

EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN
CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE PRUEBAS DE CARGA. CASO DE
ESTUDIO: PUENTE AGUABLANCA VÍA LA RENTA – SAN VICENTE DE
CHUCURÍ.

RAFAEL ANDRES SANABRIA DIAZ

LUIS FRANCISCO RINCON PRADA

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA

2014

EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN
CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE PRUEBAS DE CARGA. CASO DE
ESTUDIO: PUENTE AGUABLANCA VÍA LA RENTA – SAN VICENTE DE
CHUCURÍ.

RAFAEL ANDRES SANABRIA DIAZ

LUIS FRANCISCO RINCON PRADA

Trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil

Director

OSCAR JAVIER BEGAMBRE

Ingeniero civil, Ph.D.

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA

2014

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a todas las personas que directa o indirectamente nos han apoyado en el transcurso de este proyecto, en especial al grupo de investigación en nuevos materiales y estructuras (INME) y al grupo de investigación GEOMATICA.

Queremos resaltar también el soporte brindado por la empresa CONALVIAS y la Gobernación de Santander y al profesor Oscar Begambre por compartir con nosotros la idea de este proyecto.

DEDICATORIA

A mi familia,

A mis amigos

Y a todas las personas que de alguna u otra forma colaboraron para sacar este proyecto adelante.

Sin su apoyo no lo hubiese logrado

Rafael A. Sanabria Díaz

DEDICATORIA

A mi madre: mi más grande apoyo. Y a Thomas, que nunca me dejaba estudiar por pedirme que jugara con él.

Quiero agradecer a todas esas personas que aportaron y siguen aportando un pedacito de cada uno de ellos, no sólo a mi formación como ingeniero, sino a SER persona. A los profesores, amigos y familia.

A mis compañeros Rafael Sanabria y Jorge Mora. A mi amiga y compañera Mayra Zea. Y a alguien que me mira desde arriba, Nathalia Hernandez.

Finalmente, a mis amigos por fuera de la universidad, quienes fueron siempre una voz de aliento. Y a las Ovejas Negras: gracias totales.

Luis Francisco Rincón Prada

TABLA DE CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	18
1. MARCO TEORICO	19
2. LOCALIZACION Y DESCRIPCIÓN	21
2.1 UBICACIÓN	21
2.2 GENERALIDADES	22
3. METODOLOGÍA	24
3.1 RECONOCIMIENTO VISUAL	24
3.2 RECOPIACION DE INFORMACION	26
3.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	29
3.4 DISEÑO DEL PREESFUERZO	30
3.4.1 Materiales	31
3.4.2 Valoración de la fuerza de preesfuerzo	32
3.4.3 Cálculos de esfuerzos sobre el concreto y de las pérdidas totales	32
3.4.4 Cuadro de tensionamiento	33
3.5 DISEÑO DEL MODELO	33
3.5.1 Propiedades geométricas de los elementos	34
3.5.2 Propiedades de los materiales	35
3.6 DISEÑO DE LA PRUEBA	37
3.7 REALIZACION DE LA PRUEBA	39
4. ANÁLISIS Y RESULTADOS	42
4.1 RESULTADOS Y CALIBRACION DEL MODELO	42
4.1.1 Módulo de elasticidad del concreto	44
4.1.2 Área y fuerza en cables de postensado	45
4.1.3 Inercia de la sección	46
4.2 RESUMEN DE AJUSTES	48
4.3 CALIBRACION	49
4.4 DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES	52

5. CONCLUSIONES	53
6. RECOMENDACIONES	55
CITAS	57
BIBLIOGRAFIA	60
ANEXOS	63

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Esfuerzos admisibles de acuerdo al CCDSP-95	32
Tabla 2. Cuadro de tensionamiento	33
Tabla 3. Valores de $\%$ para el ajuste para X_{pa}	38
Tabla 4. Cuadro de tensionamiento con un aumento del 30%	45
Tabla 5. Comparación entre las secciones real y aproximada.	47
Tabla 6. Resumen de las variables analizadas	49

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Ubicación geográfica del Puente. [4]	21
Figura 2. Vista de perfil del puente Aguablanca	22
Figura 3. Vista inferior del puente Aguablanca	23
Figura 4. Fotografía de vegetación sobre el puente.	24
Figura 5. Fotografía de panales en la parte inferior de la estructura.	25
Figura 6. Fotografía de la pila central y falla del estribo	25
Figura 7. Foto de mediciones aproximadas del ancho de viga.	26
Figura 8. Archivo INVÍAS. Fontibón, Bogotá	28
Figura 9. Fotografía del dispositivo RIEGL VZ-400 utilizado [13]	29
Figura 10. Imagen de la nube de puntos filtrada	30
Figura 11. Imagen datos de la sección en Midas	34
Figura 12. Imagen datos de los cables de preesfuerzo.	35
Figura 13. Modelo de emparrillado tanto 2D como 3D	36
Figura 14. Foto frontal del vehículo tipo Workstar International Doble Troque	40
Figura 15. Posicionamiento de los vehículos cargados.	40
Figura 16. Visualización de los resultados obtenidos a través de Midas Civil.	42
Figura 17. Deflexiones modelo sin calibrar. Carril derecho	42
Figura 18. Deflexiones modelo sin calibrar. Carril izquierdo	43
Figura 19. Influencia del módulo de elasticidad sobre la rigidez. Deflexiones en carril derecho	44
Figura 20. Influencia del área de los cables de postensado. Deflexiones en carril derecho	46
Figura 21. Área total de la sección incluyendo el bordillo y el voladizo de la losa.	47
Figura 22. Influencia de la inercia en las vigas exteriores. Deflexiones en carril derecho	48
Figura 23. Modelo calibrado con base en las variables analizadas. Deflexiones en carril derecho	50
Figura 24. Modelo con calibración ajustada. Deflexiones en carril derecho	51

- Figura 25.** Modelo con calibración ajustada. Deflexiones en carril derecho, asumiendo que las deflexiones a los 5 y 25 metros son iguales. 51
- Figura 26.** Deflexiones durante la prueba de carga y al finalizar la prueba. 52

LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo a. ACTA DE PRUEBA DE CARGA (PRUEBA DE CARGA: PUENTE AGUABLANCA)	63
Anexo b. MODELO DE ACTA DE PRUEBA DE CARGA	76
Anexo c. MEMORIA DE CÁLCULO DE DISEÑO DEL POSTENSADO DEL PUENTE AGUABLANCA	80
Anexo d. PROTOCOLO DE EJECUCIÓN PARA UNA PRUEBA DE CARGA A UN PUENTE EXISTENTE DE VIGAS DE CONCRETO PREESFORZADO	96
Anexo e. ESQUEMA DE COLOCACION DE CARGA Y PUNTOS DE MEDICION. (PRUEBA DE CARGA: PUENTE AGUABLANCA)	107

RESUMEN

TÍTULO:

EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE PRUEBAS DE CARGA. CASO DE ESTUDIO: PUENTE AGUABLANCA VÍA LA RENTA – SAN VICENTE DE CHUCURÍ. *

AUTORES:

RINCÓN PRADA, Luis Francisco

SANABRIA DIAZ, Rafael Andrés **

PALABRAS CLAVE:

Prueba de carga, concreto pre esforzado, puente viga y losa, deflexión.

DESCRIPCIÓN:

Las pruebas de carga en puentes son procedimientos que se emplean para evaluar y verificar el comportamiento de algunas estructuras ante estados de carga predeterminados. Este tipo de pruebas son de gran utilidad para las entidades interesada pues brindan información sobre el estado de la estructura y son una guía para su mantenimiento. Actualmente en Colombia este tipo de ensayo se aplica únicamente a puentes recién construidos para recepción de la obra y no existe una normativa que describa una metodología general para su realización. En este orden de ideas, mediante este artículo se muestra el proceso desarrollado desde el planteamiento del ensayo hasta el análisis del modelo numérico y los resultados obtenidos al realizar una prueba de carga estática no destructiva a un puente de vigas postensadas de 31 metros de longitud construido hace más de 20 años.

A través de esta prueba se obtuvo un diagnóstico de la estructura y con la ayuda de un modelo numérico se pudo analizar las variables que afectan la rigidez a flexión del puente. Se espera que este artículo sirva como guía para la realización de pruebas de cargas en otros puentes y ayude a la implementación de procedimientos y metodologías que permitan analizar el comportamiento estructural no solo en puentes recién construidos sino también en aquellos que han estado en servicio durante largos periodos de tiempo.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: PhD. Msc. Ing. Oscar Javier Begambre.

ABSTRACT

TITLE:

EVALUATION OF THE BENDING STIFFNESS OF BEAM AND SLAB BRIDGES OF PRESTRESSED CONCRETE THROUGH LOAD TESTS CASE STUDY: BRIDGE AGUABLANCA (ROAD: LA RENTA - SAN VICENTE DE CHUCURÍ).

AUTHORS:

RINCÓN PRADA, Luis Francisco

SANABRIA DIAZ, Rafael Andrés **

KEYWORDS:

Load Test, prestressed concrete, girder and slab bridge, deflection.

DESCRIPTION:

The Load tests on bridges are procedures used to evaluate their behavior under specific demands. Such tests are useful for interested entities as they provide information on the status of the structure and are a guide to maintenance. Currently in Colombia this type of test only applies to newly built bridges for a reception of the work and there are no regulations that describes a general methodology for conducting these this kind of test. In this vein, through this article describes the process developed from the approach of the assay to the analysis of the numerical model and the results obtained by performing a non-destructive static load test to post-tensioned girders bridge of 31 meters in length built over 20 years ago.

Through this test, a diagnosis of the structure was obtained with the aid of a numeric model was able to analyze all the possibles variables that affect the bending stiffness of the bridge. It's expected that this article will serve as a guide for future testing loads on other bridges and help in the implementation of procedures and methodologies that allow to analyse the structural behavior nor only for newly built bridges but also in those that have been in service for long periods.

* Bachelor Thesis

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: PhD. Msc. Ing. Oscar Javier Begambre.

INTRODUCCIÓN

Debido a la ejecución del proyecto de la represa hidroeléctrica de Hidrosogamoso, a cargo de Isagén S.A., regiones de la antigua vía La Renta – San Vicente de Chucurí quedarán inundadas, sobre las cuales se encuentran tres puentes de concreto tipo viga y losa. Por esta razón la Universidad Industrial de Santander con autorización de la Gobernación de Santander, entidad encargada de la vía, decidió realizar estudios a los puentes Aguablanca, La Parroquia y El Ramo antes de ser inundados por la represa. El grupo de investigación en nuevos materiales y estructuras -INME- fue el encargado de la realización de los estudios sobre los puentes facilitados por la gobernación.

Como parte de la investigación general propuesta por el grupo INME se planteó inicialmente la necesidad de obtener un modelo calibrado que sea una representación del estado actual del puente, es por ello que surge el presente proyecto. Se propuso un método para la creación de un modelo numérico del puente y la comprobación de su comportamiento a partir de la evaluación de la rigidez a flexión de la estructura mediante la realización de una prueba de carga estática no destructiva. El presente artículo pretende ser una guía investigativa para la evaluación de puentes tipo viga y losa en Colombia que han estado en servicio durante largos periodos de tiempo y sin ningún tipo de mantenimiento ni supervisión.

1. MARCO TEORICO

Una prueba de carga tiene como finalidad la verificación del comportamiento de una estructura mediante el sometimiento de la misma a cargas predeterminadas y registrando sus cambios a través del tiempo. El mayor uso que reciben las pruebas de carga se da al finalizar la construcción de la estructura pues es de gran importancia asegurar la calidad de la construcción para dar inicio de su uso.

Son varios los países cuyas normativas nacionales mencionan o exigen las pruebas de carga. En Colombia el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes –CCDSP- de 1995 [1] es el reglamento encargado de toda la temática de puentes en el país, en el cual se exige las pruebas de carga como paso necesario para dar inicio a la vida útil de un puente nuevo, mas no hace un análisis a profundidad acerca del tipo de prueba a utilizar ni cómo se deben presentar los resultados.

En países como España existen manuales especializados como lo es la Monografía M-9 Pruebas de carga de estructuras de ACHE [2] la cual, a partir de la necesidad de la prueba de carga, decide resaltar tres tipos de pruebas: de recepción de obra nueva, de evaluación de la capacidad portante y de investigación; en donde cada tipo de prueba varía dependiendo de su propósito a pesar de exigir resultados similares.

En el caso de Estados Unidos la entidad encargada es la American Association of State Highway and Transportation Officials -AASHTO- la cual actualiza cada cierto tiempo su instructivo de pruebas de carga conocido como *Manual for Bridge Evaluation* [3] el cual realiza una clasificación de los tipos de pruebas de carga de acuerdo a la cantidad de información acerca del puente a estudiar. Las pruebas de diagnóstico sirven para comparar resultados específicos con un modelo analítico bien definido mientras que los ensayos de prueba se enfocan únicamente en encontrar factores claves como el límite elástico de una estructura a partir del comportamiento durante la prueba y no requiere el uso de modelos numéricos.

Actualmente, el uso de softwares especializados en el diseño de puentes permite realizar una mejor aproximación del modelo real evitando incertidumbres o posibles riesgos, es por ello que algunos países europeos han dejado de solicitar las pruebas de carga de recepción a obra nueva, aunque en países como España, Italia y Francia aún está en vigencia dicha metodología. [2]

En la realización de una prueba de carga es necesario tener algunos factores en cuenta para su correcta ejecución. Lo primero es determinar el tipo de efectos que se van a evaluar durante la prueba, tales como el esfuerzo, la deformación, los momentos, entre otros. A continuación se deberá asignarse los instrumentos de medida con los que se harán la toma de resultado y los sitios en los que van a ubicarse.

Es importante tener un registro de los vehículos a utilizar, tanto de su geometría como de su peso el día de la prueba. También se deberán realizar planos en los cuales se especifique la colocación de las cargas y la forma en la que se deberán ubicar. Algunos textos sugieren el diseño de escalones de carga con el objetivo de detectar tempranamente comportamientos anormales sobre la estructura.

Finalmente se tendrá en cuenta el criterio de estabilización o detención de fluctuaciones en los datos y el criterio de remanencia o desplazamientos permanentes provocados por la prueba. Los instrumentos seleccionados para uso durante la prueba deberán ser capaces de analizar el comportamiento a medir y deberán poseer una precisión adecuada para su lectura.

2. LOCALIZACION Y DESCRIPCIÓN

2.1 UBICACIÓN

El puente Aguablanca junto con los puentes El Ramo y La Parroquia forman parte de la antigua vía La Renta – San Vicente de Chucurí, la cual quedará inundada una vez se efectuó el llenado del embalse de la represa Hidrosogamoso construido por la empresa Isagén S.A.

Figura 1. Ubicación geográfica del Puente.



Fuente: Google Maps. [4]

2.2 GENERALIDADES

El puente Aguablanca está conformado por cuatro vigas postensadas de sección I, que tienen una luz entre apoyos de 31 metros y están separadas 1.8 metros (distancia centro a centro). Adicionalmente tiene una losa de aproximadamente de 5 metros longitud (ver Figura 2).

Figura 2. Vista de perfil del puente Aguablanca



La estructura también presenta cuatro riostras (diafragmas dispuestos para dar rigidez en dirección transversal) ubicadas aproximadamente en el primer y segundo tercio de la luz de 31 metros y en los apoyos.

Figura 3. Vista inferior del puente Aguablanca



La superficie de rodadura corresponde a la misma losa de concreto, es decir, no existe una capa de pavimento asfáltico. Además tiene un bordillo y una baranda de seguridad de concreto a cada lado del tablero. De acuerdo, al testimonio de algunos habitantes que vivían en la zona se conoce que el puente fue construido hace alrededor de 20 años (principio de la década de los 90's).

3. METODOLOGÍA

3.1 RECONOCIMIENTO VISUAL

Antes de la realización de la prueba de carga se hicieron varias inspecciones visuales en el puente con el objetivo de determinar su estado. Éstas fueron principalmente cualitativas debido a que no se realizó ningún tipo de ensayo diagnóstico para verificar las propiedades de los materiales.

El primer reconocimiento se realizó en agosto de 2013 y tenía como objetivo el análisis visual de los puentes, en los que se encontraba el caso de estudio. La falta de mantenimiento y limpieza de la estructura con el pasar del tiempo ocasionó una imagen bastante precaria al puente Aguablanca, con la acumulación de panales de avispas y abejas en su parte inferior, vegetación, depósitos de lodos, tierra y rocas sobre su losa.

Figura 4. Fotografía de vegetación sobre el puente.



Figura 5. Fotografía de panales en la parte inferior de la estructura.



Los daños estructurales más notorios se pueden apreciar sobre la pila central que divide la losa de concreto y la sección de viga – losa, o pila 1 (ver Figura 6) esta pila presenta fisuras verticales en su extremo superior sobre el que se apoya la losa de concreto de 5 metros de longitud del primer vano. Si bien el alcance de la prueba de carga no incluye ningún tipo de análisis en los estribos, estos también fueron examinados, encontrando en ellos algunas grietas que podrían afectar la vulnerabilidad estructural del puente.

Figura 6. Fotografía de la pila central y falla del estribo



Las vigas del segundo vano no presentan daños estructurales a simple vista y al parecer conservan su capacidad de carga. Es importante tener en cuenta que desde el comienzo del proyecto de Hidrosogamoso, se ha incrementado el tránsito de volquetas y maquinaria pesada sobre el puente, sin embargo, no se observan fisuras en la superestructura que indiquen algún tipo de falla.

Una vez realizada la inspección visual de la estructura, se hicieron mediciones básicas sobre el tablero, tales como la longitud total del puente y ancho total. En la parte inferior se tomaron medidas aproximadas del ancho de las vigas y separación entre ellas.

Figura 7. Foto de mediciones aproximadas del ancho de viga.



3.2 RECOPIACION DE INFORMACION

La búsqueda de información sobre pruebas de carga, llevó a la recopilación de artículos y normas sobre la aplicación de todo tipo de ensayo y los estudios hechos al respecto. Entre los textos internacionales consultados se tomaron referencias de la norma estadounidense AASHTO la cual establece un libro

titulado *Manual for Bridge Evaluation 2010* [3], también se consultaron los textos de otros países como España [5] y Francia [6]. Se observó que dichas fuentes ofrecían algunos lineamientos básicos pero no brindaban información precisa para el diseño de la prueba como tal. La bibliografía más utilizada para esta investigación, fue finalmente el documento español Monografía M-9 [2], el cual hace énfasis en todas las fases del proceso de realización de una prueba de carga. En Colombia la norma vigente sobre puentes es el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 1995 [1]. Es importante resaltar que el estado nacional cuenta con un programa conocido como Sistema de Administración de Puentes de Colombia –SIPUCOL-, encargado de labores como el registro y la realización de obras para el mantenimiento a puentes existentes.

Además de la búsqueda de normatividad, también se indagó sobre estudios e investigaciones de pruebas de carga realizadas principalmente en el país, en donde se encontraron análisis realizados a puentes como el Cesar Gaviria Trujillo en Pereira [7], al puente Cajamarca en cercanías con Ibagué [8] y el puente de Puerto Salgar [9]. Internacionalmente se encontró un artículo en El Salvador titulado “Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática” [10]. En general se pudo evidenciar la importancia de las pruebas de carga no solo para dar comienzo a la vida útil de un puente sino a lo largo de su historia como método de detección de daños y prevención de riesgos.

Una vez realizada la recopilación del material bibliográfico, se inició la búsqueda de los registros y planos del puente Aguablanca. La investigación fue dividida en tres posibles fuentes de información; la primera fue la Gobernación de Santander, pues dicha entidad actualmente está a cargo de la vía La Renta – San Vicente de Chucurí, sin embargo se obtuvo respuesta negativa de la misma. Según la gobernación, la construcción y diseño de estructuras en la época en la que se construyó el puente Aguablanca era una labor del Ministerio de Transporte bajo la dirección del gobierno nacional.

El siguiente paso fue realizar una visita a las instalaciones de Instituto Nacional de Vías en la ciudad de Bogotá, de esta entidad se obtuvo la misma respuesta

negativa, al parecer esa información se pudo haber perdido cuando se estableció el Instituto Nacional de Vías hacia el año de 1994 [11] y el Ministerio de Transporte les cedió toda la información al respecto. No obstante se hizo un registro de los archivos existentes de la institución ubicados en la localidad de Fontibón, en la ciudad de Bogotá.

Figura 8. Archivo INVÍAS. Fontibón, Bogotá



Luego de una extensa búsqueda sólo se obtuvieron copias de planos de puentes ubicados sobre la vía Bucaramanga – Barrancabermeja, que si bien no tenían las mismas dimensiones que el puente Aguablanca, sirvieron para hacer una proyección del tipo de diseño de la época, en especial el diseño de pre esfuerzo y distribución de cables de pre esfuerzo sobre las vigas de los puentes.

Como última alternativa se consultó con los habitantes de la región sobre la construcción del puente con lo que se descubrió la empresa diseñadora y constructora del puente. Desafortunadamente dicha empresa dio respuesta

negativa sobre la tenencia de alguna información al respecto debido a la antigüedad de la estructura.

3.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Con la ayuda del grupo de investigación GEOMATICA de la Escuela de Ingeniería Civil se realizó el levantamiento topográfico a través de un scanner láser de referencia RIEGL VZ-400 y precisión de 3 milímetros. Dicho scanner puede realizar una toma de muestra horizontal de 360° y vertical de 100° (60° por encima de su eje horizontal y 40° por debajo del mismo) [12].

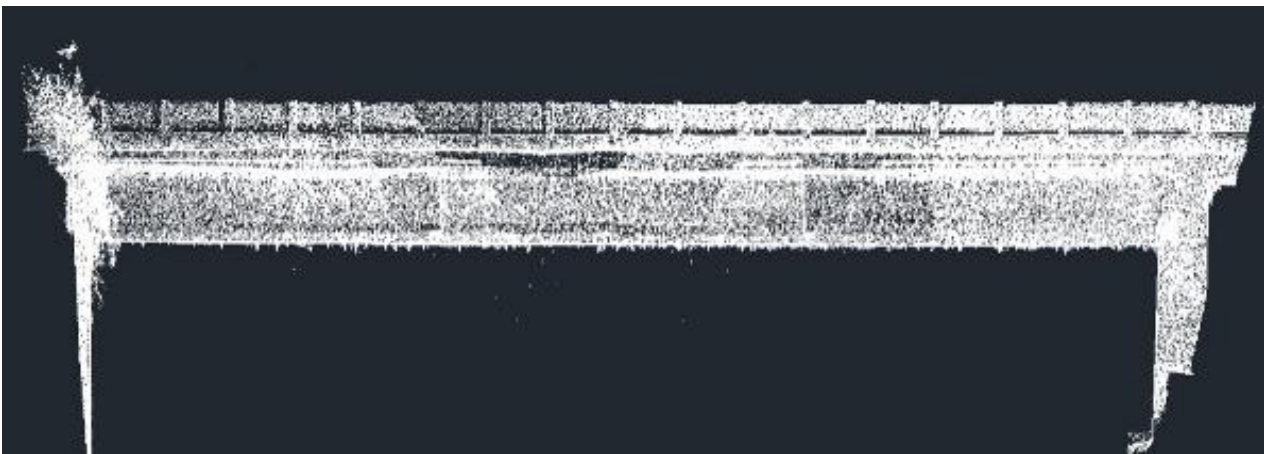
Al realizar la lectura del espacio, el dispositivo dispara un láser y recibe una señal al regresar, después de haber chocado con un objeto. Teniendo en cuenta la velocidad del rayo y la diferencia de tiempo, calcula la distancia del punto medido y así sucesivamente, hasta escanear y almacenar en su disco duro puntos con coordenadas X, Y y Z, valores de color y reflectancia, entre otros.

Figura 9. Fotografía del dispositivo RIEGL VZ-400 utilizado [13]



Luego del procesamiento de los datos recolectados se obtuvo como resultado una nube de puntos del puente estudiado, su vegetación aledaña y características del río. Finalmente se realizó un filtrado de la información, se procedió a eliminar datos que no estuvieran en las proximidades de la estructura, dando como resultado una nube de puntos reducida sobre la cual se extrajo la sección transversal del puente y se tomaron las medidas de las vigas y espesor y ancho de losa.

Figura 10. Imagen de la nube de puntos filtrada



3.4 DISEÑO DEL PREENFUERZO

Debido a la falta de planos del puente Aguablanca, se hizo necesario proponer un diseño del preesfuerzo en las vigas con el fin de incluirlo en el modelo numérico. Para el diseño se tomó como guía el ejemplo realizado en el libro “Puentes en concreto Postensado – Teoría y Práctica” (Vallecilla Bahena, Carlos) en el capítulo 6: “Puente en vigas postensadas de 41m de luz”. [14]

Para la realización de este diseño se tuvieron en cuenta los siguientes documentos:

- SUPERESTRUCTURAS EN CONCRETO POSTENSADO (Fondo Nacional de Caminos Vecinales, 1993): Consiste en una cartilla de diseño de puentes conformados por 2 vigas postensadas con luces comprendidas entre 20 y 46 metros. En este documento se encontró un plano que coincide con la geometría del puente “El Ramo”. [15]
- MODELO DE PUENTES DE CARRETERAS (Ministerio de Obras Públicas y transporte (MOPT), 1998): Consiste también en una cartilla de diseño de puentes, en este caso, conformados por 3 vigas postensadas con luces comprendidas entre 20 y 46 m. [16]
- PLANO PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SANTAMARÍA (MOPT, 1976): consiste en un puente de 4 vigas postensadas con una luz de 30 m diseñado por el MOPT, que se encuentra ubicado en la vía Bucaramanga-Barrancabermeja.

El puente fue construido ya hace más de 20 años, sin embargo, por facilidad de diseño se tomó como normativa el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-95). [1]

3.4.1 Materiales

Se asumieron las siguientes propiedades para los materiales:

- Concreto de las vigas:

$$f'_{ci} = 315 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{c} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

- Concreto de la losa:

$$f'_{ci} = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{c} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

- Acero de pre-esfuerzo: $f_{pu} = 18900 \text{ kg/cm}^2$, $f_{py} = 16000 \text{ kg/cm}^2$

3.4.2 Valoración de la fuerza de preesfuerzo

La valoración de la fuerza de preesfuerzo se basó en el criterio de diseño, que establece que los esfuerzos en la fibra inferior de la sección compuesta ocasionados por el momento de diseño deben ser iguales al máximo esfuerzo admisible a tracción del concreto. Para el momento de diseño se tuvo en cuenta el peso propio (tanto de la viga como la losa), la carga sobrepuesta (bordillo) y una carga viva correspondiente a una línea de carga de 1.44 toneladas por metro y una puntual móvil de 12 toneladas.

La fuerza calculada se aumentó en un 25%, asumiendo que este porcentaje corresponde a las pérdidas totales (instantáneas más diferidas). Esta fuerza se dispuso en dos tensionamientos a través de cables de forma parabólica.

3.4.3 Cálculos de esfuerzos sobre el concreto y de las pérdidas totales

Se calculó los esfuerzos a compresión y tracción del concreto durante las etapas de transferencia y de servicio y se verificó que no excedieran los esfuerzos admisibles del CCDSP-95 mostrados en la tabla 1. (Ver anexo 3).

Tabla 1. Esfuerzos admisibles de acuerdo al CCDSP-95

Etapa	Compresión	Tracción
Transferencia	$0.55 \cdot f'c$	-
Servicio	$0.4 \cdot f'c$	$1.6 \cdot \sqrt{f'c}$

Para las pérdidas instantáneas se consideró un coeficiente de curvatura (K) igual 0.003/m y un coeficiente de pérdidas por rozamiento de 0.25. Para las pérdidas a largo plazo se tuvo en cuenta la retracción de fraguado, el acortamiento inelástico, el flujo plástico y la relajación del acero.

3.4.4 Cuadro de tensionamiento

Tabla 2. Cuadro de tensionamiento

Cable	Torones (1/2 pulg)	Tensión en el gato (t)	Tensión en el centro de la luz (t)	Tensionamiento
1	4	54.8	50.53	Primero
2	4	54.3	50.53	
3	4	53.8	50.53	
4	4	53.2	50.53	
5	4	53.2	50.53	
6	4	46.7	50.53	Segundo
7	4	46.7	50.53	
8	4	47.2	50.53	

3.5 DISEÑO DEL MODELO

El modelo numérico del puente Aguablanca se desarrolló en el software Midas Civil versión 2014 desarrollado por la compañía MIDAS Information Technology. Se escogió este programa por su gran variedad de opciones de modelamiento y análisis, las cuales incluyen la evolución de las propiedades de los materiales en el tiempo.

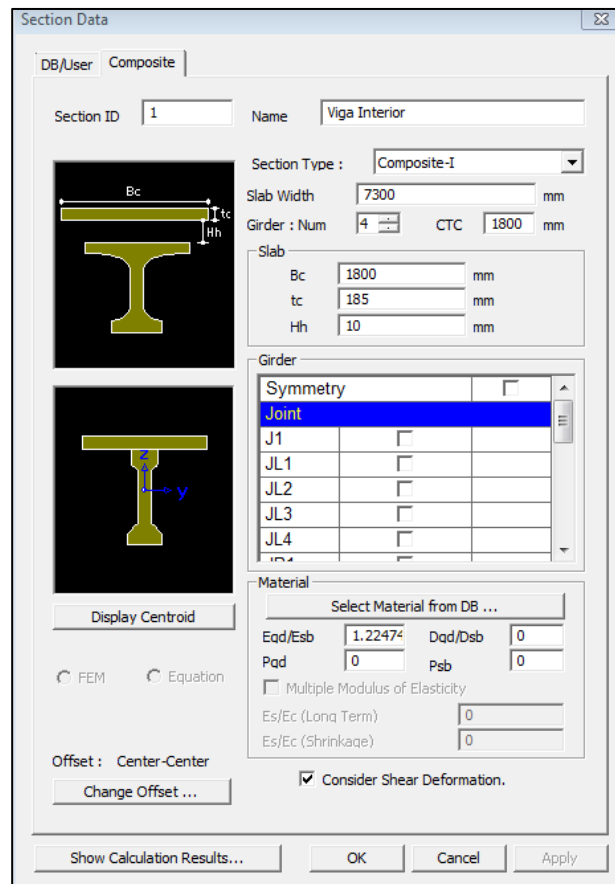
Para modelar el puente se empleó el método de emparrillado plano (*grillage plate*) el cual consiste en un modelo numérico espacial, en el cual se representan a la losa y a las vigas por medio de elementos tipo barra.

3.5.1 Propiedades geométricas de los elementos

Las dimensiones obtenidas a partir del levantamiento en campo fueron introducidas al modelo.

Para el caso de la sección I compuesta el programa facilitó el ingreso de las medidas y el cálculo de las propiedades geométricas mediante la opción " *composite section I* " la cual permitió crear una sección en la que se podía ingresar un material distinto para la viga y la losa con el fin de determinar del ancho efectivo de ésta.

Figura 11. Imagen datos de la sección en Midas



Además se crearon las secciones para las riostras y los elementos de unión entre las vigas los cuales tienen como objetivo modelar la rigidez transversal losa, razón por la cual carecen de peso.

3.5.2 Propiedades de los materiales

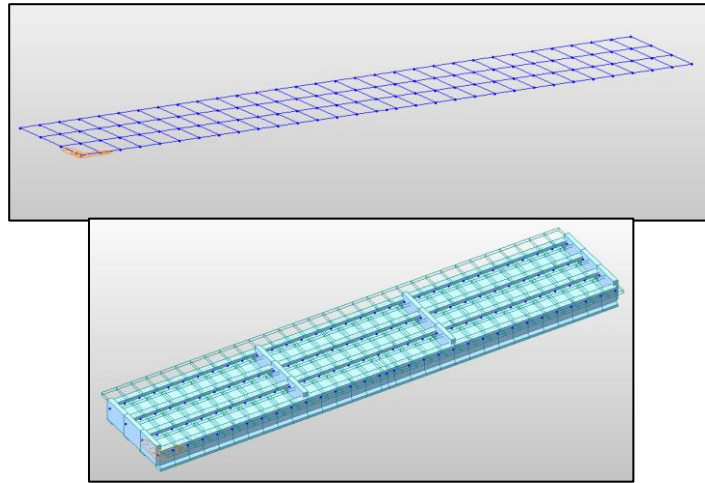
Las propiedades ingresadas al programa corresponden a las asumidas en el diseño de del postensado.

Figura 12. Imagen datos de los cables de preesfuerzo.

Property	Value	Unit
Tendon Name	Cable	
Tendon Type	Internal(Post-Tension)	
Material	3: Tendón	
Total Tendon Area	0.00039484	m ²
Duct Diameter	0.004	m
Relaxation Coefficient	CEB-FIP	6.5 %
Ultimate Strength	190000	tonf/m ²
Yield Strength	160000	tonf/m ²
Curvature Friction Factor	0.25	
Wobble Friction Factor	0.003	1/m
External Cable Moment Magnifier	0	tonf/m ²
Anchorage Slip (Draw in) - Begin	0.006	m
Anchorage Slip (Draw in) - End	0.006	m
Bond Type	Bonded	

Una vez fijadas estas propiedades se procedió a crear los elementos tipo barra que conforman el modelo. Las vigas fueron definidas como simplemente apoyadas y se restringió en una de éstas el eje transversal.

Figura 13. Modelo de emparrillado tanto 2D como 3D



El modelamiento del postensado se realizó mediante tres pasos: definición de las propiedades del cable (material, número de torones, coeficientes de fricción y curvatura, penetración de cuña), el trazado geométrico de los cables y la introducción de la fuerza en cada cable. Las pérdidas diferidas en los cables de preesfuerzo se tuvieron en cuenta a través de la definición de parámetros de acuerdo al modelo CEB-FIP 90 para analizar los fenómenos de flujo plástico, retracción del fraguado y la relajación del acero.

Finalmente, se definió las etapas constructivas del puente con el objetivo de establecer el instante en que se activaran las fuerzas en los cables del primer y segundo tensionamiento, y además simular la evolución de las propiedades de los materiales del puente durante un periodo aproximado de 30 años.

3.6 DISEÑO DE LA PRUEBA

Antes de la realización de la prueba fue necesario determinar la carga segura que podía soportar este tipo de estructura, pues debido al paso de los años y a la falta de mantenimiento, se debe tener un especial cuidado sobre la misma.

Para la obtención de las mayores deflexiones sobre la estructura, se determinó que las cargas representadas en los vehículos deberían ser colocadas lo más cerca posible del centro de la luz, en este caso a 15.5 metros medidos desde los apoyos de las vigas.

Para calcular la carga recomendable para la prueba se utilizaron los métodos sugeridos por la norma AASTHO [3] y la Monografía M-9 española [2].

Según el procedimiento estadounidense [3] para una prueba de comprobación, como es la realizada en el presente artículo, la ecuación que definiría la carga a aplicar es la siguiente:

$$L_t = X_{pa} \cdot L_r \cdot 1 + I \quad 1$$

En donde X_{pa} representa un factor que es variable de las condiciones físicas visibles del puente, de la tipología de sus apoyos, del nivel de tránsito sobre la estructura entre otros, y se representa por la siguiente formula:

$$X_{pa} = X_p * \left(1 + \frac{\%}{100} \right) \quad 2$$

Además se aconseja tomar un valor de 1.4 para X_p y X_{pa} debe oscilar entre 1.3 y 2.2. En la tabla 3 se muestran los valores de ajuste dependiendo de la estructura.

Tabla 3. Valores de % para el ajuste para X_{pa}

Consideración	Ajuste
1 Línea de carga	+15%
Estructura no redundante	+10%
Fractura o detalles críticos	+10%
Puente en mal estado	+10%
Inspección rigurosa	-5%
Capacidad de carga > 1.0	-5%
Tráfico Promedio Diario < 1000	-10%
Trafico Promedio Diario < 100	-15%
Total	+20%

Para el caso de estudio se consideró los factores de Estructura no redundante, Puente en mal estado y tráfico promedio diario menor a 100 vehículos lo que nos da un total de 5% y un valor de $X_{pa} = 1.47$

El valor de $L_r \cdot 1 + I$ expresaría la carga viva más el impacto generado por la carga viva de diseño. De acuerdo a los lineamientos de la norma vigente, [1] en el cálculo se usaron las líneas de carga para luces mayores a 28 metros. Evaluando la fuerza causada por la carga viva según la línea de carga y con un factor de impacto de 0.225 se obtiene el valor de $L_r^*(1+I)$.

$$L_r \cdot 1 + I = 1.225 \cdot 1.49 \cdot 31 + 12 \quad (3)$$

Consiguiendo $L_r^*(1+I)$ un valor de 71.3 Toneladas. Finalmente aplicando la ecuación 1, se halla que la carga admisible será de 104.811 Toneladas.

El procedimiento según [2] se basa en el uso de una ecuación para el cálculo de las cargas admisibles, la cual tiene como variables el ancho del tablero y la longitud total del puente y se representa de la siguiente manera

$$P = 0.65 \cdot 4 + \frac{1200}{b \cdot L} \cdot b \cdot L \quad (4)$$

Donde b es el ancho del tablero en metros y sin incluir andenes, L es la longitud del puente en metros, y P es la carga en kN. Con un ancho de 6.7 metros y una longitud de 31 metros, la carga P será finalmente 134.6 Toneladas.

Si bien ambos valores son notoriamente significativos se decidió tomar el menor debido a la incertidumbre en el diseño del postensionamiento y el desconocimiento de daños internos sobre la estructura. Finalmente, como se recomienda en [2] la carga de 104 toneladas se redujo a un valor del 70% como valor de seguridad por lo que la carga admisible máxima que se deberá colocar a la estructura es de 73.37 toneladas, lo que equivaldrían a dos volquetas con peso mayor a 35 toneladas aproximadamente.

3.7 REALIZACION DE LA PRUEBA

El día jueves 17 de julio de 2014 se realizó la prueba a los puentes estudiados entre los cuales se encontraba el puente Aguablanca. Para la prueba se contó con el préstamo de dos vehículos tipo Workstar International Doble Troque modelo 2014 a cargo de Conalvías. Los vehículos tenían una carga de material de subbase granular y tuvieron un peso de 33.33 toneladas y 34.86 toneladas. Desafortunadamente la báscula que pesó los vehículos no permitió conocer el peso por eje, razón por la cual se asumió una distribución porcentual de pesos del 65% sobre el eje tándem y un 35% sobre su eje sencillo a partir de pruebas de carga realizadas por Conalvías e ISAGÉN en las que se usó el mismo tipo de vehículos.

Figura 14. Foto frontal del vehículo tipo Workstar International Doble Troque



Para la toma de información durante la prueba se usó un nivel de precisión y mira topografía, con una precisión de 1 milímetro dichos aparatos fueron los adecuados para analizar el comportamiento de la estructura.

Debido al tiempo de disponibilidad de los vehículos de prueba, se decidió cargar el vano de luz de 31 metros con ambas volquetas lo más cerca posible al centro de la luz y de espalda entre ellas en una única fase de carga. (Ver figura 15).

Figura 15. Posicionamiento de los vehículos cargados.



Con el objetivo de obtener las mayores deflexiones posibles se determinó la colocación de la mayor cantidad de carga una viga en particular, en este caso la viga externa de lado derecho en la dirección San Vicente de Chucurí – La Renta por lo que se ubicaron los dos vehículos con sus ejes tandem lo más cerca posible al eje de la viga y que al mismo tiempo nos permitiera la medición de deflexiones de la misma. Finalmente se tomaron datos de tres estados de carga: el primer y el tercer estado comprendían el puente sin carga antes y después de la prueba, el segundo caso de carga comprendía la colocación de los vehículos sobre la estructura. El primer estado de carga servirá como referencia para determinar desplazamientos durante la prueba.

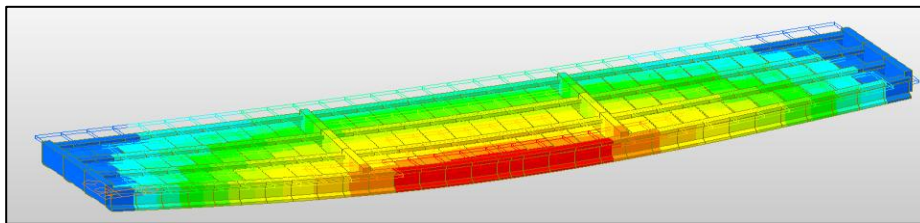
La toma de datos se realizó en puntos específicos a lo largo de la viga que presentaría las mayores deflexiones, los puntos fueron marcados sobre la estructura para facilitar su localización y todos los datos como las mediciones, pesajes y geometrías de los vehículos y deflexiones alcanzadas en cada estado de carga fueron registrados en un formato diseñado por los autores. (ver anexo a y b).

4. ANÁLISIS Y RESULTADOS

4.1 RESULTADOS Y CALIBRACION DEL MODELO

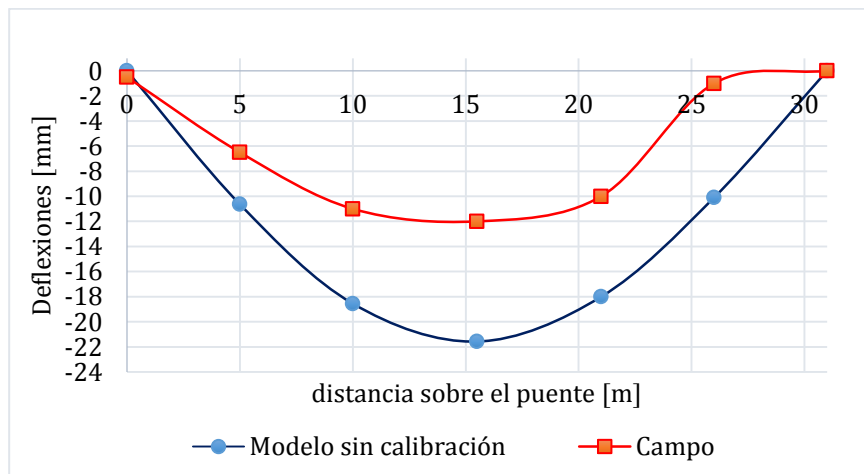
Una vez realizada la prueba de carga y adquirido los datos se procedió a hacer la comparación con los resultados modelados en el programa.

Figura 16. Visualización de los resultados obtenidos a través de Midas Civil.



A continuación se muestran la gráfica que compara las deflexiones obtenidas por cada método para el carril derecho en dónde ocurrieron las mayores deformaciones.

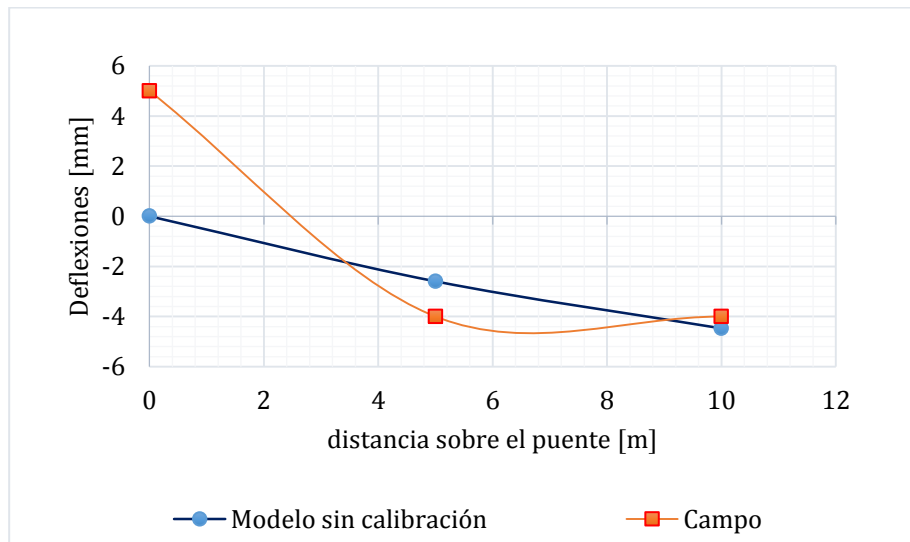
Figura 17. Deflexiones modelo sin calibrar. Carril derecho



En primer lugar se observa en la gráfica 17 que el punto medido a los 26 metros tiene una deflexión mucho menor de lo esperado de acuerdo al comportamiento del resto de los puntos, ya que debería ser similar a la medida a los 5 metros. Comparando los resultados se observa además que las deflexiones obtenidas en el modelo son mucho mayor a las de campo. La mayor diferencia se presenta en el centro de la luz con un valor 9.5 mm.

El carril del extremo izquierdo presento problemas de visibilidad para el equipo de medición, sólo registró la deflexión en tres puntos cercanos al apoyo, por lo que dichos datos no contribuyen a ser una muestra del comportamiento de la viga durante la ejecución de la prueba, razón por la cual no se tuvieron en cuenta estos valores experimentales para la calibración del modelo.

Figura 18. Deflexiones modelo sin calibrar. Carril izquierdo



Con el objetivo de calibrar el modelo y de ajustar los resultados se analizaron las variables que afectan la rigidez de la estructura las cuales se mencionan a continuación:

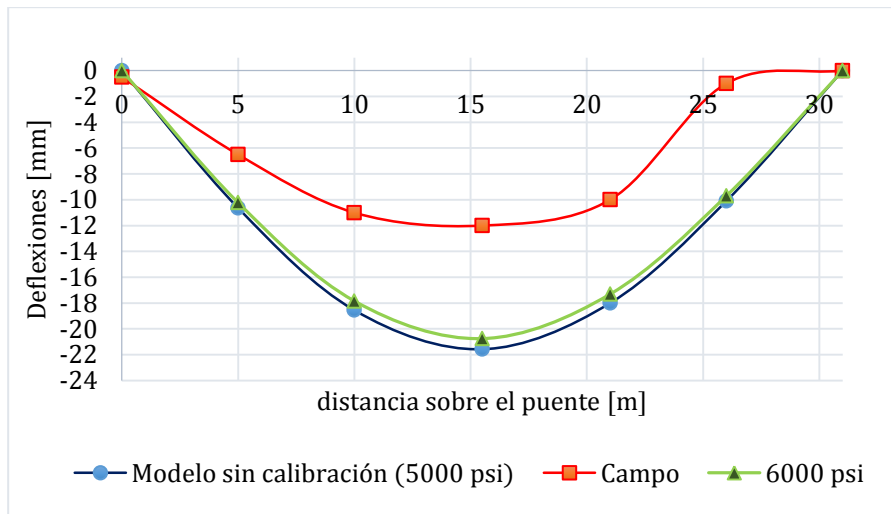
- Módulo de elasticidad del concreto
- Área y fuerza en cables de postensado
- Inercia de la sección

4.1.1 Módulo de elasticidad del concreto

Con el fin de evaluar la influencia que tiene el módulo de elasticidad del concreto en la rigidez de la estructura se decidió aumentar la resistencia de éste a 6000 psi, y así mismo aumentar su módulo de elasticidad asumiendo que tiene una densidad normal por lo que se puede emplear la fórmula $E_c = 4700 \cdot \overline{f'_c}$.

De esta forma se obtuvo la siguiente gráfica:

Figura 19. Influencia del módulo de elasticidad sobre la rigidez. Deflexiones en carril derecho



Al igual que en la figura 17 se puede ver que las deflexiones siguieron estando lejos de los valores esperados. La diferencia en el centro de la luz fue de 9.7 mm

lo que indicó que el aumento en el módulo de elasticidad a 6000 psi sólo redujo la diferencia a 0.8 mm.

Para la calibración el modelo se pudo haber seguido aumentando el módulo de elasticidad sin embargo debido que no es muy probable que el concreto del puente tenga una resistencia mayor a 6000 psi se procedió a analizar las otras variables.

4.1.2 Área y fuerza en cables de postensado

Como segundo paso en la calibración del modelo se estudió la relación entre el diseño de postensionamiento y la deformación del puente. Para esto se decidió aumentar el área y la fuerza en los cables de postensado.

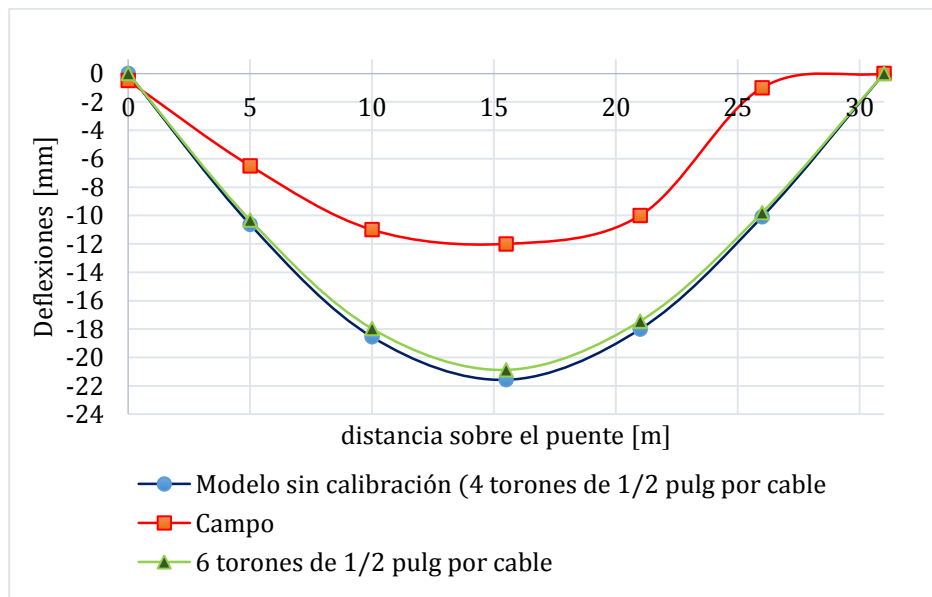
En primer lugar se decidió aumentar en un 30% las fuerza (ver tabla 4) de los cables pero al comparar los resultados no se evidenció mejora alguna, es decir, las deflexiones obtenidas a partir de esta hipótesis eran las mismas obtenidas en el modelo sin calibrar, por lo que se siguió a analizar el efecto del área de los torones sobre la rigidez del puente, razón por la cual se aumentó el número de torones por cable a 6.

Tabla 4. Cuadro de tensionamiento con un aumento del 30%

Cable	Torones (1/2 pulg)	Tensión en el gato (t)	Tensionamiento
1	4	71,24	Primero
2	4	70,59	
3	4	69,94	
4	4	69,16	
5	4	69,16	
6	4	60,71	Segundo
7	4	60,71	
8	4	61,36	

De esta forma se obtuvo la siguiente gráfica:

Figura 20. Influencia del área de los cables de postensado. Deflexiones en carril derecho



Nuevamente se aprecia que la gráfica presenta una diferencia considerable con respecto a los resultados de campo la cual corresponde: 8,9 mm en el punto ubicado en el centro de luz.

4.1.3 Inercia de la sección

Como última variable se analizó un aumento de la inercia en las vigas externas que conforman el puente. El objetivo de este incremento fue tratar de simular la rigidez aportada por el bordillo y la losa de sección variable en voladizo que se encuentra en los extremos de la sección transversal (ver figura 21).

Para calcular el porcentaje por el cual se debería multiplicar la inercia inicial se tomó el área de las vigas externas incluyendo la losa en voladizo y el bordillo. De esta forma se encontró que al tener en cuenta estos componentes del puente la inercia de la sección aumentaba en un 20 % como se puede apreciar en la tabla

5. Cabe aclarar que este cálculo fue aproximado debido a que se asumió que la totalidad de la sección estaba conformada por concretos de igual módulo de elasticidad.

Figura 21. Área total de la sección incluyendo el bordillo y el voladizo de la losa.

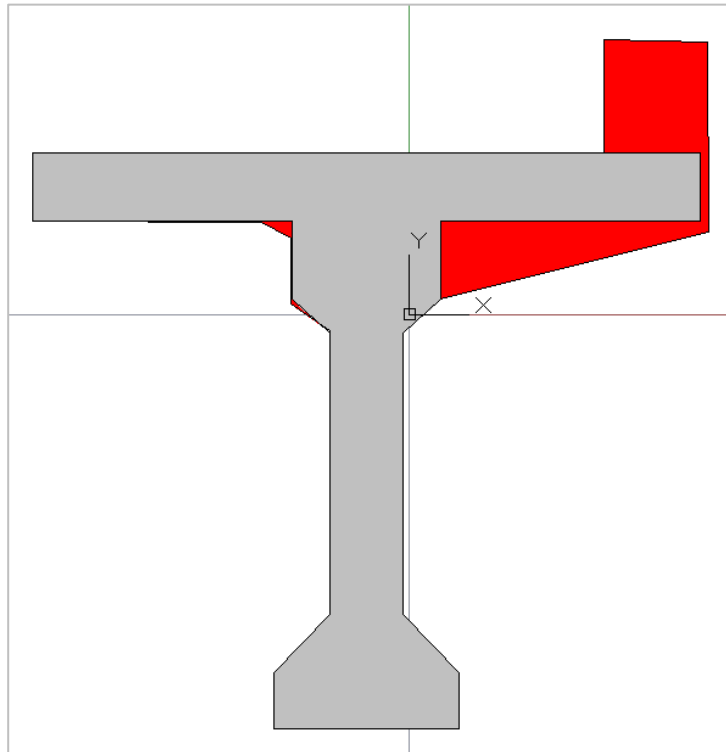
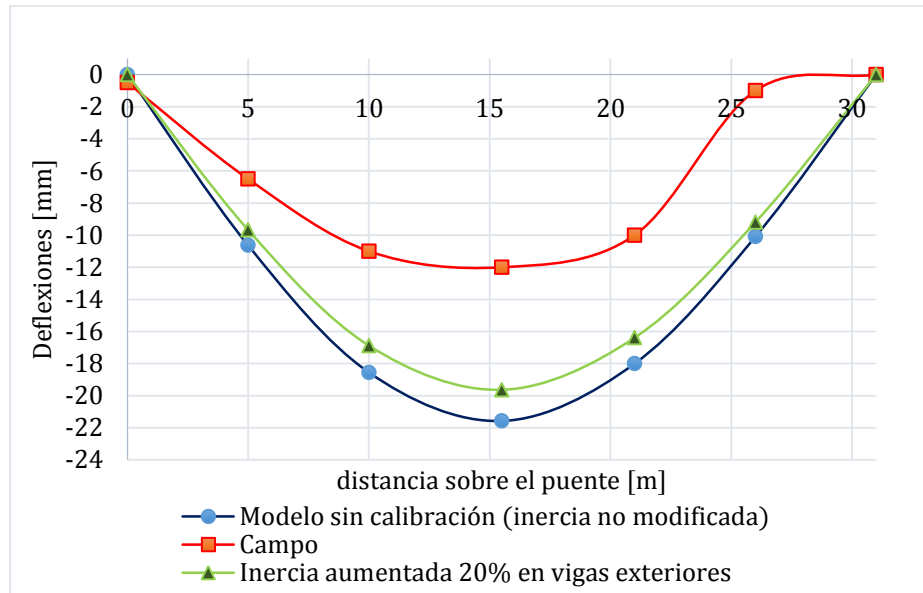


Tabla 5. Comparación entre las secciones real y aproximada.

Sección	Área (m ²)	Inercia (m ⁴)
Aproximada	0.727	0.199
Total	0.897	0.244

A continuación se muestran los resultados conseguidos al realizar esta variación en el modelo:

Figura 22. Influencia de la inercia en las vigas exteriores. Deflexiones en carril derecho



A partir de la gráfica se observa que el aumento de la inercia genera una diferencia en el centro de luz de 7.6 mm con el valor leído en campo. Si bien un valor que sigue siendo grande, indica que las dimensiones de la sección tienen una mayor influencia en la rigidez del puente que las variables antes analizadas (área del postensado y módulo de elasticidad del concreto).

4.2 RESUMEN DE AJUSTES

Para calcular la variable que genera una mayor reducción en las deflexiones se analizó los valores obtenidos individualmente y se comparó con el modelo numérico inicial de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$Diferencia\ en\ \% = \frac{\delta_0 - \delta_i}{\delta_0} * 100$$

En donde δ_0 es la deflexión al centro de la luz del modelo sin calibrar y δ_i es la deflexión al centro de la luz del modelo con el cambio en la variable analizada individualmente. Finalmente se lograron los siguientes resultados

Tabla 6. Resumen de las variables analizadas

Variable	Deflexión centro de la luz [mm]	Diferencia en %
Aumento de $f'c$ 5000 psi a 6000 psi	20.752	3.81
Aumento del 30% de la fuerza en cada cable	No hay diferencias significativas	0.00
Aumento de 4 a 6 torones de 1/2" por cable	20.875	3.24
Aumento de la inercia en la viga externa	19.633	9.00

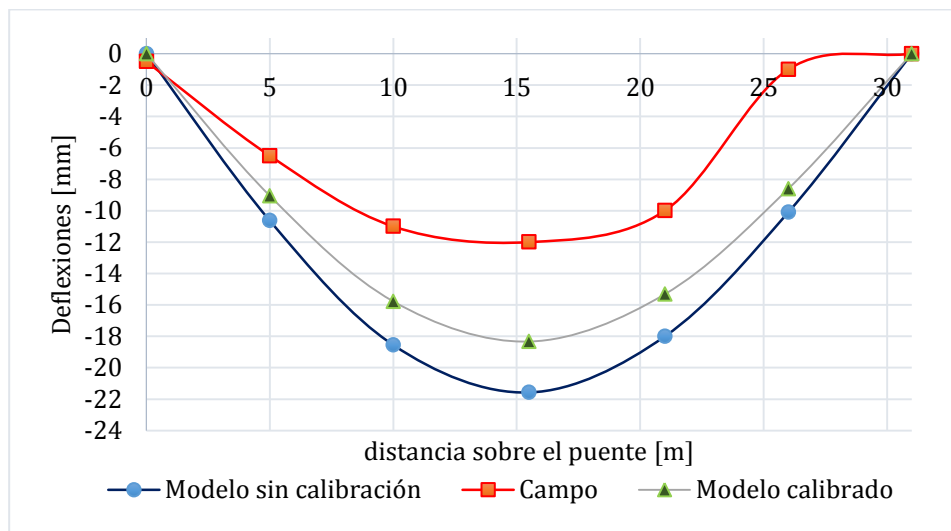
4.3 CALIBRACION

Una vez estudiada la influencia de cada una de las variables sobre la rigidez se continuó con la calibración del modelo. Para poder ajustar los datos del modelo a los obtenidos en campo se sumaron los escenarios de aumento del módulo de elasticidad, el área de los cables de postensado y la inercia de las secciones externas.

En el caso del módulo de elasticidad se optó no aumentar a más de 6000 psi debido a que sería algo atípico que se haya empleado un concreto de mayor resistencia en la construcción de este puente en particular. De igual forma para el caso del cable de postensado se decidió no aumentar el área ni el número de

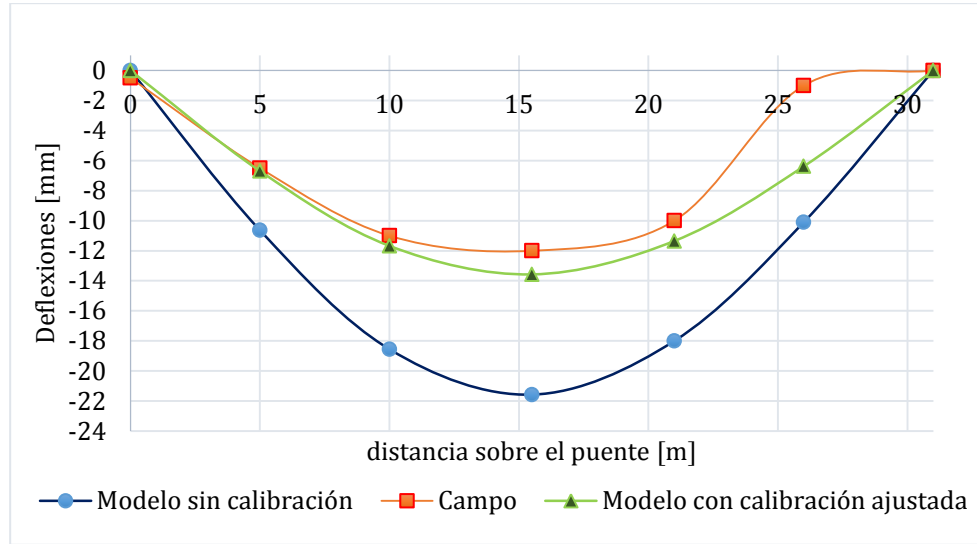
los cables debido a que no sería un diseño acorde a la realidad y probablemente se excedan los esfuerzos a compresión en el concreto. Finalmente agregando el efecto causado el aumento de 20% de la inercia de las vigas externas se consigue la siguiente gráfica:

Figura 23. Modelo calibrado con base en las variables analizadas. Deflexiones en carril derecho



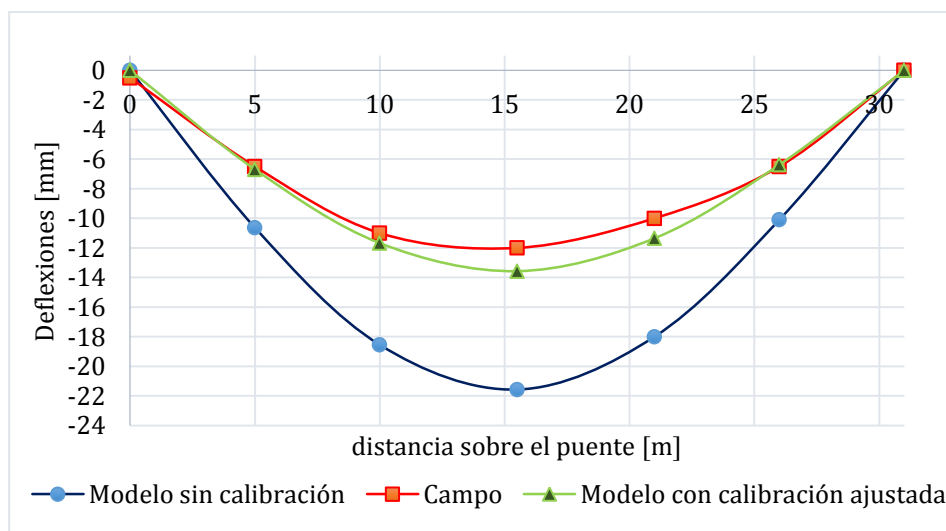
De esta forma la deflexión obtenida en el centro de la luz fue de 18.3 mm, es decir, 6.3 mm mayor que el desplazamiento obtenido en campo (52%). Con fin de obtener una calibración más ajustada se propuso seguir aumentando la inercia de las vigas externas. Se encontró que duplicando el valor de la inercia de la sección y sumando a los efectos obtenidos al emplear un concreto de 6000 psi y cables de 6 torones se obtiene la siguiente gráfica:

Figura 24. Modelo con calibración ajustada. Deflexiones en carril derecho



Se aprecia que los puntos se ajustaron a los resultados obtenidos en campo exceptuando el punto tomado a los 25 metros el cual debería tener un valor de deflexión similar al obtenido a los 5 metros. Si se coloca el mismo valor en ambos puntos la gráfica tendría este resultado:

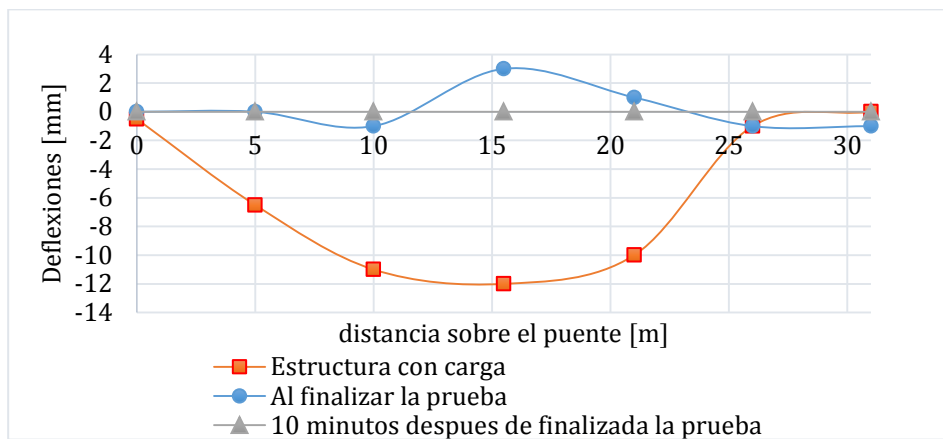
Figura 25. Modelo con calibración ajustada. Deflexiones en carril derecho, asumiendo que las deflexiones a los 5 y 25 metros son iguales.



4.4 DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES

Al finalizar la prueba de carga la estructura presento desplazamientos muy bajos y finalmente 10 minutos después de ser eliminada la carga de los vehículos retorno a su forma original presentando ningún desplazamiento remanente.

Figura 26. Deflexiones durante la prueba de carga y al finalizar la prueba.



5. CONCLUSIONES

Las deflexiones obtenidas en campo fueron menores a las obtenidas a través del modelo numérico, esto indica que el puente tuvo una rigidez mayor a lo esperado. De acuerdo a los resultados se puede concluir que la superestructura del puente Aguablanca no presenta ningún daño estructural grave a pesar de su tiempo de vida útil y la falta de mantenimiento.

Observando la figura 26 cuando se produce la descarga del puente se concluye que la estructura no superó el rango elástico ni se generaron deformaciones permanentes que pudiesen afectar las condiciones a futuro del puente.

Para la toma de medidas geométricas del puente Aguablanca fue de gran utilidad el uso del escáner láser terrestre pues redujo en gran medida el tiempo en campo y permitió la generación de un modelo digital en 3D a partir de una nube de puntos. Dicho modelo facilitó la obtención de datos geométricos necesarios que en campo hubieran sido difíciles de lograr debido a las condiciones propias del terreno tales como la altura del puente y la corriente del río.

La calibración del modelo se logró aumentando el módulo de elasticidad del concreto, el área de los cables de postensado y la inercia de las vigas externas. De acuerdo a las gráficas obtenidas la variable que tuvo mayor incidencia en la calibración fue el aumento de la inercia, el cual se hizo con el objetivo de simular la rigidez aportada por el bordillo y la losa en voladizo presente en las vigas externas del puente.

No es posible obtener un valor exacto del módulo de elasticidad del concreto debido a la incertidumbre y el margen de error de las medidas tomadas en campo, sin embargo se puede afirmar que este presenta una resistencia en un rango entre 5000 - 6000 psi (350-420 kg/cm²) de acuerdo a los datos proporcionados por el modelo. Una situación similar sucede con las propiedades

del postensado en donde debido a la falta de planos fue necesario asumir un diseño (ver anexo 3).

En el proceso de calibración del modelo se encontró que el aumento en la fuerza de los cables de postensioamiento no produce cambios significativos en las deflexiones de la estructura. Por otro lado, aumentos de 1000 psi al módulo de elasticidad del concreto disminuye hasta un 3.81% las deflexiones, en ese mismo orden lo hace el aumento de 2 torones de $\frac{1}{2}$ " por cable con una reducción del 3.24%. Finalmente, los mejores ajustes son ocasionados por el incremento de la inercia de la sección de la viga, ya que aumentos de un 20% produjeron desplazamiento hasta un 9% menor con respecto al modelo sin calibrar.

En el caso del Puente Aguablanca los elementos como el bordillo y la losa en voladizo aportan gran rigidez a las vigas externas. Para poder obtener una mejor calibración se pudo haber cargado mejor una de las vigas interiores o crear un modelo de elementos finitos mucho más detallado. En todo caso se concluye que las propiedades geométricas son las que más aportan rigidez al puente y fue a partir de esta que se pudo calibrar el modelo.

Para lograr una calibración más ajustada a los datos de campo fue necesario duplicar la inercia de las vigas externas. Lo anterior no significa necesariamente que el bordillo y la losa en voladizo aporten toda esta inercia, ya que también se debe tener la precisión de los instrumentos de medida y las limitaciones del modelo.

6. RECOMENDACIONES

Es fundamental reducir los causales de error en la calibración del modelo numérico con los datos tomados en campo, por esto se considera importante eliminar el mayor número de incertidumbres de la prueba, como lo es el diseño del postensado aplicado a la estructura.

Para la toma de datos durante la prueba de carga es esencial el uso de aparatos de alta precisión, en la medición de las deflexiones se usó un equipo de nivel de precisión y mira topográfica, sin embargo se aconseja el uso de más de un equipo de nivel para medir la deformación en varias vigas sin necesidad de trasladarlo.

La limpieza de la zona en donde se toman las medidas de desplazamiento ayudara a disminuir las causales de error durante la realización de la prueba.

Cada vehículo es diferente dependiendo de la carga que transporta, por lo que es necesario realizar una medición de peso por ejes. En esta prueba debido a problemas de causa mayor no se pudo realizar dicho pesaje lo que pudo generar problemas al ajustar el modelo numérico.

Debido al envejecimiento de los materiales se recomienda la realización de ensayos no destructivos y destructivos al concreto de la estructura con el objetivo de conocer su resistencia a la compresión y módulo de elasticidad actual.

Todas mediciones adicionales tales como el aplastamiento de los apoyos, medición de esfuerzo entre otros son un gran aporte para generar modelos numéricos más exactos que reflejen el comportamiento real de la estructura.

Para obtener mejores curvas de comportamiento de la viga es importante la toma de deflexiones en la mayor cantidad de puntos sobre la longitud de la viga.

Debido a que no se consideraron los efectos dinámicos sobre la prueba es importante tener en cuenta la estabilización de los desplazamientos para cada

estado de carga; pues grandes diferencias en los datos a través del tiempo serán el resultado de los efectos estáticos y dinámicos.

La falta de visibilidad debido al mal posicionamiento de los vehículos de carga puede generar errores en las mediciones, por lo que se aconseja verificar la ubicación de los equipos de medición y de los vehículos antes de la realización de la prueba.

CITAS

[1] AIS-ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA; Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1ª edición, Bogotá, 1995.

[2] ACHE-ASOCIACIÓN TÉCNICO CIENTÍFICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. Monografía M-9 Pruebas de carga de estructuras. Madrid, 2005.

[3] AASHTO; Manual for Bridge Evaluation; 2ª Edición; Washington D.C; 2010.

[4] Google Maps; <https://www.google.com/maps/@7.0812927,-73.3416983,14736m/data=!3m1!1e3> , Consultado el 28 de Julio de 2014

[5] MINISTERIO DE FOMENTO; Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera; 2ª Edición; Madrid; 2011.

[6] Sétra service d'Études techniques des routes et autoroutes; Technical guide: Load test on road bridges and footbridges; París, 2006.

[7] MUÑOZ Edgar, NUÑEZ Federico, RODRIGUEZ Jorge, RAMOS Alfonso, OTALORA Camilo; Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural; Revista Ingeniería de la construcción; Volumen 25 #2; agosto de 2010; pp 285-323.

[8] MUÑOZ Edgar, NUÑEZ Federico, RODRIGUEZ Jorge, RAMOS Alfonso, OTALORA Camilo; Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en

acero basado en confiabilidad estructural; Revista Ingeniería de la construcción; Volumen 23 #3; diciembre de 2008; pp 125-144.

[9] MUÑOZ Edgar, NÚÑEZ Federico, RODRIGUEZ Wilson, OTALORA Camilo, RUIZ Daniel; Evaluación por confiabilidad estructural en puentes en acero apoyada en monitoreo e instrumentación; Revista de ingeniería Universidad Javeriana Sede Bogotá; volumen 10 #1, junio de 2006, pp 31-54.

[10] CARDOZA Marvin, VILLALOBOS José; Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática [Tesis de pregrado]; San Salvador, El Salvador: Universidad de el Salvador. Agosto de 2005.

[11] MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE; Decreto de ley 2171 de 1992; Bogotá; 1992; http://www.secretariassenado.gov.co/senado/basedoc/decreto_2171_1992.html , Consultado el 28 de Julio de 2014.

[12] ULLOA Andrés; Evaluación del uso de un escáner láser terrestre y métodos tradicionales en la ejecución de un levantamiento topográfico [Tesis de Pregrado]. Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander. Febrero de 2013.

[13] Escaner RIEGL VZ-400; <http://www.riegl.com/nc/products/terrestrial-scanning/produktdetail/product/scanner/5/> , Consultado el 28 de Julio de 2014.

[14] VALLECILLA Carlos; Diseño de puentes en concreto postensado; Bogotá; 2010.

[15] FONDO NACIONAL DE CAMINOS VECINALES; Superestructuras en concreto postensado; Bogotá 1993.

[16] MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE; Modelo de puentes de carreteras; Bogotá 1998

BIBLIOGRAFIA

AASHTO; Manual for Bridge Evaluation; 2ª Edición; Washington D.C; 2010.

AIS-ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA; Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1ª edición, Bogotá, 1995.

ACHE-ASOCIACIÓN TÉCNICO CIENTÍFICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. Monografía M-9 Pruebas de carga de estructuras. Madrid, 2005.

CARDOZA Marvin, VILLALOBOS José; Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática [Tesis de pregrado]; San Salvador, El Salvador: Universidad de el Salvador. Agosto de 2005.

Escaner RIEGL VZ-400; <http://www.riegl.com/nc/products/terrestrial-scanning/produktdetail/product/scanner/5/> , Consultado el 28 de Julio de 2014.

FONDO NACIONAL DE CAMINOS VECINALES; Superestructuras en concreto postensado; Bogotá 1993.

Google Maps; <https://www.google.com/maps/@7.0812927,-73.3416983,14736m/data=!3m1!1e3> , Consultado el 28 de Julio de 2014.

MINISTERIO DE FOMENTO; Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera; 2ª Edición; Madrid; España; 2011.

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE; Modelo de puentes de carreteras; Bogotá; Colombia; 1998

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE; Decreto de ley 2171 de 1992; Bogotá; Colombia; 1992; http://www.secretariassenado.gov.co/senado/basedoc/decreto_2171_1992.html , Consultado el 28 de Julio de 2014.

MUÑOZ Edgar, NUÑEZ Federico, RODRIGUEZ Jorge, RAMOS Alfonso, OTALORA Camilo; Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural; Revista Ingeniería de la construcción; Volumen 25 #2; agosto de 2010; pp 285-323.

MUÑOZ Edgar, NÚÑEZ Federico, RODRIGUEZ Jorge, RAMOS Alfonso, OTALORA Camilo; Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural; Revista Ingeniería de la construcción; Volumen 23 #3; diciembre de 2008; pp 125-144.

MUÑOZ Edgar, NÚÑEZ Federico, RODRIGUEZ Wilson, OTALORA Camilo, RUIZ Daniel; Evaluación por confiabilidad estructural en puentes en acero apoyada en monitoreo e instrumentación; Revista de ingeniería Universidad Javeriana Sede Bogotá; volumen 10 #1, junio de 2006, pp 31-54.

Sétra service d'Études techniques des routes et autoroutes; Technical guide: Load test on road bridges and footbridges; París, 2006.

ULLOA Andrés; Evaluación del uso de un escáner láser terrestre y métodos tradicionales en la ejecución de un levantamiento topográfico [Tesis de Pregrado]. Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander. Febrero de 2013.

VALLECILLA Carlos; Diseño de puentes en concreto postensado; Bogotá; 2010.

ACTA DE PRUEBA DE CARGA
PRUEBA DE CARGA: PUENTE AGUABLANCA

Anexo a

Proyecto de grado:
**EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN
CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE PRUEBAS DE CARGA. CASO
DE ESTUDIO: PUENTE AGUABLANCA VÍA LA RENTA – SAN VICENTE DE
CHUCURÍ.**

Elaboró:
Rafael Andrés Sanabria Díaz
Estudiante Ingeniería Civil
Universidad Industrial de Santander

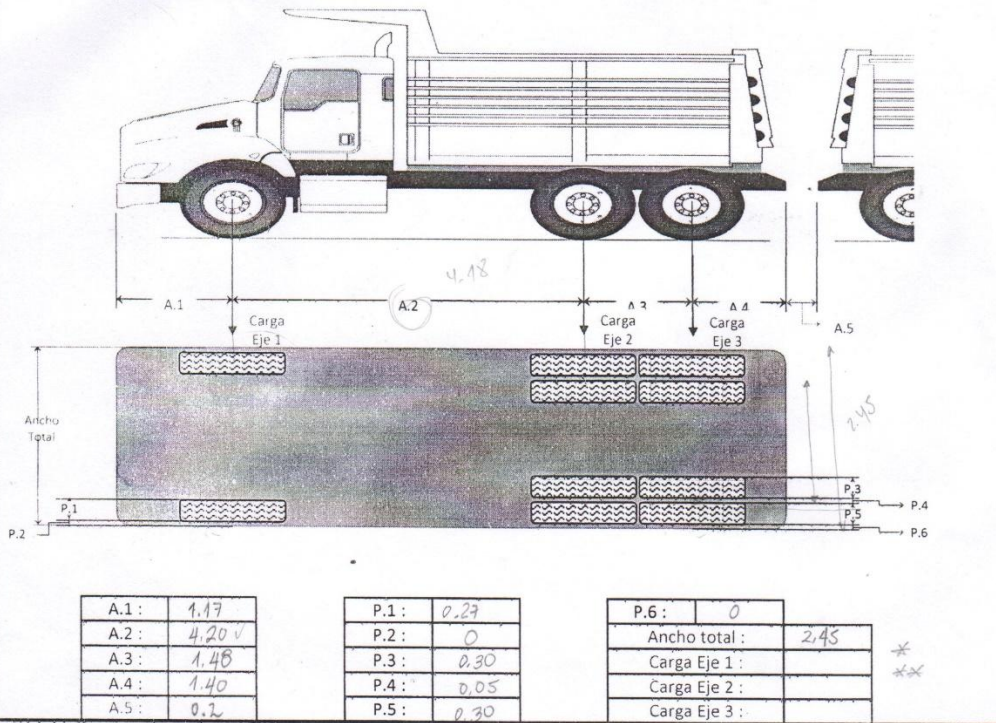
Luis Francisco Rincón Prada
Estudiante Ingeniería Civil
Universidad Industrial de Santander

Bucaramanga, Agosto de 2014



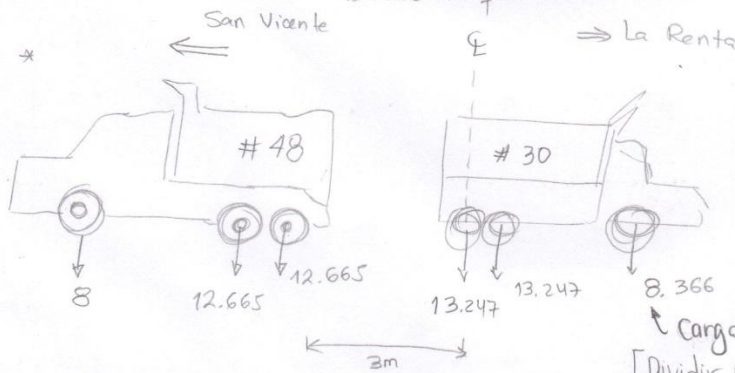
ACTA DE PRUEBA DE CARGA			
PUENTE: Aguablanca, Vía La Renta - San Vicente de Chucurí		FECHA	Hora: 4:00
TIPO DE PRUEBA: Estática no destructiva		D: 17	Duración: 45 minutos
ORGANISMO ENCARGADO: Universidad Industrial de Santander			
UBICACIÓN: La Renta - San Vicente de Chucurí			
DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA: Pente de vigas postensadas (4 vigas) con luz de 31 metros			
ASISTENTES:			
	NOMBRE	ENTIDAD	
1	Gustavo Chio Cho	UIS	
2	Alvaro Vivescat	UIS	
3	Jorge Armando Mora	UIS	
4	Rafael Andres Sanabria	UIS	
5	Luis Francisco Rincon	UIS	
6	Silvia Juliana Sarmiento	UIS	
7	Angelica Maria Arjedo	UIS	
8	Edinson (Topografía)	UIS	
9	Leonardo Herrera	UIS	
10	Danyha Gonzalez	UIS	
11	Juan Sebastian Arenas	UIS	
12			
CONDICIONES ATMOSFÉRICAS: No llueve desde hace varios días, cielo despejado			
TEMPERATURA: 30°C		HUMEDAD RELATIVA: 75%	
INSTRUMENTACIÓN INSTALADA: Nivel de precisión Mira topográfica			
NOTAS:			
Observaciones:			
<ol style="list-style-type: none"> 1. El tipo de prueba será de recepción de obra nueva o puente en servicio 2. El nombre será conformado por una o varias identificaciones características del puente o como se le conozca. 3. Las condiciones atmosféricas no serán tenidas en cuenta para los cálculos sin embargo se registraran para futuros análisis. 4. El tipo de vehículo de referencia es un camión C3 con un eje tándem, sin embargo, podrá cambiarse siempre que se registre todos sus datos en el presente documento. 5. Se deberá especificar la hora de inicio y duración total de la prueba. 6. Si no se alcanzan los criterios de aceptación estará bajo la responsabilidad del equipo encargado la continuación de la prueba. 7. Todo resultado anómalo debe ser incluido en las notas y posteriormente justificado en el informe de resultados. 8. Este formato no considera pruebas dinámicas y se diseñó para puentes de un solo vano. 9. Se deberá hacer registro de las posiciones teóricas y reales de los vehículos durante la prueba y para todos los estados de carga. 			

TRENES DE CARGA UTILIZADOS:



Espacio para demarcaciones adicionales sobre el puente


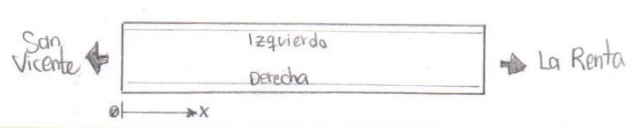
Observaciones: Volqueta Workstar International Doble troque 2014



Peso total = 33.33 ton

34.86 ton

Carga por eje
 [Dividir entre 2 para el modelo]

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza							No	
Medición de la geometría de los vehículos							Siguiete pag.	
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)							OK	
Registro de los pesajes de las basculas							Siguiete pag.	
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)							Ø derecho	
Medición inicial sin carga							Medición Final Cota: 900.066	
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-0.5 mm	0 mm	OK					900.066
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	0							900.066
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación : Las dos vehículos ubicados en el centro de la lve 								
Segunda ubicación : Pente sin carga								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
								
Criterios de estabilizacion		<p>Criterio 1:</p> $D_{10} - D_0 < 0.05 D_0$ <p>Criterio 2:</p> $D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$ <p>El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:</p> $D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$						



LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								No
Medición de la geometría de los vehiculos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehiculos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								5 de cada
Medición inicial sin carga								Medición Final
								900.099
Primera ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
	-6.5 mm	-6 mm	OK					900.07
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
	0							900.099
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación : Mirar hoja 4.								
Segunda ubicación :								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
Criterios de estabilización								
Criterio 1:								
$D_{10} - D_0 < 0.05D_0$								
Criterio 2:								
$D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$								
El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:								
$D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$								

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza							No	
Medición de la geometría de los vehículos							Siguiente pag.	
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)							OK	
Registro de los pesajes de las basculas							Siguiente pag.	
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)							10 de cada	
Medición inicial sin carga							Medición Final	
							900.081	
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-11 mm	-11 mm	OK					
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-1 mm							
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación :								
Segunda ubicación :								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
Criterios de estabilizacion								
Criterio 1:								
$D_{10} - D_0 < 0.05D_0$								
Criterio 2:								
$D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$								
El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:								
$D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$								



LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza							No	
Medición de la geometría de los vehículos							Siguiente pag.	
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)							OK	
Registro de los pesajes de las basculas							Siguiente pag.	
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)							15.5 deracha	
Medición inicial sin carga							Medición Final	
							900.102	
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-12mm	-10mm	OK					900.092
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	+3mm							900.105
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación :								
Segunda ubicación :								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
Criterios de estabilización								
Criterio 1:								
$D_{10} - D_0 < 0.05D_0$								
Criterio 2:								
$D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$								
El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:								
$D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$								

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza							No	
Medición de la geometría de los vehículos							Siguiente pag.	
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)							OK	
Registro de los pesajes de las basculas							Siguiente pag.	
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)							2.1 derecha	
Medición inicial sin carga							Medición Final	
							900.105	
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-10 mm	-9 mm	OK					900.096
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	+1 mm							900.106
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación :								
Segunda ubicación :								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
Criterios de estabilización								
Criterio 1:								
$D_{10} - D_0 < 0.05D_0$								
Criterio 2:								
$D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$								
El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:								
$D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$								

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								No
Medición de la geometría de los vehículos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								26 derecha
Medición inicial sin carga								Medición Final 900.096
Primera ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	900.09
	-1 mm	-6 mm						
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	900.095
	-1 mm							
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación :								
Segunda ubicación :								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
Criterios de estabilización								
Criterio 1:								
$D_{10} - D_0 < 0.05D_0$								
Criterio 2:								
$D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$								
El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:								
$D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$								

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza							No	
Medición de la geometría de los vehículos							Siguiente pag.	
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)							OK	
Registro de los pesajes de las basculas							Siguiente pag.	
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)							31. derecha	
Medición inicial sin carga							Medición Final 900.095	
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final 900.095
	0	0	OK					
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final 900.094
	-1 mm							
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación :								
Segunda ubicación :								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
Criterios de estabilizacion								
Criterio 1: $D_{10} - D_0 < 0.05 D_0$								
Criterio 2: $D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$								
El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo: $D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$								

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								NO
Medición de la geometría de los vehiculos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehiculos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								0 120m
Medición inicial sin carga								Medición Final 900.078
Primera ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
	+5 mm	+5 mm	OK					900.083
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
	+2 mm							900.08
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación :								
Segunda ubicación :								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
Criterios de estabilización								
Criterio 1:								
$D_{10} - D_0 < 0.05D_0$								
Criterio 2:								
$D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$								
El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:								
$D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$								

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza							No	
Medición de la geometría de los vehículos							Siguiente pag.	
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)							OK	
Registro de los pesajes de las basculas							Siguiente pag.	
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)							5 requerida	
Medición inicial sin carga							Medición Final	
							900.07	
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-4 mm	-5 mm						900.065
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	+3 mm							900.073
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación :								
Segunda ubicación :								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
Criterios de estabilización								
Criterio 1:								
$D_{10} - D_0 < 0.05D_0$								
Criterio 2:								
$D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$								
El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:								
$D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$								



LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza							No	
Medición de la geometría de los vehículos							Siguiente pag.	
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)							OK	
Registro de los pesajes de las basculas							Siguiente pag.	
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)							10 requerido	
Medición inicial sin carga							Medición Final	
							900.099	
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-4mm	-6mm						900.091
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-1mm							900.096
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación :								
Segunda ubicación :								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
Criterios de estabilizacion								
Criterio 1:								
$D_{10} - D_0 < 0.05D_0$								
Criterio 2:								
$D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$								
El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:								
$D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$								

MODELO DE ACTA DE PRUEBA DE CARGA

Anexo b

Proyecto de grado:

EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE PRUEBAS DE CARGA. CASO DE ESTUDIO: PUENTE AGUABLANCA VÍA LA RENTA – SAN VICENTE DE CHUCURÍ.

Elaboró:

Rafael Andrés Sanabria Díaz
Estudiante Ingeniería Civil
Universidad Industrial de Santander

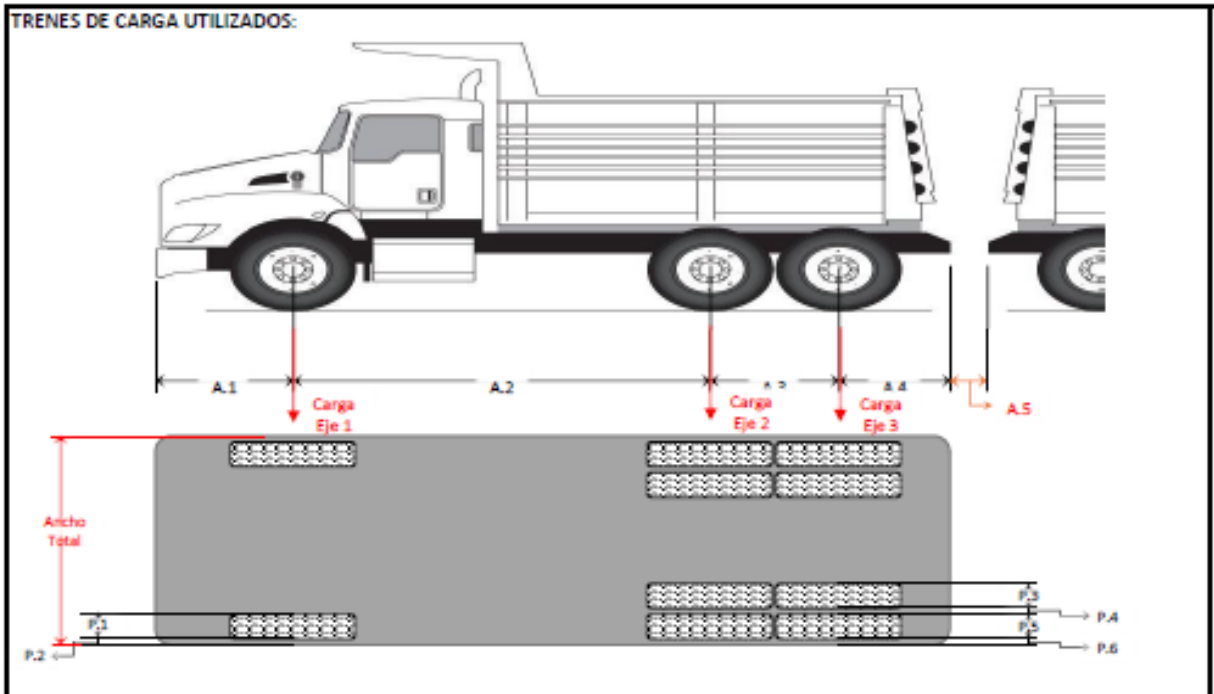
Luis Francisco Rincón Prada
Estudiante Ingeniería Civil
Universidad Industrial de Santander

Bucaramanga, Agosto de 2014

ACTA DE PRUEBA DE CARGA			
PUENTE:		FECHA	Hora:
			Duración:
TIPO DE PRUEBA:		D:	M: A:
ORGANISMO ENCARGADO:			
UBICACIÓN:			
DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA:			
ASISTENTES:			
NOMBRE		ENTIDAD	
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
CONDICIONES ATMOSFERICAS:			
TEMPERATURA:		HUMEDAD RELATIVA:	
INSTRUMENTACION INSTALADA:			
NOTAS:			
Observaciones:			
1. El tipo de prueba será de recepción de obra nueva o puente en servicio 2. El nombre será conformado por una o varias identificaciones características del puente o como se le conozca. 3. Las condiciones atmosféricas no serán tenidas en cuenta para los cálculos sin embargo se registraran para futuros análisis. 4. El tipo de vehículo de referencia es un camión C3 con un eje tándem, sin embargo, podrá cambiarse siempre que se registre todos sus datos en el presente documento. 5. Se deberá especificar la hora de inicio y duración total de la prueba. 6. Si no se alcanzan los criterios de aceptación estará bajo la responsabilidad del equipo encargado la continuación de la prueba. 7. Todo resultado anómalo debe ser incluido en las notas y posteriormente justificado en el informe de resultados. 8. Este formato no considera pruebas dinámicas y se diseñó para puentes de un solo vano. 9. Se deberá hacer registro de las posiciones teóricas y reales de los vehículos durante la prueba y para todos los estados de carga.			

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								
Medición de la geometría de los vehículos							Siguiente pag.	
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)								
Registro de los pesajes de las basculas							Siguiente pag.	
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								
Medición inicial sin carga							Medición Final	
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación :								
Segunda ubicación :								
Tercera ubicación :								
Cuarta ubicación :								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
Criterios de estabilización								
Criterio 1:		$D_{10} - D_0 < 0.05D_0$						
Criterio 2:		$D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$						
El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:								
		$D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$						

TRENES DE CARGA UTILIZADOS:



A.1 :	
A.2 :	
A.3 :	
A.4 :	
A.5 :	

P.1 :	
P.2 :	
P.3 :	
P.4 :	
P.5 :	

P.6 :	
Ancho total :	
Carga Eje 1 :	
Carga Eje 2 :	
Carga Eje 3 :	

Espacio para demarcaciones adicionales sobre el puente

Memoria de cálculo del diseño del postensado del puente Aguablanca

Anexo c

Proyecto de grado:

EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE PRUEBAS DE CARGA. CASO DE ESTUDIO: PUENTE AGUABLANCA VÍA LA RENTA – SAN VICENTE DE CHUCURÍ.

Elaboró:

Rafael Andrés Sanabria Díaz

Estudiante Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Bucaramanga, Julio de 2014

1. Memoria de cálculo del diseño del postensado del puente Aguablanca

1. Especificaciones

1.1. Normatividad

CCDSP-95 (Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes)

1.2. Materiales

Concreto de las vigas:

$$f'_{ci} = 315 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Concreto de la losa:

$$f'_{ci} = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo: $f_{pu} = 18900 \text{ kg/cm}^2$, $f_{py} = 16000 \text{ kg/cm}^2$

2. Sección transversal del puente

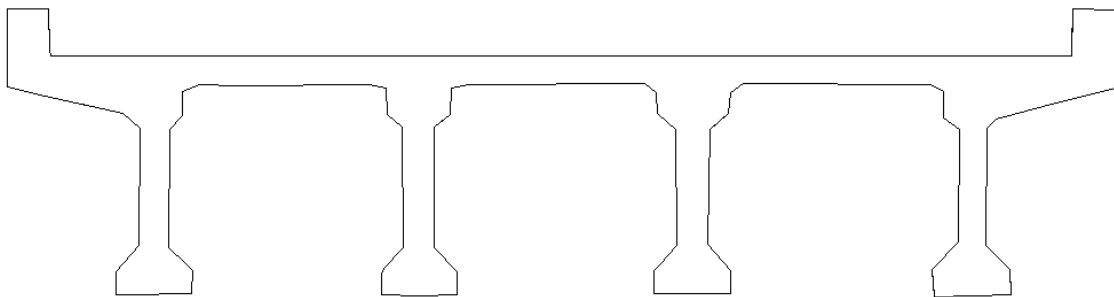


Figura 1. Sección transversal puente Aguablanca

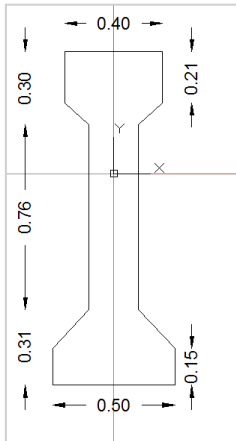
Distancia centro a centro entre vigas: 1.8 m (en promedio)

Espesor de la losa: 0.185 m

Ancho total de la sección: 7.3 m

Ancho útil: 6.7 m

2.1. Sección simple: propiedades geométricas



$A_g = 0.394 \text{ m}^2$ (área bruta de concreto)

$Y_{gs} = 0.712 \text{ m}$ (Distancia desde la fibra superior al centroide)

$Y_{gi} = 0.658 \text{ m}$ (Distancia desde la fibra inferior al centroide)

$I_g = 0.081 \text{ m}^4$ (Inercia centroidal)

Figura 2. Sección simple

2.2. Avalúo de cargas y máximas solicitaciones

Longitud aferente de la losa: 1.8m

Peso propio de la losa= $1.8 \cdot 0.185 \cdot 2.4 = 0.8 \text{ t/m}$

Peso propio de la viga= $0.394 \cdot 2.4 = 0.94 \text{ t/m}$

SUMA: 1.75 t/m

Momento debido al peso propio de la sección simple más el peso de la losa:

$$M_D = \frac{1.75 \cdot 31^2}{8} = 209.59 \text{ t.m}$$

2.3. Avalúo de carga sobreimpuesta

Peso del andén y la baranda: 0.408 t/m

Carpeta asfáltica: 0 t/m

Andén y barandas: $2 \cdot 0.408/4 = 0.204 \text{ t/m}$

Momento debido a carga sobreimpuesta:

$$M_{DS} = \frac{0.204 \cdot 31^2}{8} = 24.5 \text{ t.m}$$

2.4. Avalúo de carga viva y máximo momento por carga viva

Línea de carga para flexión: $w=1.44 \text{ t/m}$ $P=12\text{t}$

Factor de rueda:

$$F.R = \frac{S}{1.7} = \frac{1.8}{1.7} = 1.06$$

Factor de impacto:

$$I = \frac{16}{40 + 31} = 0.225$$

Momento por cada viva:

$$M_L = \frac{1.44 \cdot 31^2}{8} + \frac{12 \cdot 31}{4} = 265.98 \text{ t.m (Referido a la línea de carga)}$$

$$M_{(L+I)} = 0.5 \cdot 265.98 \cdot 1.06 \cdot 0.225 = 172.54 \text{ t.m (Referido a la línea de rueda)}$$

2.5. Sección compuesta: propiedades geométricas

2.5.1. Ancho efectivo de la de la sección compuesta

$$b_{ef} = \frac{31}{4} = 7.75 \text{ m}$$

$$b_{ef} = 0.2 + 12 \cdot 0.185 = 2.42 \text{ m}$$

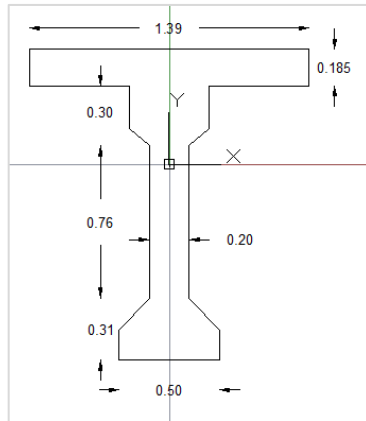
$$b_{ef} = 1.8\text{m} \quad \text{Rige}$$

Relación modular entre el concreto de la viga y de la losa:

$$n = \frac{\sqrt{350}}{280} = 1.12$$

Ancho efectivo de la losa en concreto de 350 kg/cm^2

$$b_{ef} = \frac{1.8}{1.12} = 1.39 \text{ m}$$



$$A_g = 0.652 \text{ m}^2$$

$$Y_{gs} = 0.579 \text{ m}$$

$$Y_{gi} = 0.968 \text{ m}$$

$$I_g = 0.183 \text{ m}^4$$

Figura 3. Sección compuesta

3. Valoración de la fuerza de tensionamiento

$$f_{c \text{ tracción}} = 1.6 \cdot \overline{f'_c} = 1.6 \cdot \overline{350} = 30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 300 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

3.1. Momento de servicio (acción del peso propio, del peso de la losa, de las cargas sobrepuestas y de la carga viva)

$$M_{DISEÑO} = 209.59 + 24.5 + 172.54 = 406.645 \text{ t.m}$$

3.2. Determinación de la fuerza de preesfuerzo

Se supuso que la distancia entre el centroide del acero de preesfuerzo y la fibra inferior de la viga, en el centro de la luz es de 0.07 m. Por consiguiente la excentricidad del cable del preesfuerzo es:

$$e_1 = 0.97 - 0.07 = 0.9 \text{ m}$$

De la fórmula de esfuerzos combinados se deduce que (son negativos los esfuerzos de compresión):

$$f_{c \text{ tracción}} = 300 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = -\frac{P_{t=\infty}}{0.652} - \frac{P_{t=\infty} \cdot 0.9 \cdot 0.97}{0.183} + \frac{406.645}{0.183} \rightarrow P_{t=\infty} = 294.92 \text{ t}$$

Suponiendo pérdidas totales (instantáneas más diferidas) del orden de 25% se tiene una fuerza de tensionamiento, para $t=0$, igual a:

$$P_{t=0} = \frac{294.92}{0.75} = 393.224 \text{ t}$$

3.3. Verificación del esfuerzo sobre el concreto

A continuación se hace la verificación del esfuerzo sobre el concreto, en la fibra superior, sobre la sección del eje simple para fuerza de tensionamiento de 393.224 t en el centro de la luz.

Durante la transferencia debe considerarse la acción de la fuerza de preesfuerzo y el peso propio de la sección. Se deben verificar entonces los esfuerzos sobre el concreto para este estado de carga actuando sobre la acción simple.

Momento en el centro de la luz debido al peso propio de la sección simple:

$$M_D = \frac{0.946 \cdot 31^2}{8} = 113.6 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Este momento actuando simultáneamente con la fuerza de preesfuerzo de 393.224t, produce el siguiente esfuerzo sobre el concreto en la fibra inferior (fibra pre-comprimida) de la sección simple:

$$\sigma_i = -\frac{393.224}{0.394} - \frac{393.224 \cdot 0.588 \cdot 0.658}{0.0811} + \frac{113.6 \cdot 0.658}{0.0811} = -1951.9 \text{ t/m}^2$$

En la ecuación anterior se tomó una excentricidad de la fuerza de preesfuerzo, en el centro de la luz de la sección simple igual a:

$$e = 0.658 - 0.07 = 0.588 \text{ m}$$

Este esfuerzo excede el esfuerzo admisible a compresión del concreto indicado por el CCDSP-95 igual a $0.55 \cdot f'_c = 0.55 \cdot 3150 = 1733 \text{ t/m}^2$ por lo que se debe fraccionar.

3.4. Primer tensionamiento

Se aplica arbitrariamente una fuerza igual a 60% de la fuerza total de tensionamiento a la sección simple. Esto es:

$$P_{60\%} = 0.6 \cdot 393.224 = 235.93 \text{ t}$$

Se escogen arbitrariamente torones de 0.5 pulg de diámetro ($A_{SP}=0.987 \text{ cm}^2$) para el primer tensionamiento. Por otra parte el máximo esfuerzo admisible sobre el acero de preesfuerzo es igual a $0.80f_{py}=12800 \text{ kg/cm}^2$. En consecuencia el número de torones necesarios:

$$N_o = \frac{235.93}{12800 \cdot 0.987} = 19 \text{ torones}$$

Se toman 5 cables de 4 torones cada uno.

Estos 20 cables, tensionados al máximo esfuerzo admisible, resisten la siguiente fuerza:

$$P_{60\%} = 20 \cdot 0.987 \cdot 12800 = 252672 \text{ kg}$$

En cada cable de 10 torones se ejerce una fuerza igual a:

$$P_{\text{cable}} = \frac{252.7}{5} = 50.534 \text{ t}$$

3.5. Segundo Tensionamiento

La diferencia entre la fuerza del primer tensionamiento y la fuerza total del preesfuerzo es la fuerza que se debe emplear en el segundo tensionamiento:

$$P_2 = 393.224 - 252.67 = 140.67 \text{ t}$$

Números de torones necesarios de 0.5 pulg de diámetro ($A_{SP}=0.987 \text{ cm}^2$) correspondientes al segundo tensionamiento:

$$N_o = \frac{140.67}{12800 \cdot 0.987} = 11 \text{ torones}$$

Se toma 12 torones distribuidos en tres cables de 4 torones cada uno.

Fuerza de tensionamiento en el centro de la luz debida a los cables del segundo tensionamiento:

$$P_2 = 20 \cdot 0.987 \cdot 156.28 = 151603 \text{ kg}$$

Tensionamiento	No de cables	No. Torones por cable	Fuerza/cable
Primero	5	4	50.534 t
Segundo	3	4	50.534 t

Tabla 1. Resumen de tensionamiento

4. Ecuación de los cables de tensionamiento

La ecuación que describe la geometría de los cables de tensionamiento es la parábola de la forma:

$$y = k \cdot x^2 \quad (25)$$

El vértice de la parábola se localiza en el centro de la luz y en consecuencia se mide a partir del centro, y se mide desde la fibra inferior de la viga al centroide del acero de tensionamiento.

4.1. Geometría de los cables

Se obtienen las siguientes ecuaciones para cada uno de los 5 cables de preesfuerzo del primer tensionamiento:

$$y_1 = \frac{1.08}{15.5^2} x^2 + 0.07$$

$$y_2 = \frac{0.78}{15.5^2} x^2 + 0.07$$

$$y_3 = \frac{0.48}{15.5^2} x^2 + 0.07$$

$$y_{4-5} = \frac{0.18}{15.5^2} x^2 + 0.07$$

Nota: Los cables 4 y 5 tienen la misma trayectoria

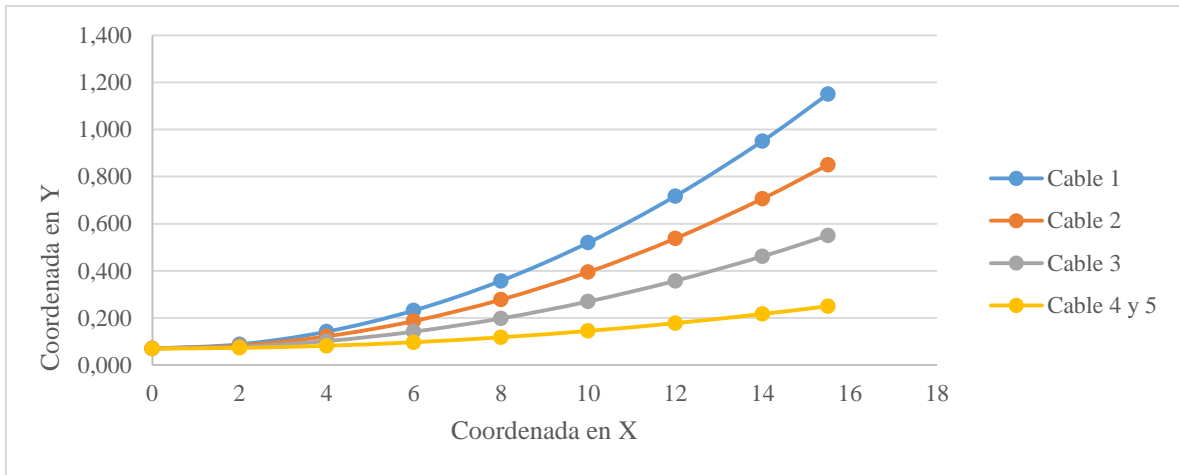


Figura 4. Abscisas y ordenadas de los cables del primer tensionamiento

Se obtienen las siguientes ecuaciones para cada uno de los 3 cables de preesfuerzo del segundo tensionamiento:

$$y_6 = \frac{1.15}{15^2} x^2 + 0.12$$

$$y_7 = \frac{1.15}{13.6^2} x^2 + 0.12$$

$$y_8 = \frac{1.15}{12.2^2} x^2 + 0.12$$

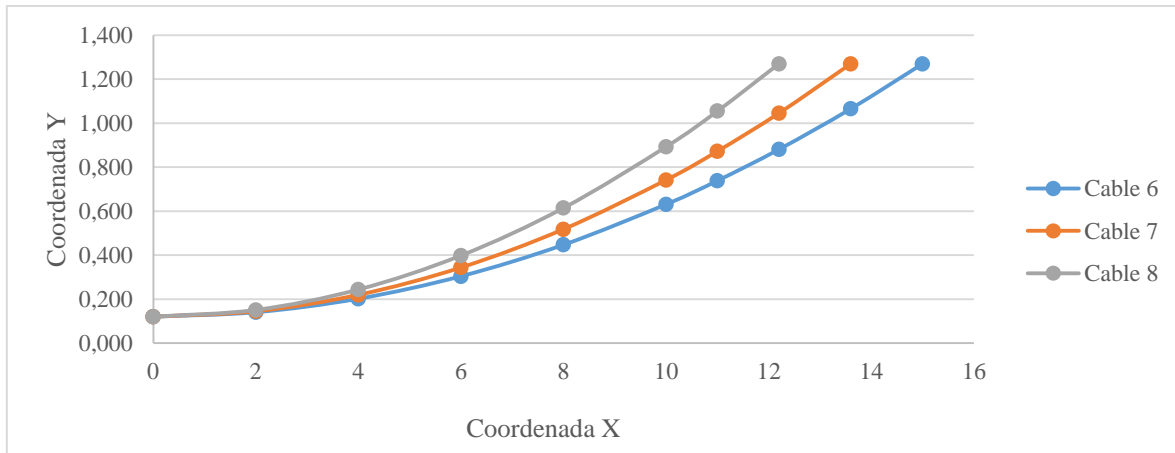


Figura 5. Abscisas y ordenadas de los cables del segundo tensionamiento

5. Determinación del estado de esfuerzos en el concreto

5.1. Verificación del estado de los esfuerzos en el concreto en secciones tomadas cada 2 m en la semiluz de la viga

Caso de carga: fuerza de preesfuerzo más peso propio de la viga

$$\mu=0.25 \quad k=0.003/m$$

Primer tensionamiento: 20 torones en 5 cables (4 torones en cada uno)

Fuerza de tensionamiento en el centro de luz: 253 t

X se mide del centro de los apoyos

Todos los cables se tensionan de ambos extremos

Peso propio de la sección simple: 0.946 kg/cm²

X(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	15.5
A(m ²)	0.394	0.394	0.394	0.394	0.394	0.394	0.394	0.394	0.394
Ws	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114
Wi	0.123	0.123	0.123	0.123	0.123	0.123	0.123	0.123	0.123
μ	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
K (1/m)	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
μα1	0.000	0.004	0.009	0.013	0.018	0.022	0.027	0.031	0.035
μα2	0.000	0.003	0.006	0.010	0.013	0.016	0.019	0.023	0.025
μα3	0.000	0.002	0.004	0.006	0.008	0.010	0.012	0.014	0.015
μα4	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006
μα5	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006

kx	0	0.006	0.012	0.018	0.024	0.03	0.036	0.042	0.0465
P1	50.5344	51	52	52	53	53	54	54	54.8
P2	50.5344	51	51	52	52	53	53	54	54.3
P3	50.5344	51	51	52	52	53	53	53	53.8
P4	50.5344	51	51	52	52	52	53	53	53.2
P5	50.5344	51	51	52	52	52	53	53	53.2
e1	0.588	0.570	0.516	0.426	0.300	0.138	-0.059	-0.293	-0.492
e2	0.588	0.575	0.536	0.471	0.380	0.263	0.120	-0.048	-0.192
e3	0.588	0.580	0.556	0.516	0.460	0.388	0.300	0.196	0.108
e4	0.588	0.585	0.576	0.561	0.540	0.513	0.480	0.441	0.408
e5	0.588	0.585	0.576	0.561	0.540	0.513	0.480	0.441	0.408
Suma Pe	149	147	142	131	116	95	70	39	12
Suma P	253	255	257	259	261	263	266	268	269
MD(t.m)	114	112	106	97	83	66	46	21	0
Esf. Sup.	-334	-332	-338	-353	-378	-413	-462	-524	-580
Esf. Inf.	-925	-937	-942	-939	-926	-904	-870	-823	-780
Esf. Adm	-1733	-1733	-1733	-1733	-1733	-1733	-1733	-1733	-1733
CUMPLE	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si

Tabla 2. Esfuerzos sobre el concreto durante la trasferencias

5.2. Esfuerzos en la sección simple debidos a la fuerza de tensionamiento, al peso propio de la sección más el peso propio de la losa

$$D=0.8+0.946=1.745 \text{ t/m}$$

Caso de carga: fuerza de tensionamiento más peso propio de la viga más el peso de la losa

Fuerza de tensionamiento en el centro de luz: 253 t

X se mide del centro de los apoyos

Todos los cables se tensionan de ambos extremos

Esfuerzo admisible a compresión del concreto: $-0.4f_c=0.4*3500=-1400\text{t/m}^2$

Peso propio de la sección simple más peso de la losa: 1.745 t/m

Pérdidas del 15% de fuerza de tensionamiento

X(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	15.5
A(m2)	0.394	0.394	0.394	0.394	0.394	0.394	0.394	0.394	0.394
Ws	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114
Wi	0.1233	0.1233	0.1233	0.1233	0.1233	0.1233	0.1233	0.1233	0.1233
μ	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25

K (1/m)	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
μ_{α1}	0.000	0.004	0.009	0.013	0.018	0.022	0.027	0.031	0.035
μ_{α2}	0.000	0.003	0.006	0.010	0.013	0.016	0.019	0.023	0.025
μ_{α3}	0.000	0.002	0.004	0.006	0.008	0.010	0.012	0.014	0.015
μ_{α4}	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006
μ_{α5}	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006
k_x	0	0.006	0.012	0.018	0.024	0.03	0.036	0.042	0.0465
P1	42.95	43	44	44	45	45	46	46	47
P2	42.95	43	44	44	45	45	45	46	46
P3	42.95	43	44	44	44	45	45	45	46
P4	42.95	43	44	44	44	44	45	45	45
P5	42.95	43	44	44	44	44	45	45	45
e1	0.588	0.570	0.516	0.426	0.300	0.138	-0.059	-0.293	-0.492
e2	0.588	0.575	0.536	0.471	0.380	0.263	0.120	-0.048	-0.192
e3	0.588	0.580	0.556	0.516	0.460	0.388	0.300	0.196	0.108
e4	0.588	0.585	0.576	0.561	0.540	0.513	0.480	0.441	0.408
e5	0.588	0.585	0.576	0.561	0.540	0.513	0.480	0.441	0.408
Suma P_e	126	125	120	112	98	81	59	33	10
Suma P	215	217	218	220	222	224	226	228	229
MD(t.m)	210	206	196	178	154	122	84	39	0
Esf. Sup.	-1277	-1259	-1214	-1144	-1049	-931	-790	-628	-493
Esf. Inf.	131	105	55	-18	-115	-233	-372	-531	-663
Esf. Adm	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400
CUMPLE	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si

Tabla 3. Esfuerzos sobre el concreto durante la transferencia debidos a la fuerza de preesfuerzo (t=0) más el peso propio de la sección y de la losa de concreto.

Para la obtención de los esfuerzos indicados en la tabla 4 se supuso que la losa no ha fraguado y que las pérdidas diferidas de la fuerza de preesfuerzo han tenido lugar (situación más desfavorable)

5.3. Verificación del máximo esfuerzo sobre el acero en el cable más solicitado

De la tabla 3 se concluye que los cables más solicitados son el 4 y el 5 (58.4 t). El esfuerzo actuante sobre el acero de preesfuerzo es:

$$f_{ps} = \frac{54800}{4 \cdot 0.987} = 13880 \frac{kg}{cm^2}$$

Lo cual es menor a

$$0.9 \cdot f_{py} = 0.9 \cdot 16000 = 14400 \frac{kg}{cm^2}$$

5.4. Cálculo de momento debido a la carga viva

Línea de carga para flexión: $w=1.44 \text{ t/m}$ $P=12\text{t}$

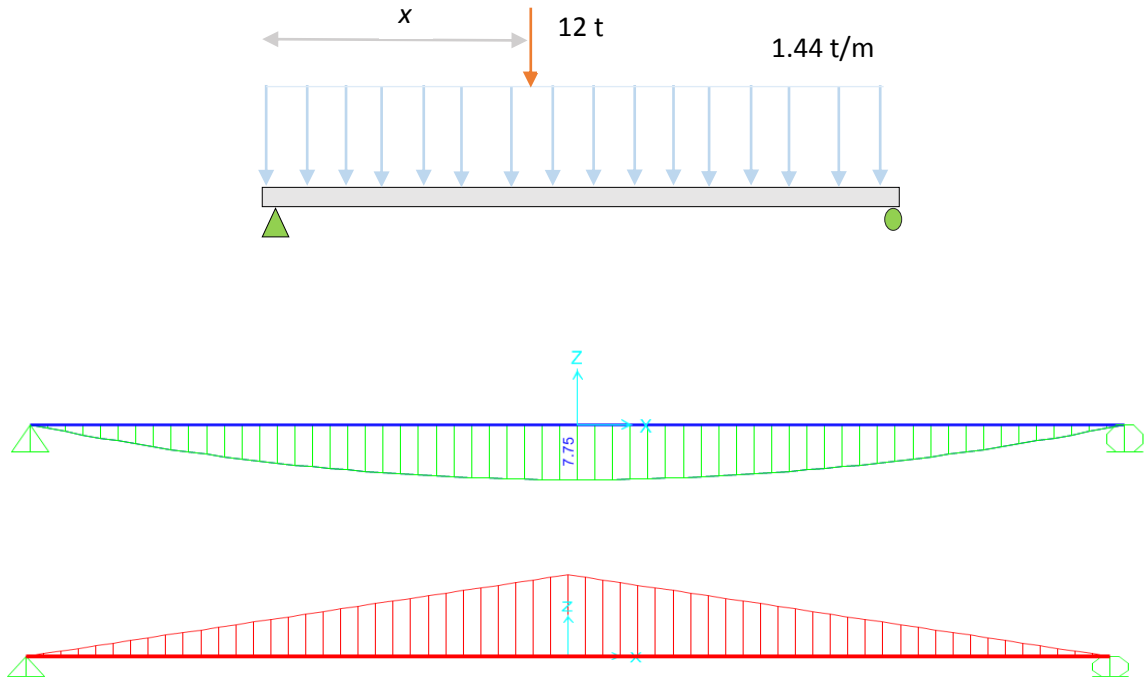


Figura 27. El cálculo del momento flector debido a la carga viva se realizó mediante el uso de línea de influencia en el programa SAP2000

Cálculo de momento máximo (en el centro de la luz)

$$x = 15.5\text{m} \rightarrow M_{L+I} = 1.059 \cdot 0.2254 \cdot 0.5 \cdot 0.5 \cdot 1.44 \cdot 31 + 12 \cdot 7.75 = 31.73 \text{ t.m}$$

5.5. Esfuerzos sobre la sección compuesta debidos a la fuerza de tensionamiento de los cables 6,7 y 8 a la carga viva y a las cargas sobreimpuestas.

Estas solicitaciones surgen en la etapa de servicio y en consecuencia actúan sobre la sección compuesta del puente. Es de notarse que en el estado de carga debe tenerse en cuenta que la sección simple ha sido sometida (esfuerzos tabla 4), previamente, a esfuerzos que deben sumarse a los esfuerzos que se presentan en la sección compuesta.

X(m)	0	2	4	6	8	10	12.2	13.6	15
A(m ²)	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652	0.652
Ws	0.482	0.482	0.482	0.482	0.482	0.482	0.482	0.482	0.482

Wi	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189
Ys	0.379	0.379	0.379	0.379	0.379	0.379	0.379	0.379	0.379
Esf. Sup.	-1277	-1259	-1214	-1144	-1049	-931	-790	-628	-493
Esf. Inf.	131	105	55	-18	-115	-233	-372	-531	-663
μ	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
K (1/m)	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030	0.0030
μα6	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04
μα7	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04	0.04	0.05
μα8	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07
kx	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03	0.04	0.04	0.05
e6	0.85	0.83	0.77	0.66	0.52	0.34	0.23	0.09	-0.10
e7	0.85	0.82	0.75	0.62	0.45	0.23	0.10	-0.08	-0.30
e8	0.85	0.82	0.72	0.57	0.35	0.07	-0.09	-0.30	0.97
P6	42.95	43.43	43.92	44.41	44.91	45.41	45.97	46.33	46.69
P7	42.95	43.48	44.02	44.56	45.11	45.66	46.28	46.68	
P8	42.95	43.63	44.31	45.00	45.70	46.42	47.21		
P6+P7+P8	128.86	130.54	132.24	133.97	135.71	137.48	139.46	93.00	46.69
Suma Pe	109.22	107.33	98.64	82.89	59.79	29.07	10.82	0.39	-4.56
MDS	24.51	24.10	22.87	20.83	17.98	14.31	9.32	5.64	0.00
M(L+I)	31.73	28.66	26.61	24.57	22.52	20.47	18.43	16.38	14.33
Esf. Sup.	-1365	-1346	-1315	-1272	-1217	-1154	-1039	-815	-604
Esf. Inf.	-347	-384	-408	-422	-425	-414	-496	-559	-634
Esf. Adm	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400
Esf. Adm	299	299	299	299	299	299	299	299	299
CUMPLE	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si

Tabla 4. Esfuerzos en el concreto en etapa de servicio

Se supones pérdidas de la fuerza de preesfuerzo durante la etapa de servicio iguales al 15%

Caso de carga: esfuerzos sobre la sección simple más cargas sobrepuestas más carga viva.

Carga sobrepuesta: 0.204 t/m

6. Avalúo de las pérdidas de fuerza de preesfuerzo

De acuerdo con el Código Colombiano de Diseño Sísmico de puentes-1995, las pérdidas de fuerza de preesfuerzo se calculan de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\Delta_{fs} = SH + ES + CR_c + CR_s$$

Δ_{fs} = Pérdida total excluyendo la fricción.

6.1. Pérdida por retracción de fraguado del concreto SH, kg/cm²

Para miembros postensados:

$$SH = 0.8(1190 - 10.5 \cdot RH)$$

RH = Media anual de la humedad relativa del ambiente, en porcentaje.

Se supone una humedad relativa del 75% en el sitio de emplazamiento del puente. En estas condiciones:

$$SH = 0.8 \cdot 1190 - 10.5 \cdot 75 = 322 \text{ kg/cm}^2$$

6.2. Pérdida por acortamiento inelástico ES, kg/cm²

Para miembros postensados:

$$ES = \frac{0.5 \cdot E_s \cdot f_{cir}}{E_{ci}}$$

E_s = Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo, supuesto igual a 2000000 kg/cm²

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto en el instante de la transferencia, el cual se puede calcular de la siguiente forma:

$$E_{ci} = 0.14 \cdot (w_c)^{1.5} \cdot \overline{f'_{ci}}$$
$$E_{ci} = 0.14 \cdot 2400^{1.5} \cdot \overline{315} = 292146 \text{ kg/cm}^2 \quad (35)$$

f_{cir} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a la fuerza de preesfuerzo y a la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.

Distancia de eje centroidal de la sección simple al punto de aplicación de la resultante de fuerza de preesfuerzo: 0.658 - 0.07 = 0.588 m

$$f_{cir} = \frac{5 \cdot 50.53}{0.394} + \frac{5 \cdot 50.53 \cdot 0.588^2}{0.0811} - \frac{113.6 \cdot 0.588}{0.0811} = 89.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (36)$$

$$ES = \frac{0.5 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 89.5}{292146} = 306.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

6.3. Pérdida de flujo plástico del concreto, CR_c, kg/cm²

$$CR_c = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds}$$

f_{cds} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a todas las cargas muertas exceptuando la carga muerta presente en el momento en que se aplica la fuerza del preesfuerzo.

Intervienen en el cálculo de f_{cds} la carga muerta debida a la losa (0.8 t/m) más las cargas sobrepuestas (0.204 t/m). Cálculos referidos a la sección compuesta.

Distancia del eje centroidal de la sección compuesta al punto de aplicación de la fuerza de la resultante de la fuerza de preesfuerzo: 0.97 - 0.09 = 0.88 m

$$f_{\text{cir}} = \frac{(96 + 24.51) \cdot 0.88}{0.183} = 57.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$CR_c = 12 \cdot 89.47 - 7 \cdot 57.9 = 667.85 \text{ kg/cm}^2$$

6.4. Pérdida debida a la relajación del acero de preesfuerzo, CR_s , kg/cm^2

1.

Para miembros postensados y torones de baja relajación:

$$CR_s = 350 - 0.07 \cdot FR - 0.1ES - 0.05(SH + CR_c)$$

FR = Reducción en el esfuerzo por la pérdida por fricción en kg/cm^2 , por debajo del nivel de $0.7f_{pu}$ en el punto en consideración. En este ejemplo se supone FR es cero.

$$CR_s = 350 - -0.1 \cdot 306.2 - 0.05 \cdot 322 + 667.85 = 269.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resumen de pérdidas

Retracción de fraguado: 322 kg/cm^2

Acortamiento elástico: 306.2 kg/cm^2

Flujo plástico del concreto: 667.85 kg/cm^2

Relajación del acero: 269.88 kg/cm^2

SUMA: 1566 kg/cm^2

Pérdida de fuerza de preesfuerzo referida a un cable de 4 torones:

$$\Delta P\% = 4 \cdot 0.987 \cdot 1566 = 6.182 \text{ t}$$

Fuerza en el centro de la luz en el instante de la transferencia: 50.534 t .

Fuerza en el centro de la luz una vez han ocurrido las pérdidas que se presentan durante la vida útil del puente: $50.534 - 6.182 = 44.352 \text{ t}$.

En porcentaje:

$$\Delta P\% = \frac{44.352}{50.534} \cdot 100 = 12.23\%$$

El diseño se considera satisfactorio ya que existe una diferencia de tan sólo 2.77% entre el valor supuesto (15%) de las pérdidas de fuerza de preesfuerzo en etapa de servicio y el valor calculado (12.23%)

7. Cuadro de tensionamiento en la viga

Cable	Torones (1/2 pulg)	Tensión en el gato (t)	Tensión en el centro de la luz (t)	Tensionamiento
1	4	54.8	50.534	Primero
2	4	54.3	50.534	
3	4	53.8	50.534	
4	4	53.2	50.534	
5	4	53.2	50.534	
6	4	46.7	50.534	Segundo
7	4	46.7	50.534	
8	4	47.2	50.534	

Tabla 6. Cuadro de tensionamiento

**PROTOCOLO DE EJECUCIÓN PARA UNA PRUEBA DE CARGA A UN PUENTE
EXISTENTE DE VIGAS DE CONCRETO PREESFORZADO**

Anexo c

Proyecto de grado:

**EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN
CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE PRUEBAS DE CARGA. CASO DE
ESTUDIO: PUENTE AGUABLANCA VÍA LA RENTA – SAN VICENTE DE CHUCURÍ.**

Elaboró:

Luis Francisco Rincón Prada

Estudiante Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Bucaramanga, Julio de 2014

Introducción

A pesar de que el avance de la ciencia que nos permite cada aproximarnos cada vez más a la realidad no existe una certeza absoluta entre el comportamiento esperado y el real de las estructuras diseñadas por el hombre, para ello hacemos uso de las pruebas de carga aplicada a los puentes, con el objetivo de identificar problemas e irregularidades, o finalmente confirmar un comportamiento semejante con los cálculos hechos.

El código colombiano de diseño sísmico de puente o CCP-95 no posee un capítulo donde se regulen las pruebas de carga, sin embargo, si exige la realización de las mismas para la entrega de cualquier puente en el país. El presente documento se basará en las pautas enunciada por la Monografía M-9 Pruebas de Carga de Estructuras de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural de España [1], además haremos uso de las Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción de puentes carretera de la Dirección General de Carreteras de España. [2]

El presente documento pretende evidenciar los procesos necesarios para la realización de una prueba de carga desde el planteamiento teórico hasta su realización final y presentación de resultados.



Figura 1. Prueba de carga – Puente el Ramo, vía La Renta – San Vicente de Chucurí, Santander.

2. Pruebas de carga

Las pruebas de carga es una metodología para la verificación del comportamiento de una estructura la cual se somete a cargas predeterminadas y se analiza su reacción a través del tiempo. Este tipo de pruebas pueden ser aplicadas a lo largo de la vida útil de un puente aunque por lo general se hacen al finalizar su construcción como aprobación final de la obra y en algunos países incluyendo Colombia [3] la aplicación de estas pruebas para dar inicio al uso de la estructura es un requisito obligatorio.

2. Tipología de las pruebas de carga

Según [1] existen tres tipos de pruebas de carga según el objetivo de la prueba:

1. Prueba de carga de recepción

Este tipo de pruebas se realizan antes de la puesta en servicio de una estructura. El objetivo de la prueba es verificar el adecuado comportamiento de la estructura frente a condiciones de carga desfavorables sobre la estructura, tales como la colocación de la carga máxima de acuerdo a las líneas de influencia. Este ensayo ira acompañado de un modelo numérico que haga constatar la seguridad del puente para su ejecución.

2. Prueba de carga de evaluación de la capacidad portante

Este tipo de pruebas son de gran extensión pues comprende la caracterización de los materiales del puente así como otras pruebas adicionales con el objetivo de determinar la carga admisible dentro de unas condiciones de seguridad determinadas a puentes que se encuentran en funcionamiento.

3. Ensayos de investigación

En algunos casos estructuras de diseños, procesos constructivos o materiales especiales son sometidas a pruebas de carga específicas para determinar comportamientos característicos, como lo son la obtención de las líneas de influencia experimentales de un puente, deformaciones, movimientos entre otros. Este tipo de pruebas son usadas en algunos casos para mejorar el conocimiento de un determinado aspecto estructural como lo son los ensayos de rotura.



Figura 2. Prueba de carga al puente Flandes en Girón-Santander [4]

3. Planteamiento de la prueba de carga

Antes de la realización de la prueba es importante tener en cuenta algunos aspectos a seguir con el objetivo de evitar errores durante la realización de la prueba.

3. Visitas de reconocimiento

Se deberá realizar una visita de reconocimiento para conocer el espacio que se dispondrá el durante la prueba y detectar posibles fallas debido a procesos constructivos o debidos al deterioro de la estructura con el tiempo. Se tendrán en cuenta las fallas detectadas y se les hará seguimiento durante la prueba de carga.

Es de gran importancia realizar un registro fotográfico del estado actual de la estructura en especial de su deterioro con el tiempo.

4. Mediciones

Las variables más influyentes durante una prueba de carga se pueden enumerar de la siguiente manera

- Deformaciones unitarias
- Desplazamientos horizontales
- Desplazamientos verticales
- Rotaciones
- Movimiento de juntas
- Anchura de fisuras
- Temperatura
- Humedad

Cada una de dichas variables puede ser cuantificable por instrumentos de medida. Por lo general la variable más usada será el desplazamiento vertical y se medirá sobre el centro de la luz.

Al inicio de la prueba de carga y previo a la aplicación de los trenes de carga se deberá hacer una lectura de las variables a considerar, las cuales servirán como datos iniciales o valores de referencia.

1. Desplazamientos

Los desplazamientos son las variables más significativas para determinar el comportamiento de una estructura frente a cargas externas. Los instrumentos de medida

más utilizados para cuantificar los desplazamientos se pueden clasificar en dos grandes grupos, primero tenemos los métodos con uso de instrumentos topográficos, como el teodolito y los niveles de precisión los cuales poseen una sensibilidad máxima de 0,01 mm dependiendo del instrumento, las condiciones de la medición y variables hidroclimáticas; los sistemas basados en laser hacen parte de las últimas tecnologías en los métodos de medición de alta precisión y se basan en la emisión de luz y reflectancia de la misma para calcular distancias y desplazamientos, la precisión de estas nuevas tecnologías dependen en gran mayoría del productor del instrumento y reducen la probabilidad de imprecisiones debidas a errores humanos.

Deberán medirse los desplazamientos en varios puntos en dirección longitudinal del puente ubicados a diferentes distancias para analizar la curva de deformaciones generada para cada caso de carga. Es recomendable generar al menos dos curvas de deformaciones, la primera sobre la viga que soporta la mayor cantidad de carga y la segunda sobre la viga menos cargada durante cada caso de carga.

5. Instrumentación

La instrumentación de la prueba de carga tiene como objetivo determinar el comportamiento de la estructura en reacción a la aplicación de esfuerzos sobre la misma. En orden de poder entender dicho comportamiento deberemos cuantificar la respuesta estructural frente a acciones externas.

En general las estructuras de concreto correctamente diseñadas presentan bajas deformaciones y desplazamientos por lo que es de gran importancia el uso de instrumentos de alta exactitud. En la toma de deflexiones se aconseja tener como mínimo una precisión de 1 mm el cual se puede alcanzar con miras topográficas y niveles de precisión.

Como se requieren instrumentos de alta precisión para el desarrollo de este tipo de pruebas es importante disminuir al máximo la manipulación de los equipos de lectura para evitar errores en la medición debido a errores humanos. Si los datos registrados son deflexiones de la estructura aconsejamos el uso de varios aparatos ubicados en distintos planos de visión para así poder tomar la mayor cantidad de datos sobre todo el tablero de la estructura.

6. Efectos ambientales

Efectos como los cambios bruscos de temperatura. Las estructuras metálicas son especialmente vulnerables a las deformaciones debidas a las variaciones en la temperatura durante la prueba de carga. En algunas ocasiones las pruebas de carga pueden tardar mucho tiempo por lo que las variaciones debidas a las temperaturas deben ser consideradas.

7. Estados de carga

Se deberá establecer las solicitaciones más críticas que puede llegar a sufrir la estructura mediante cargas externas, sin embargo, dichas solicitaciones no deberán exceder nunca las cargas demandadas bajo el efecto de cargas vivas de diseño, se aconseja que las solicitaciones no excedan el 70% y trabajar alrededor del 60%.

Las cargas vivas de diseño se deben tomar de acuerdo al código con el que se diseñó la estructura y las memorias de cálculo dejadas por la construcción del mismo.

En casos en los que se desconozca la normativa utilizada para el diseño de la estructura o su estado actual demuestra un claro deterioro se recomienda el cálculo de la carga según [1], el cual hace uso de una ecuación cuyas variables son el ancho del tablero (b) y longitud total del puente (L) y se representa de la siguiente manera

$$P = 0.65 * 4 + \frac{1200}{b * L} * b * L$$

Otro procedimiento que podría ser utilizado para la determinación de las cargas aproximadas es el propuesto por la normativa estadounidense (AASHTO) [5]. Para pruebas de comprobación como lo son las pruebas de carga de puentes existentes, la ecuación que definiría la carga a aplicar sería la siguiente:

$$L_t = X_{pa} \cdot L_r \cdot 1 + I$$

En donde X_{pa} representa un factor que es variable de las condiciones físicas visibles del puente, de la tipología de sus apoyos, del nivel de tránsito sobre la estructura entre otros, y se representa por la siguiente fórmula:

$$X_{pa} = X_p * 1 + \frac{\%}{100}$$

Además se aconseja tomar un valor de 1.4 para X_p y X_{pa} debe oscilar entre 1.3 y 2.2. En la tabla 1 se muestran los valores de ajuste dependiendo del caso.

Tabla 1. Valores de % para el ajuste para X_{pa}

Consideración	Ajuste
1 Línea de carga	+15%
Estructura no redundante	+10%
Fractura o detalles críticos	+10%
Puente en mal estado	+10%
Inspección rigurosa	-5%
Capacidad de carga > 1.0	-5%
Tráfico Promedio Diario < 1000	-10%
Trafico Promedio Diario < 100	-15%
Total	+20%

El valor de $L_r \cdot 1 + I$ expresaría la carga viva más el impacto generado por la carga viva de diseño, para este cálculo se aconseja el uso del código colombiano actual [3].

La carga calculada por los dos métodos mencionados anteriormente y la carga del diseño original pueden variar, sin embargo la carga que se usara será decidida por las directivas a cargo de la prueba de carga.

8. Tren de carga

Antes de la realización de la prueba se deberán verificar la geometría de los vehículos, así como el reparto de sus cargas en cada uno de sus ejes. Deberá realizarse el modelamiento del tren de carga de acuerdo a los datos verificados durante la realización de la prueba con el objetivo de alcanzar una mayor exactitud.

Se debe evitar cualquier cambio significativo en el estado de carga de la prueba, por ello se debe evitar la acumulación de agua en la zona de carga de los vehículos debido a lluvias en la ubicación del puente, para ello se podrá cubrir la carga con telas que eviten dicho fenómeno.

9. Escalonamiento y posicionamiento del tren de carga

Como medida de precaución para la evaluación de puentes ya existentes se sugiere el posicionamiento de la carga mediante escalones de carga o fases de carga, procedimiento que consiste en la aplicación de cargas de forma progresiva en fases, verificando durante todo el proceso el comportamiento de la estructura sobre sus puntos críticos para así garantizar la integridad del puente y la seguridad de las personas que trabajan durante la prueba de carga.

La cantidad de escalones de carga estarán definidos por el diseñador de la prueba. Para la ubicación de los vehículos en los respectivos escalones se aconseja el uso de velocidades lentas de desplazamiento para evitar la generación de efectos dinámicos sobre la estructura. Cada escalón de carga tendrá unos criterios de aceptación o estabilización con los cuales se puede afirmar que los efectos dinámicos no son significativos en la prueba así como otros efectos no considerados.

10. Criterios de estabilización

Para cada caso de carga o escalonamiento se deberá hacer registro de datos, la primera lectura se tomara como lectura instantánea y se tomara tan pronto los vehículos alcancen

su ubicación prevista. Para la medición de deflexiones dichas mediciones serán llamadas D_0 , indicando que se realizaron a los cero minutos.

Una vez pasados los 10 minutos desde la colocación de la carga sobre el puente se hará la toma de los datos sobre los mismos puntos medidos anteriormente, dichas mediciones ahora serán llamadas D_{10} .

Una vez obtenidas estas dos conjuntos de datos, se procede a la aplicación del criterio 1:

Criterio 1:

$$D_{10} - D_0 < 0.05D_0 \quad (1)$$

Si la relación se mantiene de acuerdo a la ecuación (1) podemos afirmar que la estructura se ha estabilizado y así podemos continuar con el siguiente escalonamiento del tren de carga.

Si alguno de los valores medidos no concuerdan con el primer criterio se deberá hacer una toma de datos adicional a los 20 minutos de haber ubicado los vehículos. Dichos datos serán llamados D_{20} .

Para estos nuevos datos se le aplicara el criterio 2:

Criterio 2:

$$D_{20} - D_{10} < 0.2 D_{10} - D_0 \quad (2)$$

En el caso en el que no se cumpla el criterio 2 para los datos mostrados, se realizaran tomas adicionales con una diferencia de 10 minutos entre ellas y para muestra se verificara el criterio 2 nuevamente hasta alcanzar la estabilización.

Una vez alcanzado el criterio de estabilización se procede a la medición de las deflexiones de la estructura estabilizada.

11. Desplazamientos permanentes

Una vez estabilizada la estructura y tomados los datos de deflexiones y demás variables a medir, se realiza el proceso de descargue, en el cual se retiran todos los vehículos del puente. A continuación deberá realizarse una lectura final, de la estructura sin carga, con el objetivo de observar deflexiones permanentes que hayan quedado como resultado de la prueba de carga.

Es importante recordar que toda estructura sufre un proceso de recuperación el cual varía con el tiempo, por lo que es importante diferenciar entre las deflexiones permanentes y las deflexiones temporales causadas por un proceso de recuperación inconcluso.

Para determinar si los datos resultantes al finalizar el proceso de descargue son valores permanentes aplicaremos los criterios de estabilización hasta que la estructura sea estable.

Una vez determinada la estabilización de la estructura deberemos calcular los desplazamientos permanentes según la siguiente formula:

$$D_{Remanente} = D_R = Lectura\ Final - Lectura\ Inicial$$

En donde la lectura inicial son los datos tomados al inicio de la prueba como valores de referencia y la lectura final será la lectura al finalizar la prueba y una vez alcanzada la estabilización de la estructura.

12. Pruebas complementarias

Cualquier tipo de prueba complementaria que pueda dar a conocer el estado actual de la estructura será siempre de gran importancia, debido al desgaste que pueden sufrir los materiales con el tiempo.

Pruebas como la extracción de núcleos de concreto, el análisis del aplastamiento de los apoyos, la revisión del acero estructural y entre otras, podrán brindar datos que ayuden a disminuir la incertidumbre sobre el modelo numérico.

4. Realización de la prueba de carga

Toda prueba de carga estática requiere la interrupción del paso vehicular por la estructura para evitar vibraciones por el movimiento de los vehículos que generen mediciones erróneas. Por lo tanto es importante realizar un trabajo en cooperación con la dirección de tránsito local y con los debidos permisos de la entidad gubernamental encargada de la vía.

El día de la prueba de carga se deberá realizar una limpieza del tablero y puntos a medir para evitar errores en la toma de datos. También se deberán marcar con pintura permanente los puntos sobre los cuales se harán mediciones y la colocación de los aparatos de medida, los cuales no deberán ser reubicados durante el transcurso de la prueba.

13. Pasos de la realización de una prueba de carga

A continuación se presenta una lista de los pasos más comunes en el desarrollo de una prueba de carga estática.

1. Limpieza de la zona
2. Ubicación de los instrumentos de medición y demarcación de los puntos a medir
3. Registro de geometría y pesaje de los vehículos del tren de carga
4. Inicio de la prueba

5. Medición inicial sin carga
6. Ubicación del vehículo de carga
7. Toma de datos
8. Comprobación de criterio de estabilización
9. Registro de datos estabilizados
10. Repetir los pasos del 6 al 9 con todas las ubicación acordadas previamente.
11. Toma de medidas del puente sin carga
12. Comprobación del criterio de estabilización
13. Toma de medición de desplazamientos permanentes
14. Finalización de la prueba

5. Documentación final

La documentación mínima que se debe presentar con la prueba de carga deberá ser la siguiente:

1. Memorias de calculo

Las memorias de cálculo describirán los puntos en donde se harán las mediciones, los trenes de carga planteados y los esfuerzos producidos sobre la estructura, las fases de la prueba y los estados de carga.

Se deberá registrar los puntos de mayor importancia de la estructura al momento de realizar la prueba, así como los instrumentos de medida necesarios para la prueba, las precisiones necesarias así como los instrumentos de medida a utilizar.

2. Planos

Se debe realizar planos que me muestren a detalle la posición de todas las cargas en los estados de carga propuestos, también el posicionamiento de los instrumentos de medida si van a ser colocados sobre el puente (Los instrumentos topográficos dependerán del terreno y del instrumentista encargado y no requieren una posición exacta).

3. Documentación durante la prueba de carga

Se deberá llevar un registro de los datos tomados durante la prueba de carga, siguiendo los pasos registrados en el capítulo final de este documento (Lista de chequeo y registro).

6. Referencias

[1] ACHE-Asociación técnico científica del hormigón estructural. Monografía M-9 Pruebas de carga de estructuras. Madrid, 2005.

[2] Dirección General de Carreteras; Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera; 1ª Edición; Madrid; 1999.

[3] AIS-Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1ª edición, Bogotá, 1995.

[4] Puente sobre el río de oro cumple pruebas de carga. <http://www.vanguardia.com/economia/local/168914-puente-sobre-el-rio-de-oro-cumple-pruebas-de-carga> (Consultado 2 de julio de 2014).

[5] AASHTO; Manual for Bridge Evaluation; 2ª Edición; Washington D.C; 2010.

ESQUEMA DE COLOCACION DE CARGA Y PUNTOS DE MEDICION
PRUEBA DE CARGA: PUENTE AGUABLANCA

Anexo e

Proyecto de grado:
**EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN
CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE PRUEBAS DE CARGA. CASO DE
ESTUDIO: PUENTE AGUABLANCA VÍA LA RENTA – SAN VICENTE DE CHUCURÍ.**

Elaboró:

Rafael Andrés Sanabria Díaz
Estudiante Ingeniería Civil
Universidad Industrial de Santander

Luis Francisco Rincón Prada
Estudiante Ingeniería Civil
Universidad Industrial de Santander

Bucaramanga, Agosto de 2014



**Prueba de Carga:
Puente de
Aguablanca**

Realizó:
Rafael Sanabria Díaz
Luis Francisco Rincón

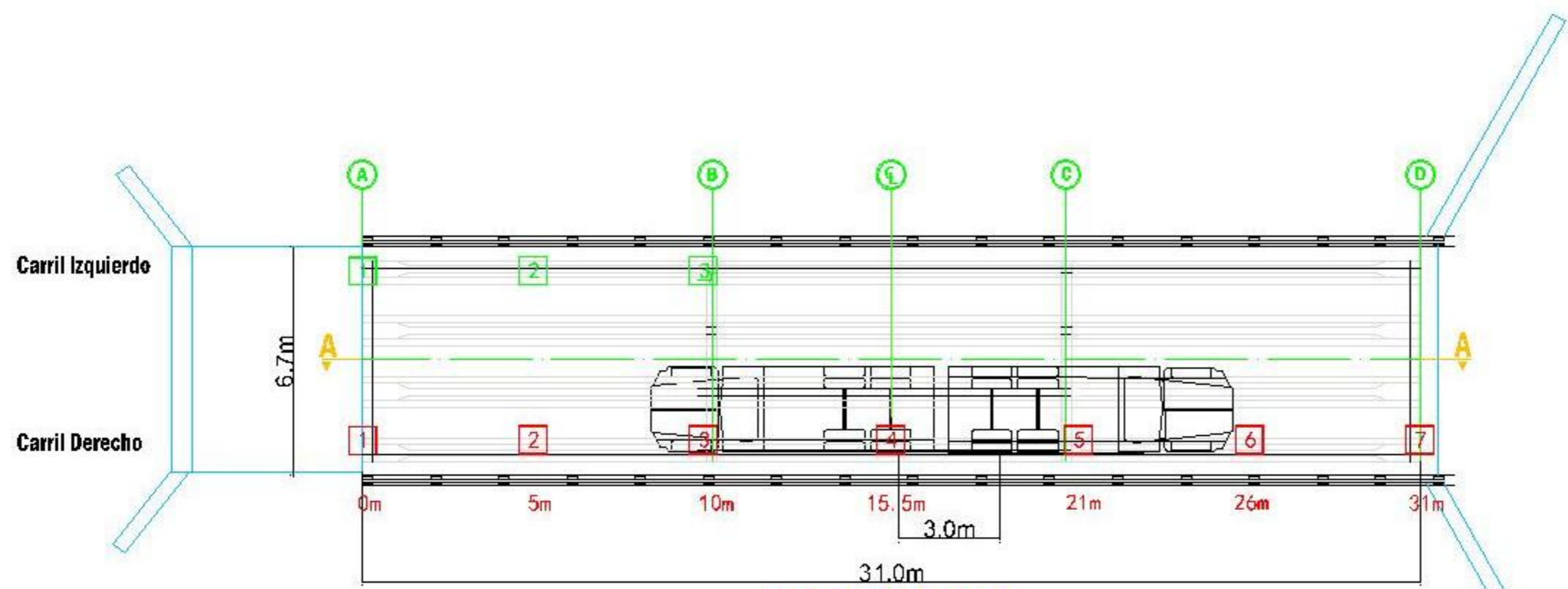
Contiene:
Geometría del
Puente Aguablanca
Esquema de colocación
carga y puntos de medición

Escala:
1:100

Fecha: 01-07-2014

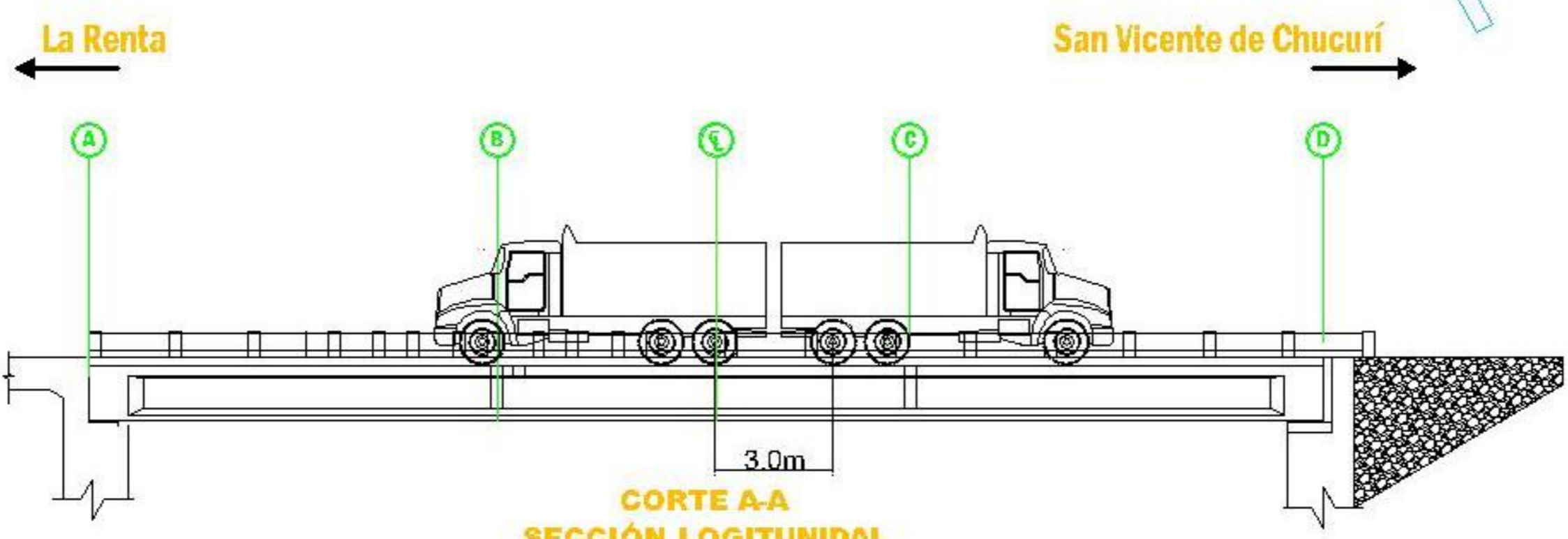
Archivo:
Pano_de_Cargado

PLANO:
1 de 1

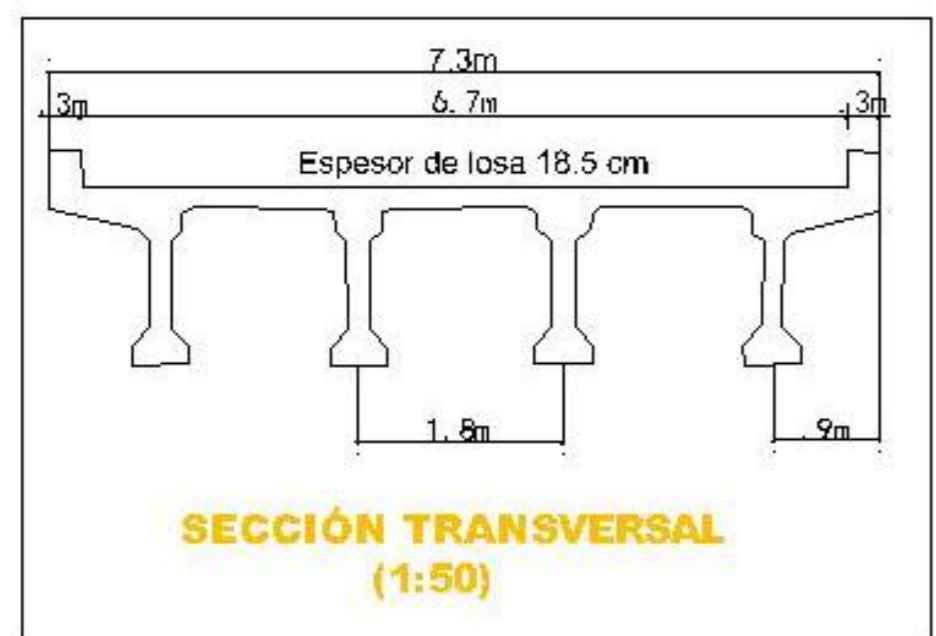


VISTA EN PLANTA

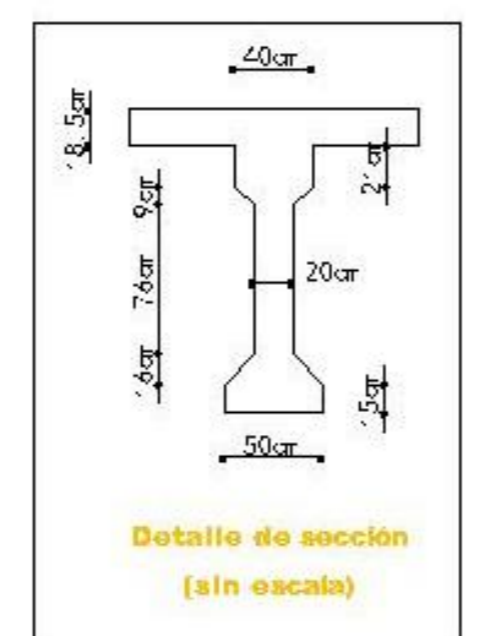
Convención
Punto de medición
#m Distancia sobre el puente en (m)



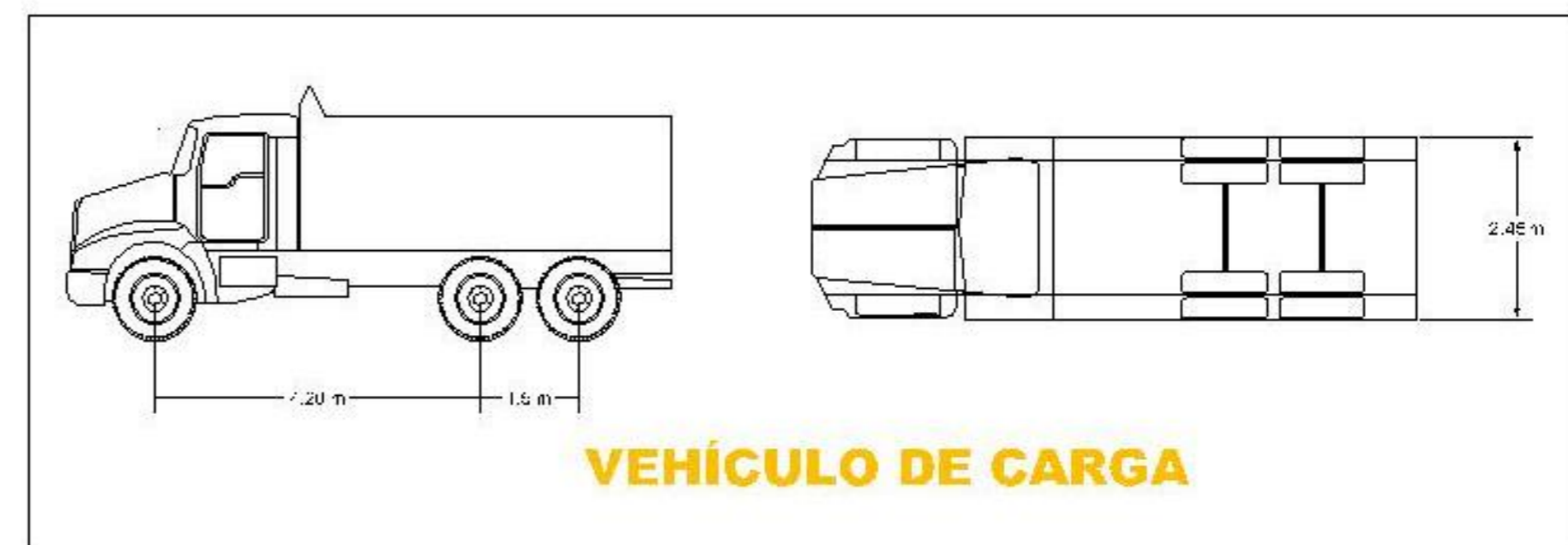
**CORTE A-A
SECCIÓN LOGITUNAL**



**SECCIÓN TRANSVERSAL
(1:50)**



**Detalle de sección
(sin escala)**



VEHÍCULO DE CARGA

