (Shrinkage) debido a su importante participación en el comportamiento de la estructura. En el transcurso del presente capítulo se abordarán estos temas con mayor detalle.

3.2 EFECTOS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

Los esfuerzos y deformaciones en estructuras de concreto reforzado y presforzado están sujetos a cambios durante periodos largos de tiempo. Más aún, el módulo de elasticidad del concreto aumenta con la edad del mismo. En el acero ocurre

relajación y en el concreto actúan el Creep y Shrinkage. El efecto Creep consiste en el incremento gradual en el tiempo de la deformación debido a la aplicación sostenida de cierto esfuerzo sobre un elemento. Su magnitud depende de la edad del concreto al ser cargado y de la duración de la carga. En general, tanto el concreto como el acero presentan Creep cuando son sometidos a esfuerzos superiores al 50% de su resistencia. En la práctica, los tendones utilizados en los miembros presforzados son llevados a esfuerzos entre 0.5 y 0.8 de su resistencia, presentando relajación cuando son sometidos a tensiones prolongadas.

3.2.1 Efectos Creep y Shrinkage

Los efectos dependientes del tiempo tienen un gran impacto en la geometría de la estructura, y por consiguiente en la configuración final de esfuerzos. Por esta razón, para realizar un análisis confiable durante construcción, se debe tener en cuenta la secuencia precisa de erección.

Las deformaciones debido al Creep pueden ser del orden de 1.5 a 3 veces las deformaciones elásticas del elemento, desarrollándose principalmente en edades tempranas. Su magnitud depende de muchos factores, guardando cierta relación con condiciones particulares del proyecto. Algunas de estas relaciones se exponen a continuación:

- El efecto Creep aumenta con el incremento de la relación agua-cemento.
- El efecto Creep disminuye con el incremento de la edad y la resistencia del concreto cuando se carga.
- Aumenta con el incremento de la temperatura del ambiente y el decremento de la humedad.
- Depende de otros factores como la calidad del cemento, el tamaño del agregado, el tipo de cemento, condiciones de exposición entre otros.

El efecto Creep total en el tablero estará compuesto por la superposición de los efectos producidos por las cargas de presfuerzo, la fuerza de compresión producida por los cables y los momentos flectores presentes sobre los elementos.

Por otra parte, el Shrinkage ocurre cuando el curado del concreto se realiza a cielo abierto, lo que produce un cambio de volumen. Si el elemento se encuentra restringido van a aparecer esfuerzos adicionales. Para realizar un análisis confiable deben considerarse los acortamientos axiales y las deflexiones producidas por este fenómeno, ya que esto afecta considerablemente la geometría final de la estructura.

3.2.2 Modelamiento del Creep

El comportamiento del concreto se puede representar en un modelo elasto-plástico debido a sus propiedades dependientes del tiempo. En general, la deformación total $\varepsilon(t)$ de un elemento sometido a un esfuerzo uniaxial en un tiempo determinado después del vaciado del mismo puede discretizarse de la siguiente manera:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{el}(t) + \varepsilon_{cr}(t) + \varepsilon_{sh}(t) + \varepsilon_T(t)$$

$\varepsilon_{el}(t)$ corresponde a la deformación elástica, $\varepsilon_{cr}(t)$ deformación por Creep, $\varepsilon_{sh}(t)$ deformación por Shrinkage y $\varepsilon_T(t)$ deformación por dilatación térmica. A su vez se puede ordenar esta ecuación como:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{\sigma}(t) + \varepsilon_n(t)$$

Donde:

$\varepsilon_{\sigma}(t) = \varepsilon_{el}(t) + \varepsilon_{cr}(t)$: está asociado a los esfuerzos dependientes de deformaciones.

$\varepsilon_n(t) = \varepsilon_{sh}(t) + \varepsilon_T(t)$: está asociado a los esfuerzos no dependientes de deformaciones.

La deformación producida por el Creep puede ser expresada en términos de la deformación elástica. Para un esfuerzo constante aplicado en el tiempo t_0 se tiene que:

$$\varepsilon_{cr}(t, t_0) = \varepsilon_{el}(t_0) * \varphi(t, t_0) = (\sigma_c / E_{ci}) * \varphi(t, t_0)$$

Donde:

$\varphi(t, t_0)$: Coeficiente Creep

E_{ci} : Modulo de elasticidad del concreto a los 28 días.

Es así como se llega a la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{\sigma}(t) = \varepsilon_{el}(t) * [1 + \varphi(t, t_0)]$$

3.2.3 Ejemplo de verificación del Creep

Diferentes códigos describen modelos que representan los efectos producidos por el Creep y el Shrinkage, entre los más reconocidos se encuentran:

- CEB-FIB 1990 (adoptado por el *Comité Européen du Béton*)
- ACI 209 Code (American Concrete Institute)
- PCA

En este estudio se ha adoptado el CEB-FIB 1990, modelo que viene incluido en el software comercial de elementos finitos SAP2000Advance v.14® que permite considerar los efectos Creep y Shrinkage durante el análisis del proceso constructivo. Para ello, diferentes parámetros deben ser definidos, describiendo las condiciones ambientales, propiedades de los materiales y de la secciones. En la simulación del proceso constructivo es de gran importancia especificar la edad del elemento al momento de ser cargado, duración de cada etapa y secuencia

precisa de erección. Si no se cuentan con los tiempos correctos en las fases de construcción los resultados obtenidos podrían alejarse de la realidad.

Para verificar los efectos del Creep en la estructura se ha llevado a cabo un ejemplo de comprobación presentado en (GRABOW, 2004) de dos formas: siguiendo los lineamientos del CEB-FIB 90 (Teórica) y por medio de SAP2000. A continuación se muestran los parámetros del ejemplo de comprobación:

El sistema estructural consiste en un elemento en voladizo, el cual va a ser cargado con tres fuerzas axiales de igual magnitud ($P1 = P2 = P3 = 100 \text{ tonf}$). La primera carga $P1$ es aplicada cuando el elemento tiene una edad de 7 días, la segunda carga $P2$ es aplicada a los 60 días de edad y la tercera carga $P3$ es aplicada a los 180 días. Finalmente se hace una verificación a los 460 días. Las propiedades de la sección y los datos de entrada para realizar el análisis del efecto Creep se muestran en las tablas 3.1 y 3.2

Figura 3.1 Ejemplo de verificación del Creep

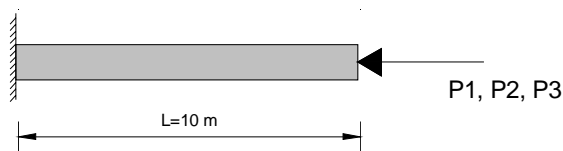


Tabla 3.1 Propiedades de la sección del ejemplo de verificación del Creep

Propiedades de la sección	
Área (A)	1 m^2
Inercia (I)	0.08333 m^4
Coefficiente de poisson (u)	0.18
Modulo de elasticidad (E)	$3.63 \cdot 10^6 \text{ tonf/m}^2$

Tabla 3. 2 Datos de entrada para el análisis Creep

Datos de entrada para el análisis Creep	
Código	CEB-FIP
Resistencia a compresión del concreto a la edad de 28 días	4000 tonf/m ²
Humedad relativa	80%
Tamaño, h ¹	0.4 m
Edad del concreto al comienzo de ser cargado	7 días
Bsc ²	8

En la figura 3.2 se muestra la función Creep dependiente del tiempo calculada por Sap2000 de acuerdo a los datos de entrada suministrados en la tabla 3.2. En este análisis no se tuvo en cuenta el efecto Shrinkage. Para llevar a cabo la verificación, en primera instancia se calculan las deformaciones de acuerdo a las fórmulas del CEB-FIB 90, posteriormente se verifica con los resultados arrojados por Sap2000.

La deformación elástica (ΔL_{el}) producida por cada carga P_i es de 0.2755 mm correspondiente a la formula $\Delta L_{el} = P \cdot L / AE$

La deformación producida por el efecto Creep es calculada de acuerdo a la expresión:

$\epsilon(t) = \epsilon_{el}(t) + \epsilon_{cr}(t) = \epsilon_{el}(t) \cdot [1 + \phi(t, t_0)]$. En el anexo A se encuentra el cálculo detallado de los coeficientes Creep siguiendo las formulas del CEB-FIB. De igual manera estos coeficientes son mostrados para cada etapa constructiva en la tabla 3.3.

¹ $h = A / 2u$ A: area sección transversal u: Perímetro expuesto a la atmósfera

² Bsc: 4 para cementos de endurecimiento lento (SL), 5 para cemento normal o rápido (N o R), 8 para cementos de alta resistencia y endurecimiento rápido

Figura 3.2 Función Creep

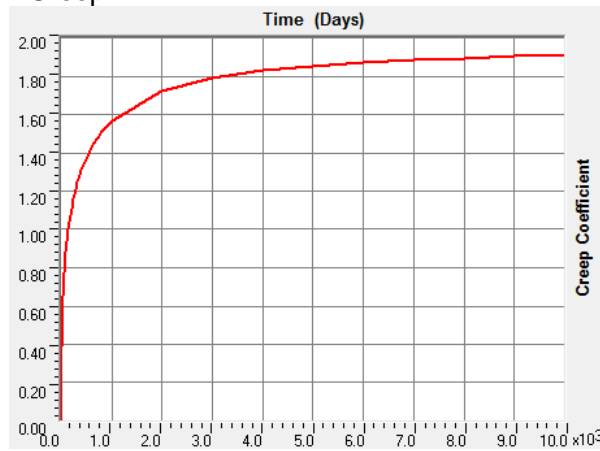


Tabla 3.3 Tabla de resultados de la verificación de Creep

Etapa j	t (Días)	ϕ_{1j}	ϕ_{2j}	ϕ_{3j}	ΔL (Teórico)	ΔL (SAP2000)
1	7	0	0	0	0.27548209	0.275482
2	60	0.775100524	0	0	0.7644905	0.764491
3	180	1.073938564	0.64836842	0	1.30091101	1.300911
4	460	1.35260397	0.875988249	0.65286319	1.62023565	1.620236

La tabla anterior muestra que las deformaciones calculadas en Sap2000 son exactamente iguales a las calculadas manualmente con las formulas del CEB-FIB, donde ϕ_{ij} representa el coeficiente Creep para la carga “i” en la etapa “j”. En general, la deformación total ΔL para una etapa j corresponde a:

$$\Delta L_j = \sum_{i=1}^n [(\phi_{ij} + 1) * \epsilon_{el i}] * L \quad ; \quad \phi_{ij} = 0 \text{ si } i \leq j$$

Donde “n” es el número de cargas aplicadas. $\phi_{ij} = 0 \text{ si } i \leq j$ debido a que las deformaciones por Creep no se desarrollan inmediatamente, sino un tiempo después de la aplicación.

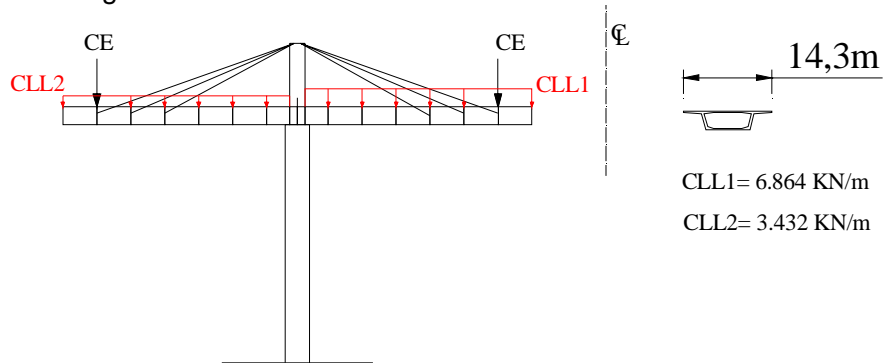
3.3 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS DURANTE CONSTRUCCIÓN

El análisis durante construcción fue realizado en el software SAP2000Advance v.14®, en el cual se consideraron las no-linealidades geométricas, el efecto P-delta, catenaria de los cables y los efectos dependientes del tiempo como Creep y Shrinkage. Para la simulación del proceso constructivo se tomaron cargas y tiempos de ejecución usuales de una construcción llevada a cabo por el método de voladizos sucesivos con dovelas fundidas en el sitio. A continuación se presentan los parámetros empleados en este estudio:

3.3.1 Acciones durante construcción

- DEAD: Peso propio de la estructura.
- SD: Carga superimpuesta correspondiente al peso de la carpeta asfáltica y barandas. Se aplica una vez terminado el puente.
- CE: Peso del carro de avance correspondiente a 40 tonf.
- DIFF: Carga diferencial, correspondiente al 2% del peso propio, aplicada en el vano principal para tener en cuenta posibles desbalances.
- CLL: Carga viva de construcción, correspondiente a $4.8 \cdot 10^{-4}$ MPa por unidad de área del tablero en el vano principal (CLL1) y $2.4 \cdot 10^{-4}$ MPa por unidad de área en los vanos laterales (CLL2).
- P: Consiste en la presolicitación de los cables extradados. Para ello se empleó el mismo grado de tensionamiento que en el análisis lineal (AL) expuesto en el capítulo 2.

Figura 3.3 Cargas durante construcción



3.3.2 Secuencia de construcción

Se adoptó una secuencia estándar de construcción, asumiendo un procedimiento simétrico respecto al centro del vano principal. Las principales fases de construcción se muestran en la figura 3.4.

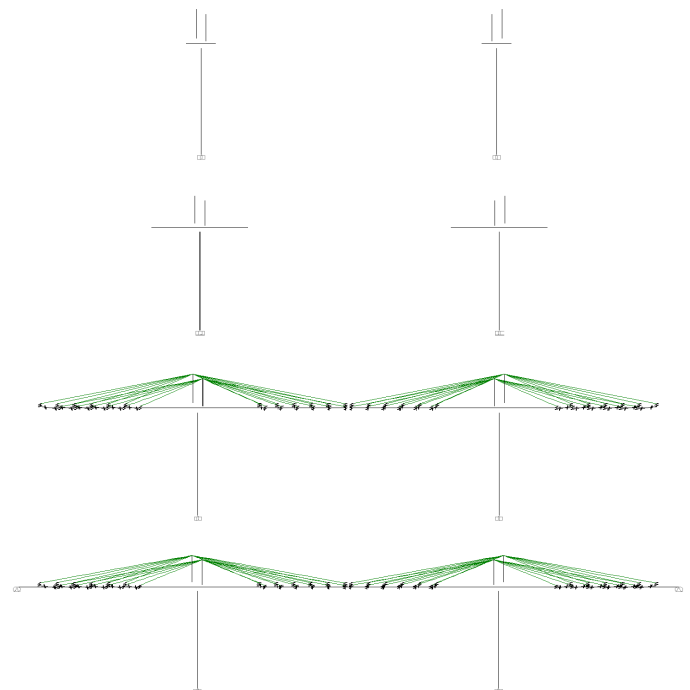
Figura 3.4 Principales fases de construcción

Ejecución de los pilares y torres.
Construcción de las dovelas de apoyo y dovela 1 sobre cimbra.

Ejecución de las dovelas restantes hasta la primera dovela con cable.

Construcción de las dovelas con cables hasta la dovela 9. En este punto los voladizos son simétricos.

Cierre en los vanos laterales con la construcción de la dovela 10 sobre cimbra. Posteriormente se construye la dovela de cierre en el vano principal.



Los tiempos de ejecución de obra dependen principalmente de las condiciones particulares de cada proyecto. Sin embargo, los tiempos empleados en este estudio corresponden a los usados normalmente en la práctica. Para la sub-estructura se ha adoptado un ciclo de construcción de 3 metros por semana (7 días). Una vez terminada la sub-estructura se ensambla una formaleta especial apoyada sobre los pilares cuya función es sostener la dovela de apoyo y dovela 1 durante su fundición, con una duración de 6 semanas. Cuando la formaleta se ha armado se funde la dovela de apoyo, las torres y la dovela 1. Se esperan 28 días para que el concreto alcance una resistencia adecuada y se ensamblan los carros de avance, comenzando así el ciclo normal de las dovelas. El ciclo de construcción para una dovela estándar normalmente es de 7 días (ver tabla 3.4)

Tabla 3.4 Ciclo de construcción de una dovela estándar

Actividad	1	2	3	4	5	6	7
Movimiento del carro de avance	■						
Refuerzo, ductos y ajuste de formaletas		■	■	■			
Vaciado de las dovelas					■		
Desencofrado y curado del concreto					■	■	
Enfilado de torones						■	
Tensionamiento de cables							■

3.3.3 Parámetros adoptados en el análisis de los efectos dependientes del tiempo

Los parámetros usados en este análisis corresponden a los mencionados en el código CEB-FIB 90. Se distinguieron tres configuraciones: el tablero, los pilares y las torres. Los resultados se muestran a continuación.

Tabla 3. 5 Parámetros adoptados en el análisis de los efectos dependientes del tiempo

Parámetros	Tablero	Pilares	Torres
Humedad relativa, RH (%)	82	82	82
Tamaño, h (m)	0.4922	0.8935	0.9375
Coefficiente Shrinkage, Bsc	8	8	8
Comienzo del Shrinkage (días)	3	3	3

3.4 COMPORTAMIENTO DURANTE CONSTRUCCIÓN

En la etapa constructiva diferentes aspectos deben ser controlados como los desplazamientos y esfuerzos en las fibras extremas del tablero, además la tensión en los cables. Durante la construcción del tablero se van acoplado las dovelas una por una hasta la culminación del mismo (D1, D2,....., D10, DCL¹), posteriormente se adiciona la carga superimpuesta (SD²) y se remueven las cargas de construcción. Los resultados obtenidos del procedimiento descrito se muestran a continuación:

3.4.1 Comportamiento del tablero.

Durante la ejecución del tablero se generan momentos negativos propios del proceso constructivo, cuya magnitud se hace más crítica a medida que aumenta la longitud del voladizo (Ver figura 3.5). Debido a esto los esfuerzos en la fibra superior de las dovelas sin cables exceden los valores admisibles a tensión (Ver figura 3.6).

¹ DCL: Dovela de Centro de luz

² SD: Carga superimpuesta correspondiente al peso de la carpeta asfáltica y las barandas

Figura 3.5 Diagrama de Momento Flector en el tablero durante construcción

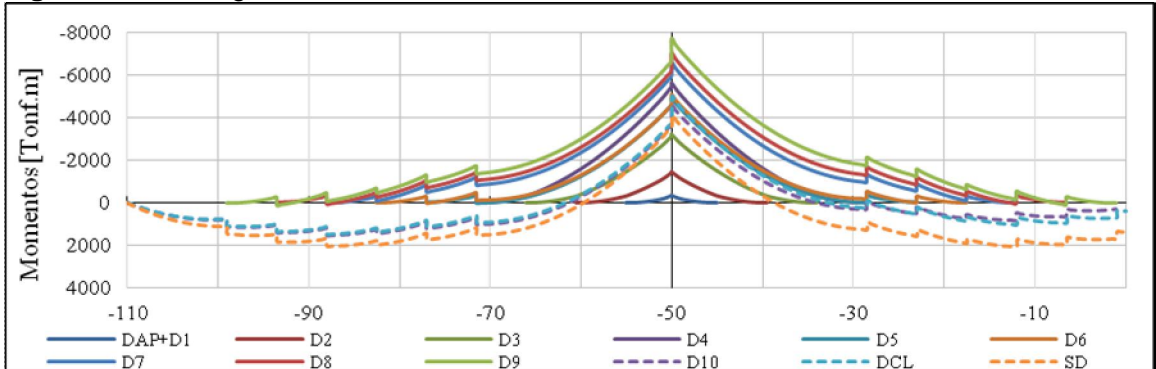
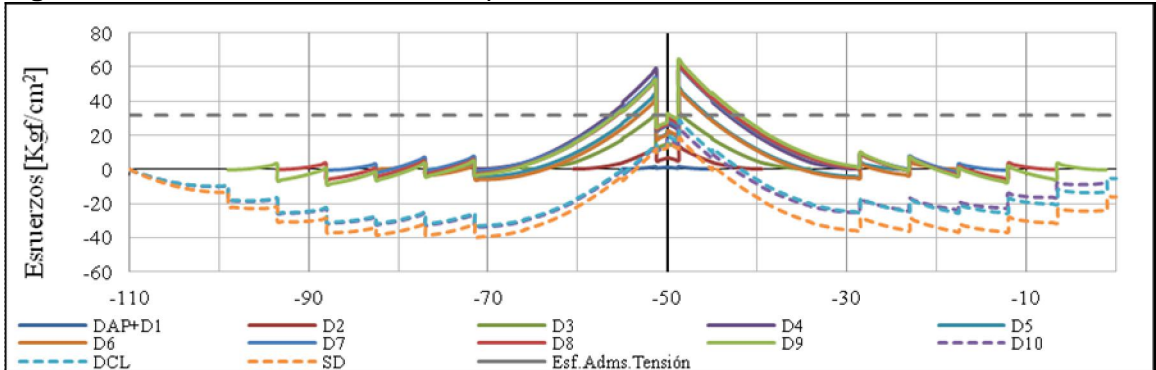


Figura 3.6 Esfuerzos en la fibra superior del tablero durante construcción



Se debe implementar un presfuerzo superior por construcción (P_{ic}) para controlar los esfuerzos en las secciones cercanas al pilar, donde el valor admisible ha sido superado. Además se debe verificar que los esfuerzos en la fibra inferior no superen el límite a compresión, ya que no sería práctico implementar un presfuerzo inferior en la dovela de apoyo (DAP) por cargas de construcción. En las figuras 3.7 a 3.9 se muestran los esfuerzos en las fibras extremas y la deflexión del tablero durante construcción, los cuales llevan incluido el presfuerzo interno por construcción ($+P_{ic}^1$).

¹ Pic: Presfuerzo interno requerido por cargas de construcción.

Figura 3.7 Esfuerzos en la fibra superior del tablero durante construcción (+Pic)

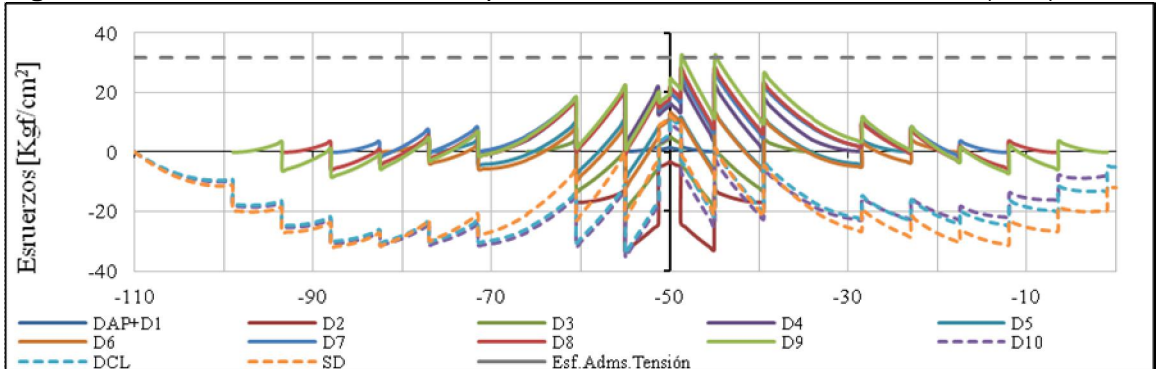


Figura 3.8 Esfuerzos en la fibras inferior del tablero durante construcción (+Pic).

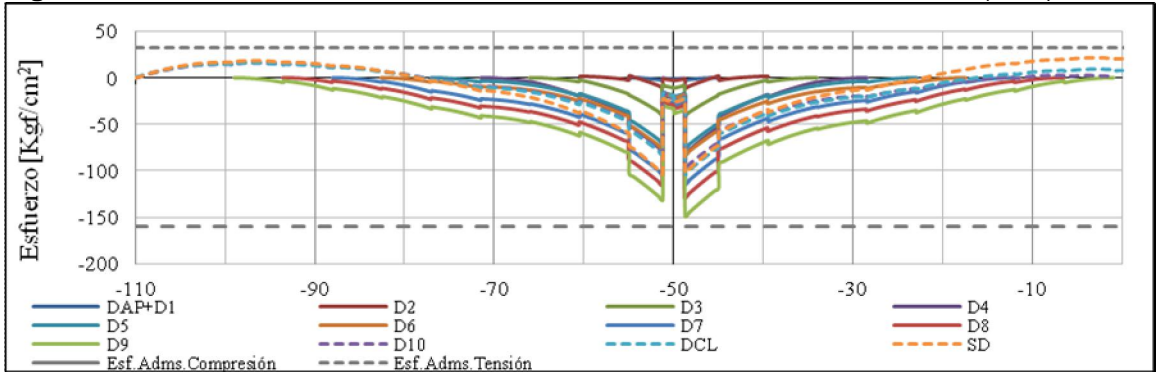
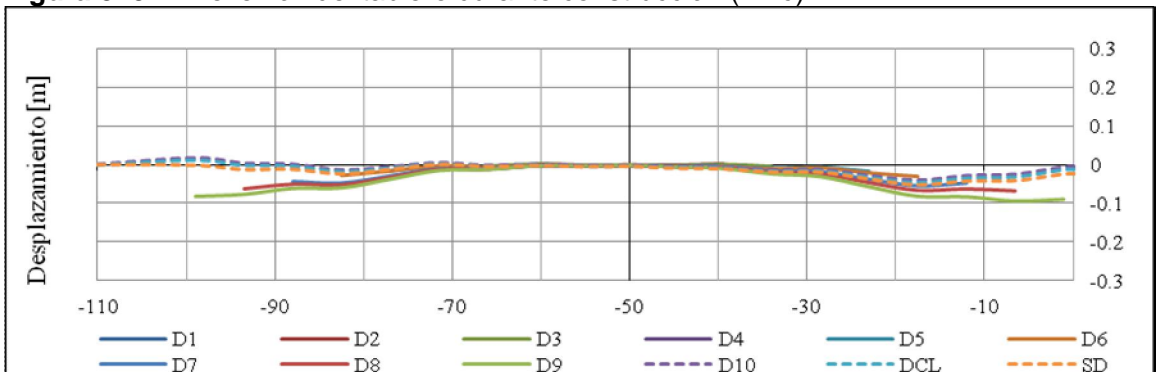
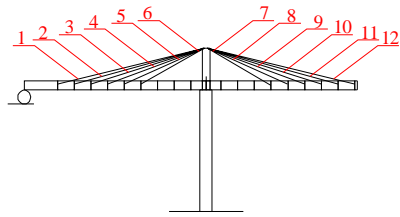


Figura 3.9 Deflexión del tablero durante construcción (+Pic)





3.4.2 Comportamiento de los cables

Durante la etapa constructiva los cables se ven sometidos a grandes esfuerzos, inclusive a valores por encima de los observados cuando el puente se encuentra en servicio. Por esta razón se verificó que durante la fase constructiva los esfuerzos no superaran el valor de $0.6f_{pu}$ (ver figura 3.10). La variación de tensión en los cables durante las diferentes fases de construcción es mostrada en las figuras 3.11 y 3.12, observándose una redistribución en las etapas donde se instalan los tirantes restantes. Debido a la simetría solo se muestran los resultados de una sola torre para los cables orientados hacia el vano lateral y los orientados hacia el vano central

Figura 3. 10 Esfuerzos máximos en los cables durante construcción

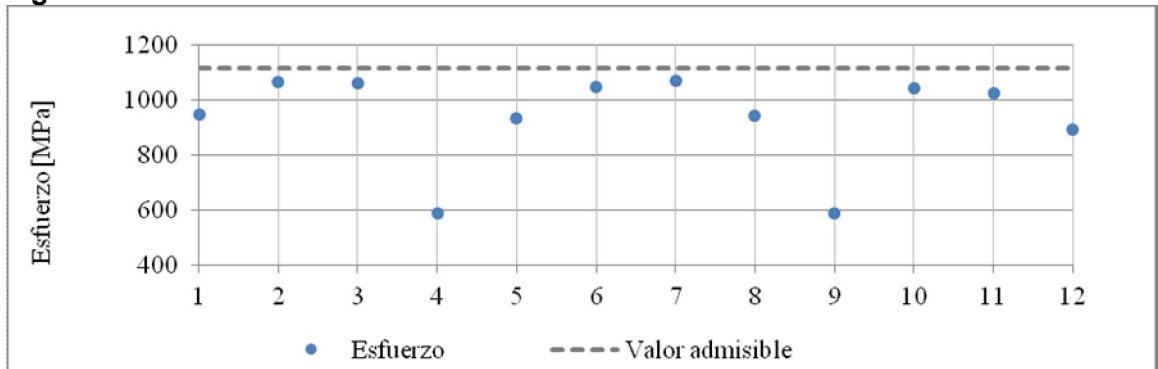


Figura 3. 11 Variación de tensión en los cables durante construcción (Vano lateral)

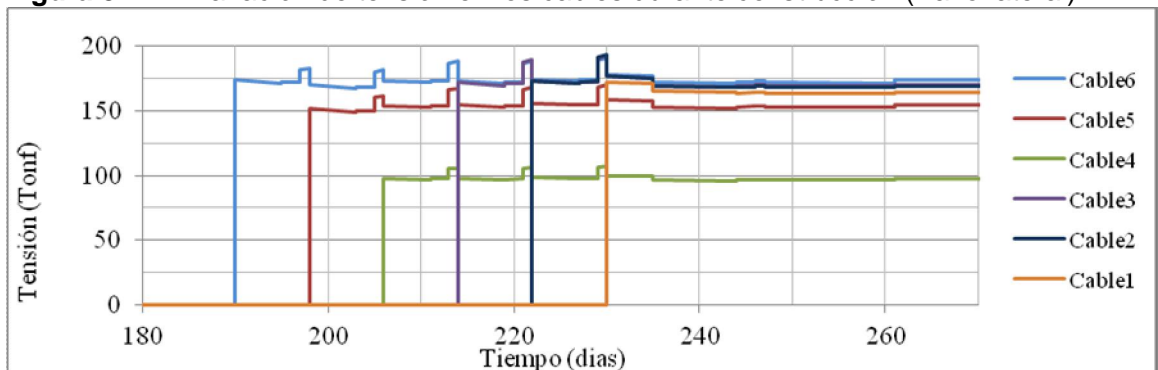
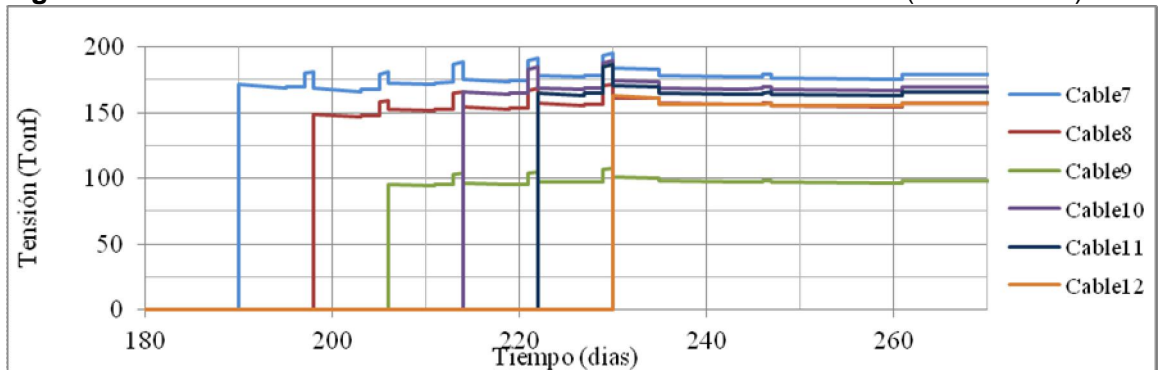


Figura 3. 12 Variación de tensión en los cables durante construcción (Vano central)



3.5 ETAPA FINAL DE CONSTRUCCIÓN

La deflexión vertical del tablero al final del proceso constructivo es mostrada en la figura 3.13. Para ello se ha definido “Kc: t=0” que representa a la estructura en la etapa final de construcción (t=0) después de que se ha aplicado la carga superimpuesta (SD) y se han removido las cargas por construcción. Además en las figura 3.14 a 3.16 se presenta la configuración final de las fuerzas internas del tablero en t=0. En este análisis se consideró la carga muerta (D^1), el presforzado por construcción (P_{ic}) y la presolicitación de los cables extradados (P).

¹ D = DEAD + SD: Peso propio de la estructura y carga superimpuesta correspondiente al peso de la carpeta asfáltica y barandas.

Figura 3. 13 Deflexión vertical del tablero en la etapa final de construcción (t=0) debido a las cargas permanentes (D+P+Pic)

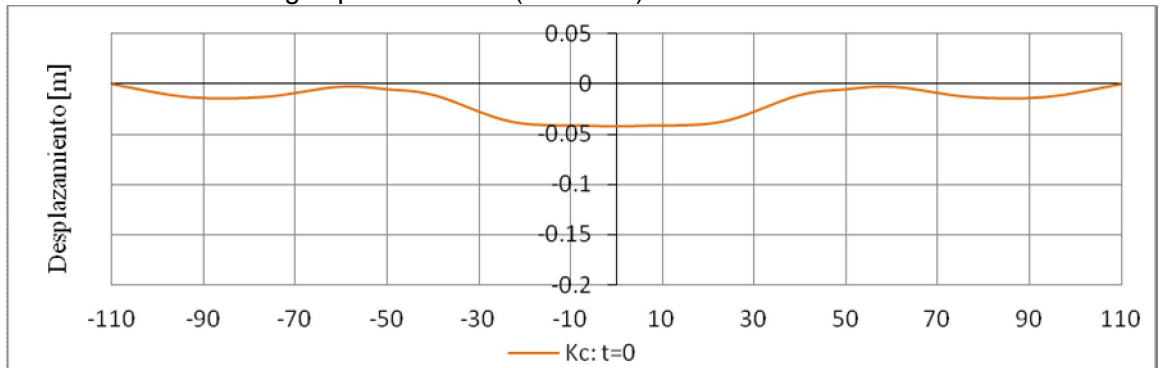


Figura 3. 14 Diagrama de Momento flector en el tablero en la etapa final de construcción (t=0) debido a las cargas permanentes (D+P+Pic)

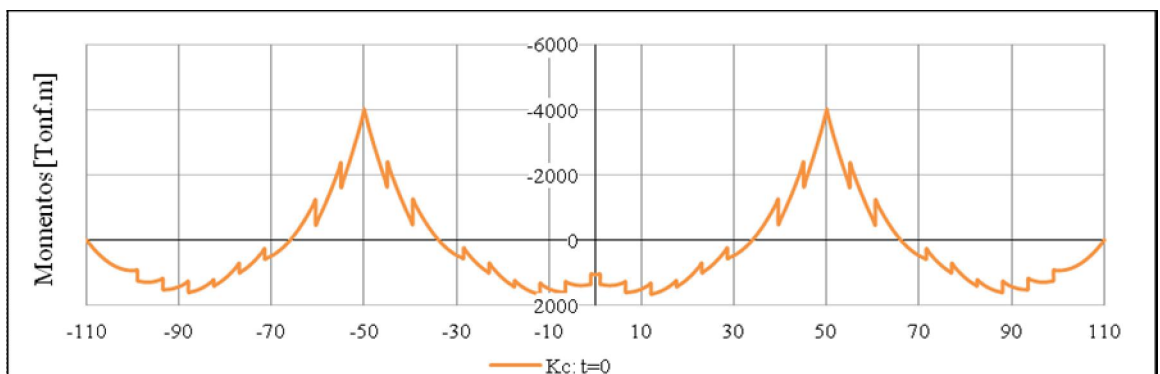


Figura 3.15 Diagrama de fuerzas axiales en el tablero en la etapa final de construcción (t=0) debido a las cargas permanentes (D+P+Pic)

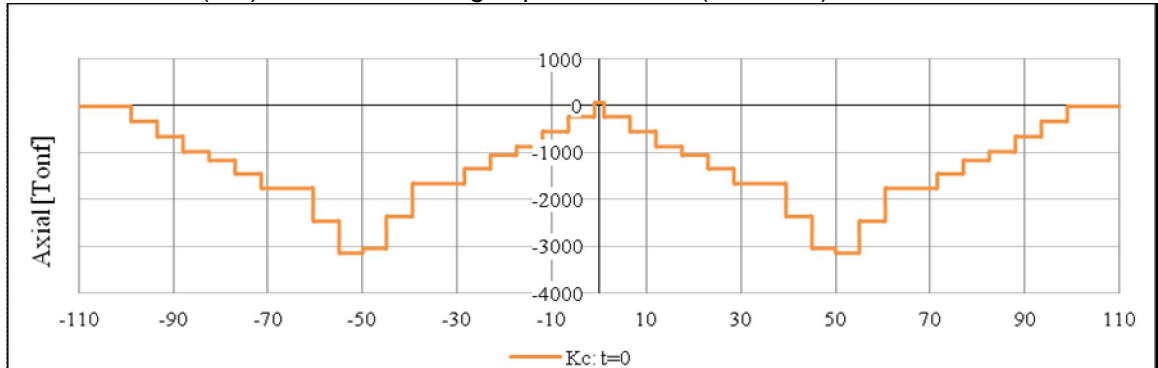
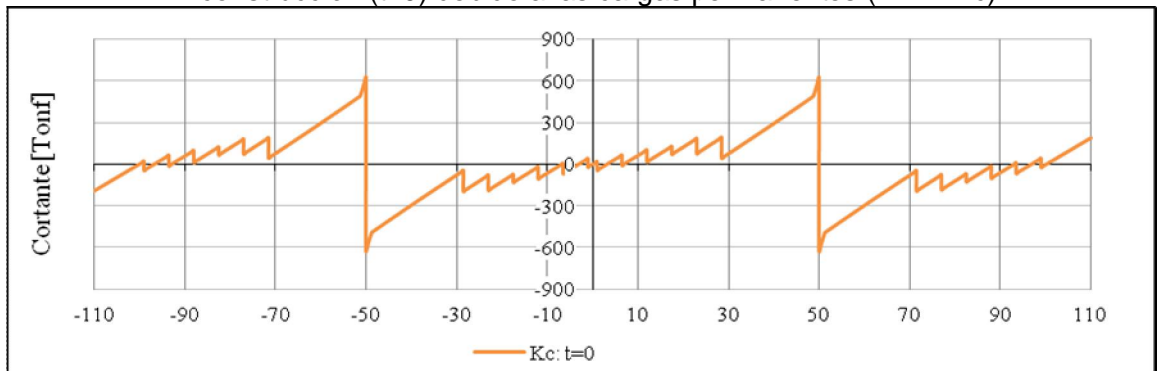


Figura 3.16 Diagrama de fuerzas cortantes en el tablero en la etapa final de construcción (t=0) debido a las cargas permanentes (D+P+Pic)



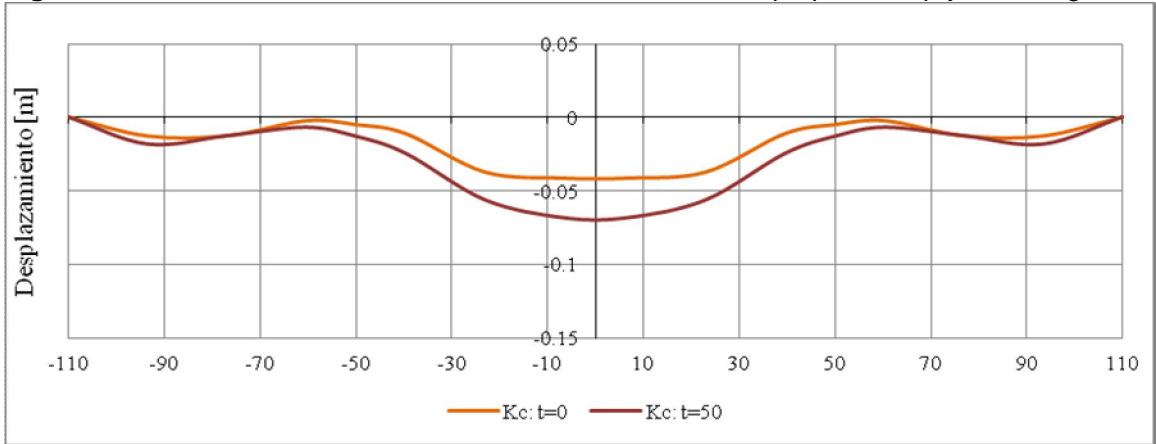
4 VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS EN EL TIEMPO

Como ya se había mencionado en capítulos anteriores, las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos pueden modificarse de manera sustancial en el proceso constructivo. Más aún, después de finalizado el puente, la configuración de esfuerzos en los elementos varía considerablemente en el tiempo. En el presente capítulo se analiza la variación de la respuesta estructural de los elementos en el tiempo sometidos solamente a las cargas permanentes (carga muerta y pretensado extradadosado). Además se compara el comportamiento estructural del puente extradadosado estudiado teniendo en cuenta el proceso constructivo contra el puente extradadosado estudiado sin considerar el proceso constructivo.

4.1 VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL TABLERO

En el tablero se observa un aumento paulatino de la deformada producido por las cargas permanentes en el transcurso del tiempo. Los efectos Creep y Shrinkage comienzan a desarrollarse en edades tempranas y van decreciendo progresivamente. Para poder apreciar la variación de los desplazamientos y fuerzas internas en los elementos se realizó un análisis del puente extradadosado modelo al final de construcción ($t=0$) y 50 años después ($t=50$), tiempo en el cual se considera que se han desarrollado por completo las pérdidas dependientes del tiempo.

Figura 4.1 Variación de la deflexión del tablero en el tiempo por Creep y Shrinkage



En cuanto a las fuerzas internas del tablero la diferencia más drástica se aprecia en los momentos flectores en el vano central y en las zonas de apoyo sobre los pilares (Ver figura 4.2), a diferencia de las fuerzas axiales y cortantes en donde no se observan cambios importantes (Ver figuras 4.3 y 4.4)

Figura 4.2 Variación de los momentos flectores del tablero en el tiempo por Creep y Shrinkage

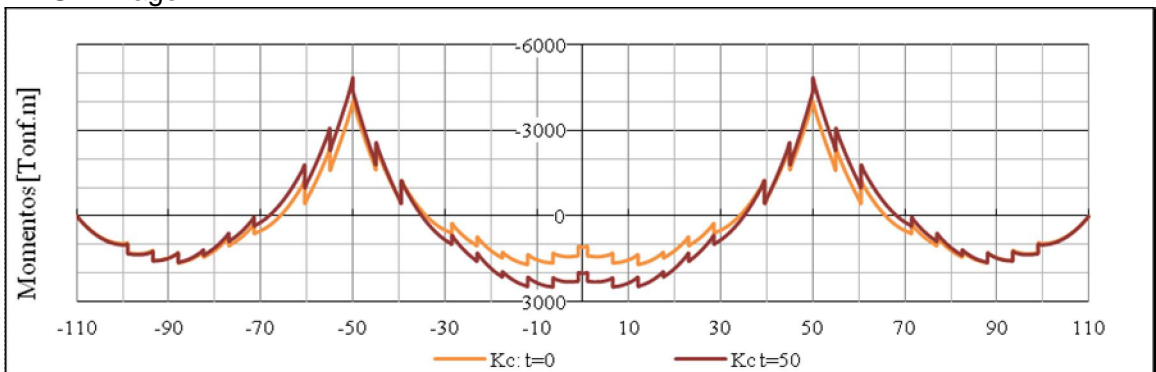


Figura 4.3 Variación de las fuerzas axiales en el tablero por Creep y Shrinkage

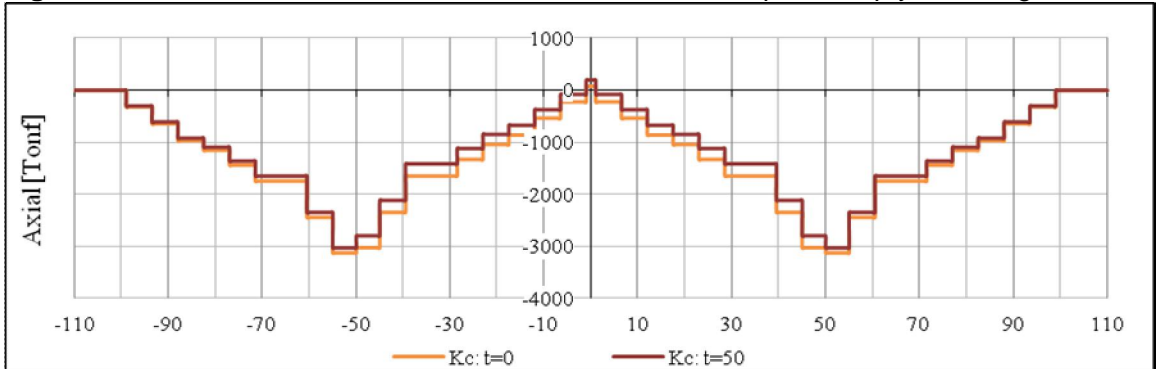
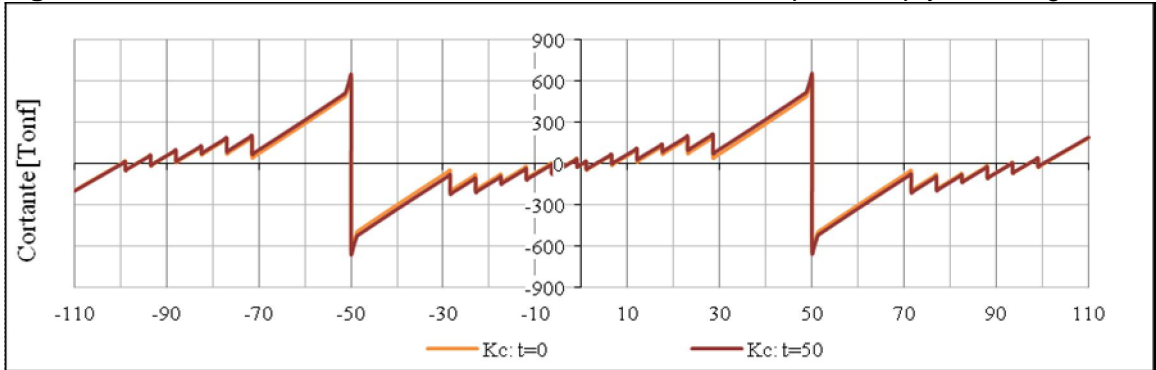


Figura 4.4 Variación de las fuerzas cortantes en el tablero por Creep y Shrinkage



4.2 VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS CABLES

El grado de tensión en los cables se ve modificado por los efectos de fluencia y acortamiento axial ocurridos en el tablero, además de sufrir relajación por estar sometidos a esfuerzos elevados. En la figuras 4.5 y 4.6 se observa el comportamiento de los cables orientados hacia el vano lateral y central a través del tiempo para un periodo de 50 años.

Figura 4.5 Variación de tensión en los cables en el tiempo (vano lateral)

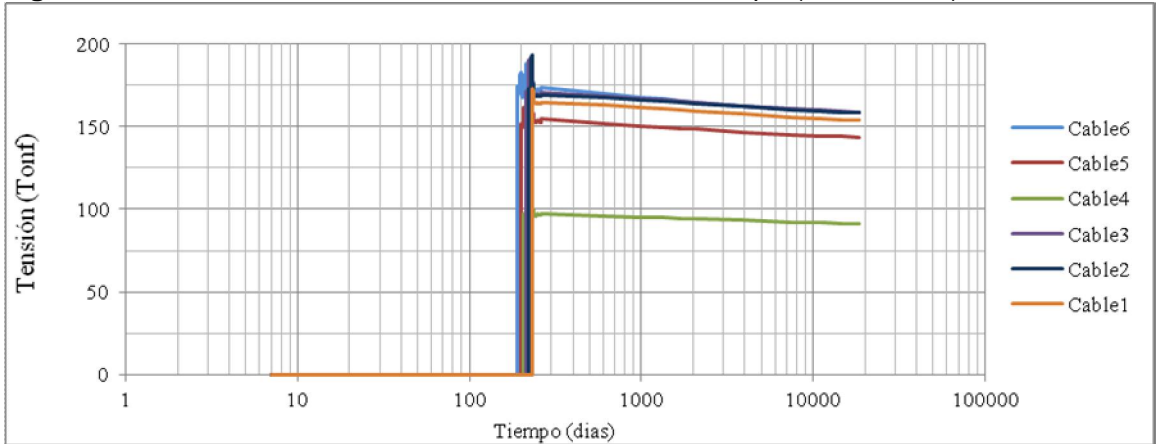
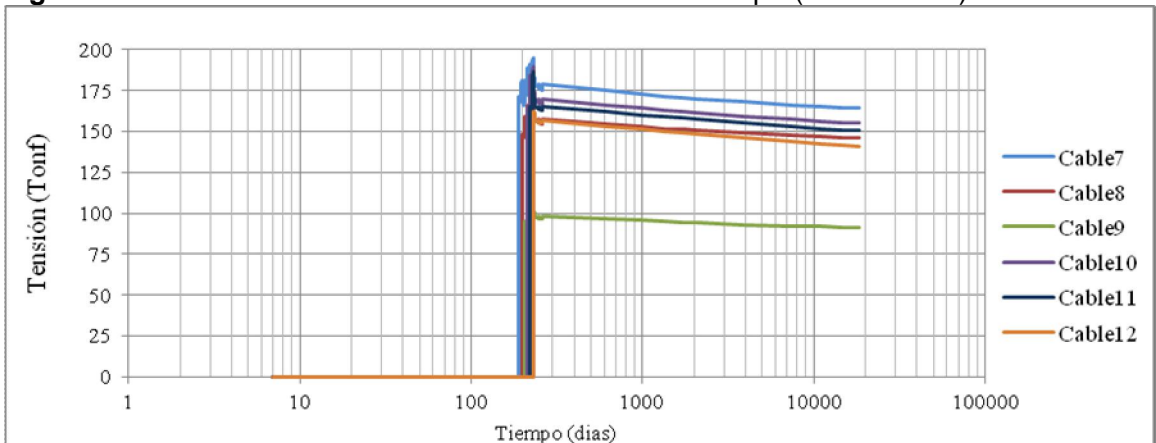
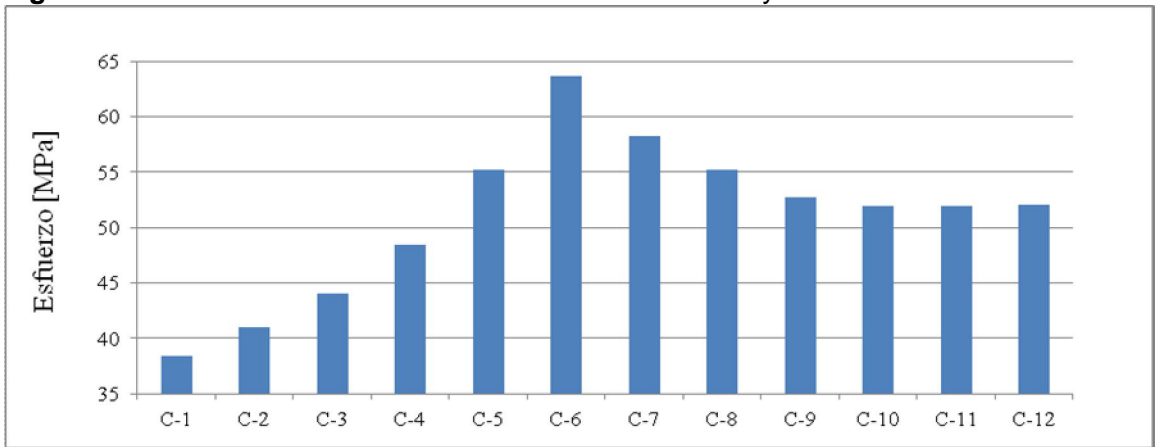


Figura 4.6 Variación de tensión en los cables en el tiempo (vano central)



En las dos gráficas anteriores se puede apreciar como los cables son instalados en un periodo corto de tiempo que correspondiente a la fase constructiva y donde ocurre una redistribución de los esfuerzos (ver figuras 3.11 y 3.12 capítulo 3). Posteriormente se observa un decremento en la tensión de los cables a medida que pasa el tiempo. Estas pérdidas de esfuerzo son mostradas en la figura 4.7, observando que las mayores pérdidas ocurren en los cables orientados hacia el vano central, entre 6% y 8% del esfuerzo en la etapa final de construcción ($t=0$).

Figura 4.7 Pérdidas de esfuerzo en los cables entre $t=0$ y $t=50$



4.3 VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO EN LOS PILARES

En los pilares la fuerza axial y el cortante longitudinal no presentan mayores diferencias, sin embargo la deriva y el momento longitudinal, al considerar el proceso constructivo, aumentan considerablemente entre $t=0$ y $t=50$ (ver figuras 4.8 y 4.9). Esto se debe principalmente a los efectos diferidos en el tiempo que tienen lugar en el tablero y que se transmiten al pilar por contar con una conexión rígida. Por esta razón, para solucionar este problema será necesario implementar algún mecanismo que permita contrarrestar las deflexiones que ocurren en el pilar entre $t=0$ y $t=50$ (*Benjumea, en proceso*)

Figura 4.8 Variación del momento flector en los pilares debido a Creep y Shrinkage

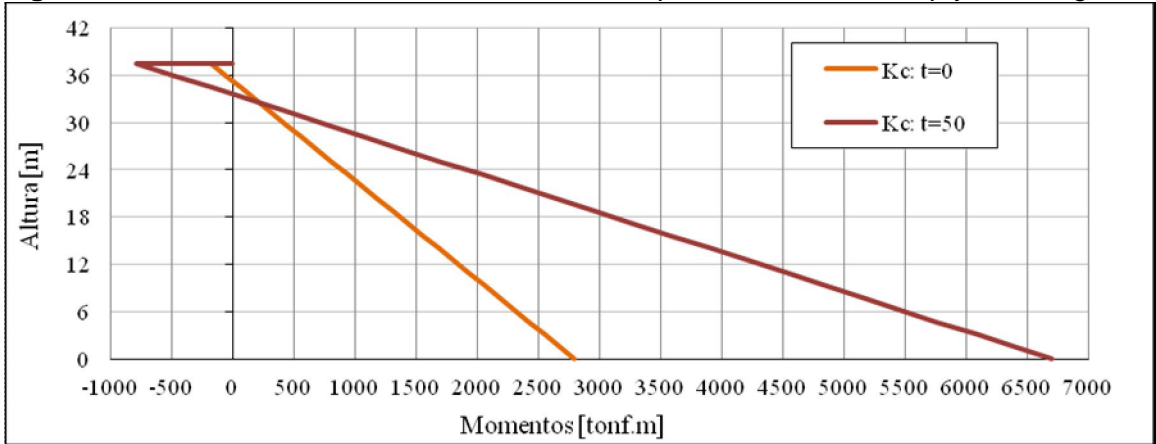
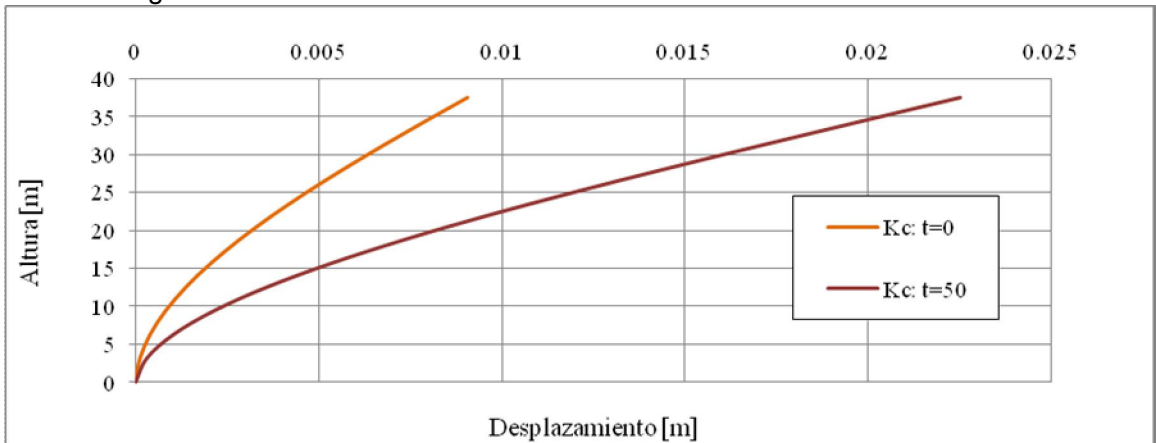


Figura 4.9 Variación de la deriva longitudinal en los pilares debido a Creep y Shrinkage



4.4 COMPARACIÓN ENTRE EL ANÁLISIS LINEAL Y EL ANÁLISIS POR CONSTRUCCIÓN

La comparación entre los dos análisis desarrollados en los capítulos 2 y 3 tiene por objeto determinar la importancia que conlleva el proceso constructivo en el análisis de los puentes extradados construidos por voladizos sucesivos. Para ello se compararon los desplazamientos y fuerzas internas en los principales elementos estructurales. En el estudio se distinguieron tres configuraciones:

- AL (D + P): Correspondiente a un análisis lineal estático sin considerar el proceso constructivo.
- Kc: t=0: Correspondiente a un análisis donde se consideraron las no-linealidades de los materiales, geométricas y proceso constructivo en la etapa final de construcción.
- Kc: t=50: Correspondiente a un análisis similar al anterior pero 50 años después de la etapa final de construcción, tiempo en el que se supone que todas las pérdidas dependientes en el tiempo se han desarrollado.

4.4.1 Comparación en el tablero

En la deflexión del tablero (Ver figura 4.10) se puede apreciar una diferencia notable, principalmente en el vano central, cuando se considera el proceso constructivo, resultando este efecto relevante en el control de desplazamientos durante construcción. Por otra parte, los momentos flectores (Ver figura 4.11) se vuelven más críticos en el vano central y en las zonas apoyadas sobre los pilares cuando se considera el proceso constructivo y las pérdidas en el tiempo.

Figura 4.10 Comparación (AL) y (Kc): Deflexión del tablero por cargas permanentes

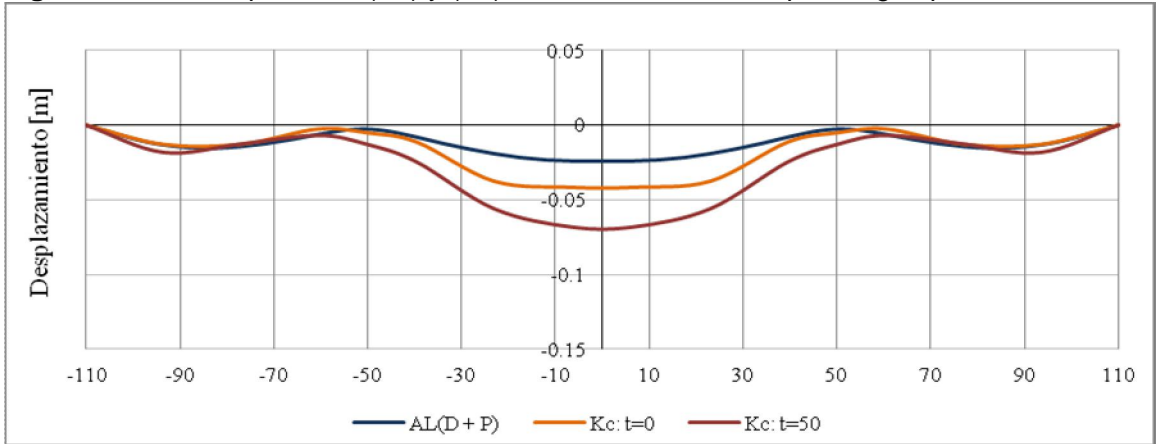
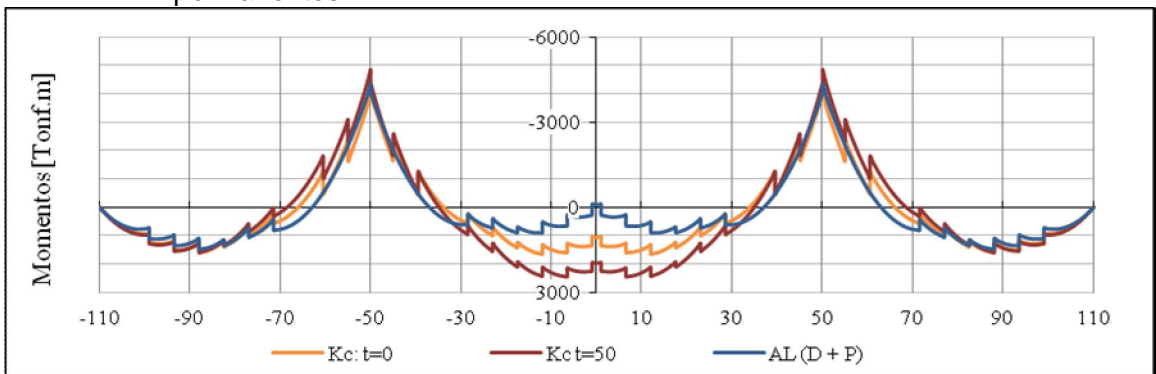


Figura 4.11 Comparación entre (AL) y (Kc): momento flector del tablero por cargas permanentes



Las fuerzas axiales en el tablero tienden a decrecer debido a la fluencia y pérdida de tensión en los cables, aunque este efecto no es considerable (ver figura 4.12). También se observa un aumento en la fuerza axial en la zona de los pilares, lo que corresponde al presfuerzo requerido por construcción. En general las fuerzas axiales y cortantes (ver figura 4.13) no presentan diferencias considerables como las observadas en los momentos flectores y deflexión del tablero.

Figura 4.12 Comparación entre (AL) y (Kc): fuerza axial del tablero por cargas permanentes

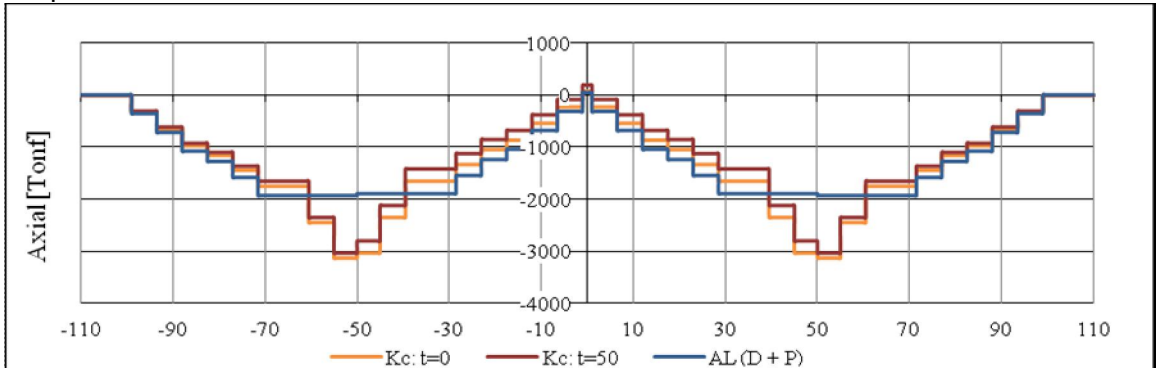
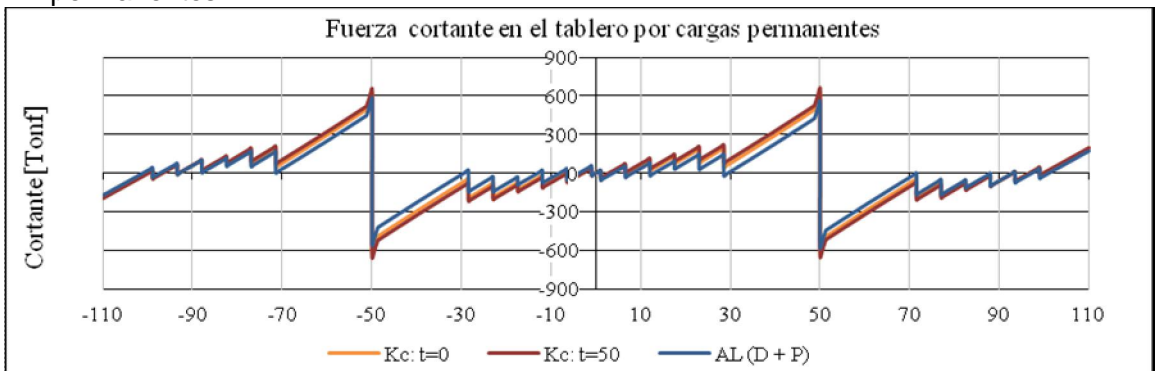


Figura 4.13 Comparación entre (AL) y (Kc): fuerza cortante del tablero por cargas permanentes



4.4.2 Comparación en los pilares

Se puede decir que en los pilares se presenta la mayor variación en cuanto a la respuesta estructural. Los momentos flectores y la deriva longitudinal aumentan considerablemente, haciéndose importante los efectos diferidos en el tiempo en el diseño a flexo-compresión de los pilares.

Figura 4.14 Comparación entre (AL) y (Kc): Momento longitudinal del pilar por cargas permanentes

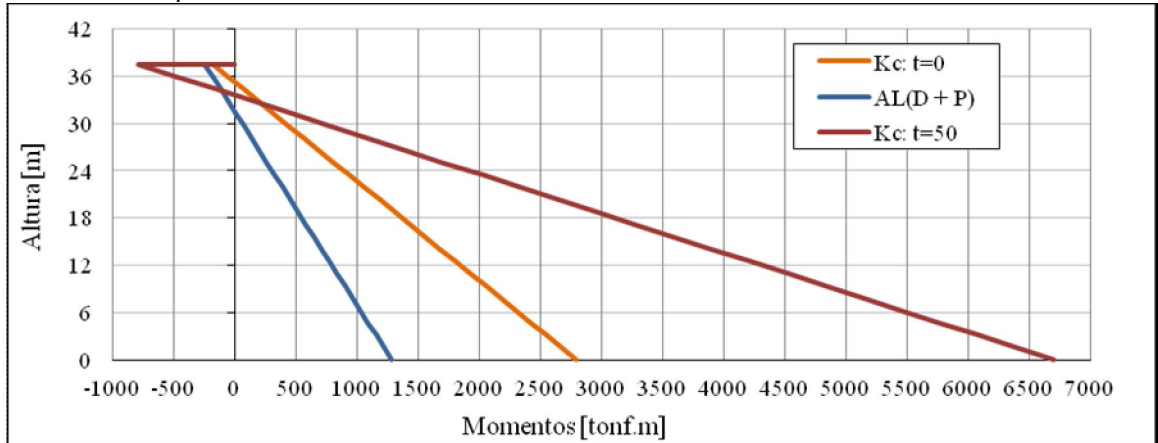
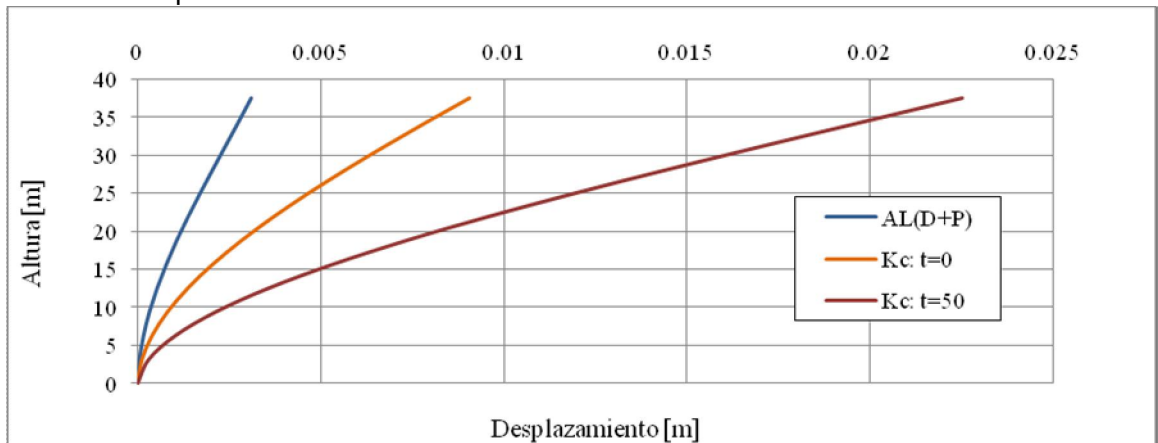


Figura 4.15 Comparación entre (AL) y (Kc): Deriva longitudinal del pilar por cargas permanentes



CONCLUSIONES

En el presente proyecto se realizaron tres tipos de análisis: en el primero se estudió la respuesta estructural del puente extradadosado bajo las acciones contempladas en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP, 1995). En la segunda se realizó un análisis considerando el proceso constructivo y las pérdidas en el tiempo, siguiendo el modelo de CEB-FIB 90. Con la configuración de esfuerzos al final del proceso constructivo inicia el tercer tipo de análisis, donde las fuerzas internas y deflexiones producidas por las cargas permanentes varían en el tiempo debido al Creep y Shrinkage, además se compararon los resultados del análisis lineal simplificado (primer análisis) con los obtenidos del análisis no lineal donde se consideró el proceso constructivo (tercer análisis). Las conclusiones más relevantes se presentan a continuación:

➤ Respecto al análisis lineal:

- La mayor variación de tensión en los cables extradadosados debido a la carga viva se presentó en los cables orientados hacia el vano central.
- La deflexión máxima en el tablero, para una zona de amenaza sísmica baja, se produjo por la acción de la carga viva.
- El diseño del tablero, para una zona de amenaza sísmica baja, fue regido por la carga de tráfico, requiriendo un presfuerzo por sobrecargas en las zonas donde los esfuerzos superaron los valores admisibles.

- Las mayores deflexiones, fuerzas cortantes y momentos en los pilares se produjeron por la carga sísmica, a diferencia de la fuerza axial cuyo máximo fue causado por la carga viva.
- Respecto al análisis durante construcción:
- En el análisis del proceso constructivo es de gran importancia conocer de manera precisa las cargas, secuencia de erección y tiempos de ejecución debido a que estos parámetros tienen gran influencia en los efectos dependientes del tiempo, los cuales participan de manera sustancial en la configuración final de esfuerzos.
 - Durante la construcción del tablero se presentan esfuerzos elevados a tensión en las dovelas sin tirantes debido a los grandes momentos generados en el voladizo. Por tal razón se requiere de un presfuerzo superior que contrarreste las cargas de construcción y limiten los esfuerzos de tensión a valores admisibles.
 - Durante la ejecución del tablero, además de generarse esfuerzos elevados de tracción en la fibra superior, aparecen grandes esfuerzos a compresión en la fibra inferior de las secciones apoyadas sobre el pilar. Entonces debe verificarse que las dovelas en esta zona sean capaces de resistir dicha sollicitación.
 - A medida que se avanza en la construcción del tablero se debe monitorear los desplazamientos en el tablero ya que estos son de gran importancia en el control geométrico durante construcción.

- Durante la etapa constructiva se debe verificar el grado de tensionamiento de los cables extradados ya que estos se ven sometidos a grandes esfuerzos, inclusive a valores por encima de los generados en servicio.
 - La normatividad Colombiana presenta falencias en lo que respecta a las acciones, pautas y aspectos fundamentales que deben tenerse en cuenta durante construcción.
- Respecto a la variación de la respuesta estructural de los elementos en el tiempo:
- El análisis estructural considerando los efectos dependientes del tiempo muestra que la variación más significativa en el tablero se produce en el diagrama de momento flector en el vano central y en las zonas apoyadas sobre los pilares. Además ocurre un incremento considerable en la deflexión, principalmente en el vano central, debido a los efectos de Creep y Shrinkage en el tablero. Sin embargo, las fuerzas axiales y cortantes no presentan cambios importantes.
 - En los cables se presenta un decremento en la tensión debido a la fluencia y acortamiento axial del tablero. Las mayores pérdidas de esfuerzo ocurren en los cables orientados hacia el vano central, y tienen un orden entre 6% y 8% del esfuerzo en la etapa final de construcción.
 - El momento longitudinal en los pilares presenta un fuerte incremento cuando se comparan los resultados obtenidos en $t=0$ y $t=50$. Lo anterior se debe a los efectos diferidos en el tiempo que tienen lugar en el tablero y que se transmiten al pilar por estar conectados rígidamente.

- Al considerar el proceso constructivo en el análisis del puente extradadosado estudiado se observaron diferencias significativas en la respuesta estructural en relación con los resultados obtenidos del análisis lineal, que es equivalente a suponer que el puente se construyo en una sola fase sobre cimbra. En general los desplazamientos y fuerzas internas en la mayoría de los elementos fueron más críticos cuando se tuvo en cuenta el proceso constructivo y las perdidas diferidas en el tiempo. De ahí que se podrían obtener resultados no confiables al realizar un análisis simplificado sin considerar el proceso constructivo.

RECOMENDACIONES

- Como ya se había mencionado anteriormente, en el análisis del proceso constructivo es de gran importancia conocer la secuencia de erección. Es por eso que se propone para estudios posteriores analizar el efecto que conlleva el cambiar el tipo de cierre de la estructura durante el proceso constructivo, ya que en este estudio se adoptó un cierre sobre los vanos laterales con dovelas sobre cimbra para luego ejecutar la dovela de centro de luz.
- Además se propone un estudio durante construcción donde se tengan en cuenta las cargas de viento y de sismo en las fases críticas de construcción. De igual manera considerar acciones accidentales durante la fase de erección como la rotura de un tirante o el vaciado obligado de un carro de avance entre otros.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO. (2005). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, third edition. Interim Revisions.*

BENAIM, R. *"The design of prestressed concrete bridges concepts and principles"*.

BENJUMEA, J., CHIO, G., & MALDONADO, E. (2010). *Comportamiento estructural y criterio de diseño de los puentes extradados: Visión general y estado del arte. En: Revista Ingeniería de Construcción, Vol 25 N°3, pag 383-398.*

CCDSP. (1995). *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (Norma AIS-200-95).* Bogotá.

CHIO, G. (2000). *Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradado.* Tesis doctoral. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Dos Santos, D. (2006). *Comportamento Estrutural de Pontes com Pretensão no Extradado.* Tesis de maestrado. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estructuras e Fundações.

Gee, A. (1991). *Concrete fin-back bridge in USA. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1. 90 (Feb) , 91-122.*

GRABOW, M. (2004). *Construction stage analysis of cable-stayed bridge. Thesis.* Hamburg: Technical University of Hamburg.

ISHIJI, M. (2006). *Sistemas estruturais de pontes extradorso. Tesis de Mestrado. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estructuras e Geotécnica.*

KASUGA, A. (2002). "Construction of Extradosed Bridges in Japan", in Japan International Cooperation Agency & The Road Engineering of Malaysia, Seminar on Design and Construction of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges, Kuala Lumpur, Malaysia.

KASUGA, A. (2006). Extradosed Bridges in Japon. *Structural Concrete*, 7 No3 , 91-103.

KOMIYA, m. (1999). *Characteristics and Design of PC Bridges with Large Eccentric Cables. Extradosed Bridge Technology in Japan and the New Pearl Harbor Memorial Bridge. Federal Highway Administration / U.S. Department of Transportation and The Connecticut Department of Tran.* Washington DC.

LOPEZ, E., & VANEGAS, S. (2009). *Sistemas Constructivos en Puentes con Pretensado Extradados: Estado del Arte.* Tesis de grado. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander. Escuela de Ingeniería Civil.

MATHIVAT, J. (1988). Recent developments in prestressed concrete bridges. *FIP Notes (Fédération internationale de la Précontrainte)*, 2 , 15-21.

MENN, C. (1987). Consistent Design and New Systems for Concrete Bridges. *International Conference on Cable-Stayed Bridges.* Bangkok, Thailand.

MERMIGAS, K. (2008). Behavior and Design of Extradosed Bridge. MSc thesis. Toronto: University of Toronto. Department of Civil Engineering.

OGAWA, A., KASUGA, A., & OKAMOTO, H. (1998a). Prestressed Concrete Extradosed Bridge – Odawara Blueway Bridge. En *FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte), Prestressed Concrete in Japan, Proceedings of XIII FIP Congress - National Report* (págs. 47-50). Amsterdam.

OTZUKA, H., & al. (2002). Comparison of structural characteristics for different types of cable-supported prestressed concrete bridges. *Structural Concrete, vol.3*, 3-21.

SETRA. (2003). *Prestressed concrete bridge built using the cantilever method. Service d'études techniques des routes et autoroutes.*

SETRA. (2001). *Recommendations de la commission interministérielle de la précontrainte. Service d'études techniques des routes et autoroutes.*

T.Y.LIN. (1969). *Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado*. Compañía Editorial Continental S.A.

UMEZU, K., & al. (2005). Study on Structural Characteristic of Prestressed Concrete Girder Bridges with External Tendons of Large Eccentricity. *Proceedings of Japan Society of Civil Engineers JSCE. Vol 67, N°788*, 139-158.

ANEXO A – CÁLCULO DETALLADO DE LOS COEFICIENTES CREEP PARA EL EJEMPLO DE COMPROBACIÓN DE ACUERDO AL CEB-FIP 1990

Parámetros de entrada:

Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días de edad. $f_{ck} = 39.2266 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Humedad Relativa: $RH = 80\%$

$h = 2A_c/u$ $h = 400 \text{ [mm]}$

En este anexo se muestra el cálculo detallado del acortamiento axial producido por la carga P1 a los 460 días de edad. De acuerdo a esto tenemos que:

$t_0 = 7$ días (edad del concreto cuando se aplica la carga en cuestión: P1)

$t = 460$ días (edad del concreto al cual se desea verificar el efecto Creep)

El coeficiente Creep puede ser estimado con la siguiente expresión:

$$\phi = \phi_0 * \beta_c(t - t_0)$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{0.46 * \sqrt{\frac{h \text{ [mm]}}{100}}} = 1.274$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{10}}} = 2.439$$

$$\text{donde } f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.635$$

$$\phi_0 = 1.972$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\beta_H = 150 * \left[1 + \left(1.2 * \frac{RH}{100\%} \right) \right] * \frac{h}{100} + 25$$

$$\beta_H = 1137.762 < 1500$$

$$\beta_c(t - t_0) = 0.686$$

$$\phi = 1.353$$

El coeficiente calculado corresponde al valor resaltado en rojo. Para calcular el acortamiento axial total a los 460 días debido a las tres cargas aplicadas se deben calcular los coeficientes resaltados en azul y en verde con la salvedad de que ahora los tiempos t_0 cambiarán a 60 y 180 respectivamente. Siguiendo este procedimiento se llega a:

Etapa j	t (Días)	$\square 1j$	$\square 2j$	$\square 3j$
1	7	0	0	0
2	60	0.775100524	0	0
3	180	1.073938564	0.64836842	0
4	460	1.35260397	0.875988249	0.65286319