

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA**  
**JULIO GARAVITO**  
**IV ENCUENTRO DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS**  
**FORO INTERNACIONAL SOBRE MICROZONIFICACION SISMICA**

**EL PUENTE BARRANCABERMEJA - YONDO SOBRE EL RIO MAGDALENA**

**Darío Farías<sup>(1)</sup> y Julio Moya<sup>(2)</sup>**

## **1. INTRODUCCION**

Dentro del programa de transporte “Vías para la Paz”, promovido por el Ministerio de Transporte y por el Instituto Nacional de Vías, se adjudicó a finales de 2001 al Consorcio Desarrollo de Vías - CDV conformado por las empresas consultoras Intersa S.A. y DIN Ltda. los Estudios y Diseños del Puente sobre el Río Magdalena en la carretera Barrancabermeja - Yondó entre los departamentos de Santander y Antioquia, en la República de Colombia (**Figura 1**).

La realización de este proyecto es una vieja aspiración de la zona y constituye un sitio estratégico de paso de nuevas vías transversales y beneficiará la ubicación del futuro puerto multimodal de Barrancabermeja.

## **2. SELECCION DEL PONTEADERO**

El sitio del ponteadero se seleccionó en el llamado “Estrecho Galán” al norte de la ciudad de Barrancabermeja, que es un sector cuyas riberas, en especial la de la margen derecha, se han mantenido muy estables en los últimos 50 años, de acuerdo con los registros fotográficos y batimétricos existentes. El canal principal del río se ha mantenido en general cargado hacia la margen derecha con profundidades de socavación máxima de 18.0 m (**Figura 2**).

La margen izquierda está conformada por una planicie de inundación y el alineamiento de la orilla del río en el sitio del ponteadero presenta dos posiciones extremas para aguas bajas y altas, siendo permanente para cada una de ellas, lo cual significa que los taludes de esas orillas son estables. En máximas crecientes aparece un segundo canal por la margen izquierda, aunque de menor profundidad y

---

<sup>(1)</sup> Gerente de Darío Farías G. y Cía. Ltda., Ingenieros Consultores.  
Asesor de Estructuras del Consorcio CDV.

<sup>(2)</sup> Gerente de Ingeniería y Geotecnia Ltda., Ingenieros Consultores.  
Profesor de la Escuela Colombiana de Ingeniería  
Asesor de Geotecnia del Consorcio CDV

el nivel de las aguas del río sobrepasa el borde de la geoforma plana y horizontalizada de Casabe y por consiguiente ésta es inundada en toda su extensión, motivo por el cual fue construido el denominado Dique de Casabe.

### 3. NAVEGACIÓN FLUVIAL

Debido a la importancia de la zona donde se construirá el puente, es necesario garantizar el canal navegable y para determinar el gálibo horizontal y vertical del puente principal, se tuvieron en cuenta los siguientes criterios de diseño:

- Velocidad media: 2.00 m/s.
- Velocidad máxima: 3.06 m/s (para el caudal de diseño).
- Caudal medio: 2626 m<sup>3</sup>/s.
- Caudal de diseño: 7620 m<sup>3</sup>/s, para un período de retorno de 100 años.
- Profundidad requerida del canal navegable: 2.40 m.

El ancho del canal navegable se calculó para 2 vías de tráfico, con lo cual se requiere una luz libre de 200 m. El gálibo vertical se calculó teniendo en cuenta el gálibo de los principales puentes sobre el río Magdalena, los cuales tienen un mínimo de 9.50 m y un máximo de 14.60 m. También se consideró la altura máxima de las embarcaciones que transitan la zona (14.30 m) y de la draga que efectúa el mantenimiento del canal navegable (15.20 m); adicionalmente, el Ministerio de Transporte recomendó un gálibo de 15.50 m.

### 4. ALTERNATIVAS

Se evaluaron tres alternativas (**Figuras 3 a 6**): a) un puente atirantado con tablero de sección cajón en concreto, b) un puente metálico con sección cajón de altura variable y c) un puente en concreto para ser construido por voladizos sucesivos. Una vez presentadas las alternativas al Instituto Nacional de Vías y en conjunto con el Consorcio, se decidió adoptar la alternativa c) del puente en concreto construido por voladizos sucesivos y viaductos laterales. En planta, el puente tiene un trazado recto salvo el viaducto de la margen derecha el cual presenta una curva en espiral. La sección longitudinal del puente se muestra en la **Figura 7**. Se tuvieron en cuenta entre otros factores la procedencia de los materiales y la participación total o parcial de la ingeniería colombiana en la construcción, con la consecuente posible generación de empleo en cada una de estas alternativas.

### 5. GEOLOGÍA LOCAL Y CARACTERIZACIÓN GEOTECNICA

El comportamiento dinámico del río depende estrechamente de las características geológicas, tanto a nivel local en el sitio del ponedero como en su zona de

influencia. A lo largo del tiempo el río ha evidenciado cambios geomorfológicos que conllevan a modificaciones de orillas que generan erosión, inundación, sedimentación y otras variaciones morfodinámicas en el corredor del río.

La caracterización geotécnica del subsuelo y la evaluación de las propiedades índice, resistencia al corte y compresibilidad de los diferentes suelos y rocas se determinaron a partir de las columnas estratigráficas obtenidas en 15 perforaciones realizadas hasta profundidades variables entre 20 y 80 m, de ensayos de penetración estándar SPT, identificación visual y de ensayos de campo y laboratorio de muestras alteradas e inalteradas de suelos y núcleos de roca. Las muestras fueron identificadas en el laboratorio por el geólogo y los geotecnistas asesores para una descripción más completa de los depósitos o formaciones. Se contó además con información recopilada de estudios anteriores realizados en la zona, en particular los resultados de 6 perforaciones y ensayos de campo y laboratorio tomados del informe geotécnico preparado por la Firma Maldonado Ingeniería S.A. en 1990 para el estudio de factibilidad de un puente en el sector (**Figuras 8 y 9**).

El subsuelo de la margen derecha está conformado en los primeros 30.0 m por depósitos arcillosos de consistencia firme seguido de la Formación Mesa del terciario, con diferentes grados de descomposición. En la margen izquierda aparece superficialmente un depósito de sedimentos recientes de arenas de densidad suelta en los primeros 8.0 m seguidas de arenas más densas hasta unos 25.0 m de profundidad y a continuación la Formación Mesa del terciario también con diferentes grados de descomposición.

La Formación Mesa en el corredor del puente corresponde a una brecha de falla, es decir, a un material desintegrado por efecto de fallamiento y posterior alteración química (**Figura 10**). El material brechado corresponde a unidades de ortoconglomerados, areniscas, limonitas y arcillositas. La interpretación de las muestras litológicas obtenidas en las perforaciones referida al conocimiento geológico regional y local hizo posible obtener una mayor claridad sobre el comportamiento geológico del material del subsuelo a lo largo del eje del proyecto y determinar cualitativamente propiedades de capacidad portante, compresibilidad y erosionabilidad de los sitios seleccionados para la cimentación de la estructura.

## **6. SOCAVACION**

Siendo el efecto de socavación un factor esencial para determinar la ubicación y el tipo de cimentación para los apoyos del puente, se procedió a la realización de un análisis detallado a partir de la información batimétrica disponible, registros estratigráficos de las perforaciones, caracterización hidrosedimentológica, estudios geomorfológicos y de dinámica fluvial y geometría de la infraestructura del puente.

El análisis de socavación para los apoyos del puente se ejecutó considerando un caudal de  $7.620 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondiente a un período de recurrencia de 100 años, y el nivel de aguas máximas de 74,20 msnm para el sitio del puente.

Luego del análisis de varios métodos de cálculo, se determinaron las cotas de socavación para los diferentes apoyos.

Apoyo No.	COTAS (msnm)	
	Socavación	Mínima (*)
7	48,49	41,40
8	53,01	50,88
9 a 16	55,81	52,73
17 - Estribo izquierdo	71,00	52,73

(\*) Cota mínima recomendable de los pilotes por socavación con factor de seguridad de 1,46 para una probabilidad de falla del 1%.

## 7. GEOMETRIA Y ESTRUCTURA DEL PUENTE

A partir de planos de proyectos anteriores se planteó la construcción de un puente principal y viaductos de acceso en cada margen. Para el puente principal se tuvieron en cuenta como parámetros básicos un ancho de tablero de 11.00 m, una luz central de 200 m, luces laterales de 99.60 m y un gálibo de 15.50 m sobre el nivel de aguas máximas (**Figura 11**).

En la versión definitiva del puente, el viaducto de la margen derecha tiene una longitud de 159.95 m distribuida en cuatro luces de unos 40.0 m y el de la margen izquierda tiene nueve luces de unos 40.0 m para un total de 359.95 m (**Figuras 12 y 13**). La presencia del canal por la margen izquierda determinó una modificación estructural en la longitud del viaducto de la margen izquierda, para garantizar la estabilidad del terraplén de acceso. La longitud total de la estructura del puente es por lo tanto de 919.10m.

El viaducto de la margen izquierda presenta una pendiente constante de 3.95%, que se prolonga hasta el voladizo izquierdo del puente principal. La luz central tiene dos curvas verticales parabólicas y un tramo recto de 20.00 m hacia el centro, el voladizo derecho y el viaducto de acceso de la margen derecha presentan una pendiente constante de 6.5%.

El ancho del tablero de 11.00 m está constituido por una calzada útil de 9.00 m para dos vías de tráfico y andenes de 1.00 m a cada lado.

El puente principal está diseñado para ser construido por el sistema de voladizos sucesivos con dovelas fundidas in situ. Los viaductos de acceso están conformados por luces de vigas postensadas y placa en concreto.

Debido a la exigencia de esfuerzos, desplazamientos y deformaciones, se emplea concreto con resistencia a la compresión a los 28 días de 42 MPa para la superestructura, de 35 MPa para las columnas y de 28 MPa para las zapatas, pilotes y estribos.

## 8. SUPERESTRUCTURA PUENTE PRINCIPAL

La superestructura del puente principal está constituida por una viga continua postensada de sección cajón unicelular, con altura que varía parabólicamente entre 9.50 m en las caras de las pilas y 2.80 m en el centro de la luz central y sobre las dovelas extremas (**Figura 14**). El cajón tiene un ancho inferior de 6.00 m y el espesor de los muros varía linealmente entre 0.60 m en el arranque y 0.45 m en el centro de la luz y las dovelas extremas. El espesor de la placa inferior varía linealmente entre 1.30 m en el arranque y 0.22 m en las dovelas extremas y centro de luz (**Figura 6**).

La construcción se realizó mediante 95 segmentos fundidos en el sitio (**Figura 15**). La construcción se inicia sobre las dos pilas principales 6 y 7 con la “zona sobre cimbra”, la cual tiene una longitud de 11.00 m. Los voladizos laterales del puente principal tienen 24 dovelas cada uno, quedando las dovelas extremas sobre las pilas laterales 5 y 8. Cada uno de los voladizos centrales tiene 23 dovelas y la dovela de cierre en el centro de la luz.

El tensionamiento en fase isostática de la viga cajón se realiza con cables de acero de alta resistencia y baja relajación, de 19 torones y  $\phi$  5/8” por torón. Para el tensionamiento de continuidad se emplearán cables de 12 torones y  $\phi$  5/8” (**Figura 16**).

## 9. VIADUCTOS DE ACCESO

Cada uno de los viaductos de acceso está conformado por tres luces de 40,00 m aproximadamente. La sección transversal de cada luz presenta tres vigas preesforzadas de 2.40 m de altura, con una separación entre ejes de 3.50 m y una placa en concreto reforzado de 0.19 m de espesor. Se conserva el ancho de la sección transversal del puente principal y la disposición de los andenes y barandas (**Figura 17**).

## 10. INFRAESTRUCTURA DEL PUENTE PRINCIPAL

La infraestructura del puente principal está constituida por 2 pilas principales intermedias (pilas 6 y 7) y 2 pilas laterales (pilas 5 y 8). Las pilas son de sección cajón unicelular de concreto reforzado de ancho variable y paredes de espesor constante.

Las pilas principales intermedias, en la unión con la zapata (arranque), tiene una sección de 5.00 m x 9.41 m la pila 6 y 5.00 m x 9.24 m la pila 7 y en la unión con la superestructura es de 5.00 m x 7.90 m, donde la menor dimensión es paralela al eje de la vía. Verticalmente las caras laterales de estas pilas tienen una pendiente de 1.05 Horizontal a 10 Vertical. Los muros de las pilas son de espesor constante de 0.50 m en el sentido transversal al eje de la vía y de 0.60 m en el sentido longitudinal. Estas pilas son monolíticas con la superestructura (**Figura 18**).

Las zapatas de las pilas principales presentan una sección rectangular en planta, de 15.0 m en sentido longitudinal y de 27.0 m sentido transversal. La zona central de la zapata (zona cuadrada de 15.0 m de lado), tiene un espesor de 3.50 m de espesor mientras que el resto de zapata tiene un espesor de 2.50 m. Las zapatas están soportadas por 15 pilotes de 2.0 m de diámetro y longitudes de unos 37.0 m para la pila derecha en tierra y de unos 53.0 m para la pila izquierda en agua.

Las pilas laterales tienen una sección en el extremo superior de 3.0 m x 5.0 m y en el extremo inferior de 3.0 m x 7.05 m la pila 5 y 3.0 m x 7.38 m la pila 8, donde la menor dimensión es paralela al eje de la vía. En el extremo superior de las pilas se encuentra una viga cabezal con dimensiones necesarias para el adecuado apoyo de las dovelas extremas del puente principal y de las vigas de los viaductos de acceso. Estas pilas se vinculan longitudinalmente con la superestructura por medio de apoyos deslizantes (tipo Slide Flon).

La zapata de la pila lateral izquierda o pila 8 tiene un espesor de 2.00 m y una sección rectangular en planta de 9.00 m en sentido longitudinal y de 15.00 m en sentido transversal. Esta zapata está soportada por 6 pilotes de 2.00 m de diámetro y unos 40.0 m de longitud. La zapata de la pila lateral derecha o pila 5 tiene un espesor de 2.00 m y una sección rectangular en planta de 6.50 m en sentido longitudinal y de 11.00 m en sentido transversal. Esta zapata está soportada por 6 pilotes de 1.50 m de diámetro y unos 36.0 m de longitud.

## 11. INFRAESTRUCTURA DE LOS VIADUCTOS

La infraestructura de los viaductos está conformada por un estribo y tres apoyos intermedios en la margen derecha y un estribo y ocho apoyos intermedios en la margen izquierda. Los apoyos intermedios están conformados por zapata sobre pilotes, pilas de

altura variable y sección "I" y viga cabezal, que recibe las cargas de superestructura a través de neoprenos (**Figura 19**).

Para el viaducto de la margen izquierda las pilas están apoyadas sobre zapatas cuadradas de 6.50 m de lado y 1.50 m de altura, que a su vez están soportadas por 4 pilotes de 1.50 m de diámetro y unos 40.0 m de longitud. Para el viaducto de la margen derecha, las zapatas son de las mismas dimensiones que el viaducto de la margen izquierda pero están soportadas por 4 pilotes de 1.20 m de diámetro y unos 36.0 m de longitud. Los estribos son de concreto reforzado y están constituidos por una viga cabezal con espaldar y aletas. El estribo de la margen izquierda se encuentra apoyado sobre 3 pilotes de 1,50 m de diámetro y 36,00 m de longitud y el estribo de la margen derecha se apoya sobre 3 pilotes de 1,20 m de diámetro y unos 35.0 m de longitud.

## 12. MODELO DEL PUENTE PRINCIPAL

Para modelar las estructuras se empleó el programa de análisis estructural SAP 2000. El modelo se ubicó dentro de un sistema global de coordenadas X, Y, Z, en donde el eje X corresponde con el sentido longitudinal del puente principal, el eje Y con el transversal y el eje Z era el eje vertical. Los valores utilizados para el eje Z corresponden a las cotas reales del proyecto.

Se emplearon elementos tipo FRAME para definir la superestructura, las pilas y los pilotes. Las zapatas se definieron por medio de elementos tipo SHELL (**Figura 20**).

Las conexiones sobre los apoyos laterales se definieron con elementos tipo FRAME de tal manera que existían elementos específicos que modelan los apoyos del puente (Slide Flon). Para la viga cabezal de los apoyos laterales se emplearon elementos tipo SHELL.

El efecto del suelo sobre los pilotes se consideró dentro del modelo de análisis incluyendo unos resortes horizontales en los nudos de los pilotes, teniendo en cuenta los niveles de socavación. En el extremo inferior de los pilotes se consideró adicionalmente un resorte vertical. Los valores de estos resortes fueron tomados de las recomendaciones geotécnicas.

Las cargas para el análisis, así como las combinaciones de carga, se evaluaron de acuerdo con las normas de diseño y son las siguientes:

- Carga Muerta.
- Carga Permanente.
- Carga Viva.
- Carga Viva en Andenes.

- Fuerza de la Corriente.
- Cargas de Viento.
- Viento Sobre la Carga Viva.
- Frenado.
- Fuerzas Térmicas (Gradiente de Temperatura).
- Retracción por Fraguado y Flujo Plástico.
- Tensionamiento de Continuidad.
- Carga Dinámica (sismo).

Debido a la posible presencia de socavación en los pilotes de los apoyos en agua, se realizaron 2 modelos de análisis, uno en condiciones no socavadas y otro en condiciones socavadas. Luego de comparar resultados se encontró que las solicitaciones críticas son producidas en condiciones socavadas.

### 13. MODELO VIADUCTOS DE ACCESO

Se emplearon elementos tipo FRAME para definir los pilotes (apoyos intermedios y estribos), las columnas, las vigas y los cabezales de estribos, los neoprenos y los diafragmas intermedios. Las zapatas, espaldar y aletas de estribos, la placa de superestructura, los diafragmas extremos y las vigas cabezales de los apoyos intermedios se definieron por medio de elementos tipo SHELL.

Así como en el modelo del puente principal, se consideró el efecto del suelo mediante el empleo de resortes horizontales y verticales. Las condiciones de apoyo extremos de los viaductos (estribos y apoyos 5 y 8) se simularon con resortes colocados en los respectivos nudos, valores que se obtuvieron evaluando las rigideces de estos apoyos en los respectivos modelos.

En las **Figuras 21 y 22** se presenta la geometría del modelo de análisis de los viaductos de acceso (margen derecha e izquierda) y en las **Figuras 23 y 24** se presenta la geometría de los modelos de análisis de los estribos (margen derecha e izquierda).

Las cargas empleadas en el análisis y diseño son las siguientes:

- Carga muerta y cargas permanentes.
- Fuerza de la corriente.
- Carga viva.
- Carga Dinámica.

#### 14. MODELO ZAPATAS DEL PUENTE PRINCIPAL

Debido a las dimensiones de las zapatas de las pilas principales 6 y 7, se elaboró un modelo de la zapata con sus pilotes, con el fin de corroborar y comparar los esfuerzos con los calculados en el modelo general.

La zapata se modeló con elementos tipo SOLID. Los 5.00 m superiores de los pilotes también se modelaron con elementos tipo SOLID (con sección cuadrada de 2.00 m de lado), mientras que la longitud restante se modeló con elementos tipo FRAME. Los pilotes se modelaron de esta forma para evitar concentraciones de esfuerzos en la unión pilote-zapata (**Figura 25**).

Los pilotes se apoyan en resortes transversales y verticales de igual forma y con los mismos valores de resortes empleados en los pilotes del apoyo principal izquierdo o apoyo 7 del modelo general del puente principal.

En cuanto a cargas, se consideraron las condiciones de peso propio, cargas permanentes, retracción de fraguado y flujo plástico en la superestructura, tensionamiento y carga viva. Los valores de estas cargas se tomaron a partir de los resultados del análisis del modelo general, en el extremo inferior de la columna.

Las cargas se concentraron en los nudos de la zapata que aproximadamente coinciden con el perímetro de la columna.

Una vez analizada la estructura, se compararon los resultados de esfuerzos en la zapata con los obtenidos en el modelo general y se encontraron resultados similares.

#### 15. CARACTERIZACION GEOTECNICA

Los estudios geológicos del área y la información recopilada de la investigación del subsuelo en el sitio y en el laboratorio permitieron preparar el perfil desarrollado del subsuelo en el sitio del ponteadero, que se muestra en la **Figura 26**.

Este perfil sirvió de base, conjuntamente con toda la información disponible de ensayos de campo y laboratorio para la selección de parámetros geotécnicos para los análisis de estabilidad y deformación de las alternativas de cimentación del puente y para el estudio del comportamiento de los terraplenes de acceso. Dentro de estas figuras destacamos las que resumen los resultados de ensayos de campo y laboratorio y su variación con la profundidad (**Figuras 27 a 44**).

## 16. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DEFORMACIÓN - COMPRESIÓN AXIAL

Con base en las características geométricas y estructurales del puente y en la caracterización y parámetros geotécnicos del subsuelo se realizaron los análisis de estabilidad y deformación para la cimentación de las pilas y estribos del puente.

Teniendo en cuenta las variadas condiciones de carga a las que serán sometidos los distintos apoyos del puente, se consideraron pilotes pre-excavados y fundidos en el sitio de diferentes longitudes y diámetros. Las condiciones geotécnicas del suelo de fundación permitieron descartar desde un comienzo cualquier alternativa de pilote prefabricado e hincado.

Se consideraron pilotes de sección circular de diámetros variables entre 0.50 m y 2.50 m y longitudes efectivas medidas desde la base del cabezal (cota 71) variables entre 28.0 a 55.0 m, atravesando los depósitos superiores de suelos arcillosos de la margen derecha y arenosos de la margen izquierda y penetrando en las formaciones inferiores de conglomerado y areniscas y arcillolitas.

Para la determinación de la fricción (o adhesión) lateral y la capacidad por la base se utilizaron métodos empíricos basados en correlaciones con ensayos de penetración estándar y métodos semi-empíricos basados en principio de Mecánica de Suelos y Rocas y parámetros de resistencia al corte (**Figuras 45 y 46**). Los resultados obtenidos se compararon con resultados publicados por diferentes autores. Esto se puede apreciar al comparar por ejemplo el límite máximo de 10 ton/m<sup>2</sup> en la capacidad por fricción lateral y del orden de 550 ton/m<sup>2</sup> para la capacidad última por la base de los materiales competentes como el conglomerado, la arenisca friable o la arcillolita del área de estudio, con los resultados de la experiencia acumulada en materiales similares. (**Ver Figuras 47 a 52**).

## 17. CARGA LATERAL - CRITERIO DE DEFORMACIÓN

Para la determinación de la deflexión lateral, momentos y cortantes bajo cargas laterales por viento o sismo transversal y longitudinal, se adoptó el método del Módulo de Reacción de la Subrasante, el cual supone que el suelo se comporta como una serie de resortes independientes linealmente elásticos. La constante  $K_h$  de rigidez del resorte se determinó por métodos semi-empíricos convencionales que relacionan la rigidez del resorte  $K_h$  con el módulo de deformación del suelo  $E$  y el ancho  $B$  del área cargada.

En el caso de suelos no cohesivos y suelos cohesivos normalmente consolidados (arcillas de origen reciente),  $K_h$  varía con la profundidad; la expresión toma la siguiente forma:

$$K_h = n_h Z / B$$

Donde  $n_h$  se considera una constante del suelo que varía con su densidad relativa o consistencia blanda,  $Z$  es la profundidad bajo la superficie del suelo y  $B$  el ancho del área cargada o diámetro del pilote.

El valor de  $n_h$  para arcillas de consistencia blanda varía entre 35 y 70 ton/m<sup>3</sup>. Se adoptó un valor de 50 ton/ m<sup>3</sup> para cálculo.

Para los suelos no cohesivos el valor  $n_h$  se determinó a partir de la **Figura 53** siguiendo la recomendación conservadora de Terzaghi. Se consideró que las arenas con gravas, el conglomerado y la arenisca friable presentan un comportamiento de un material no cohesivo o friccional.

En el caso de suelos cohesivos de consistencia superior a la media hasta la consistencia de una roca blanda de las arcillolitas, el valor del módulo de deformación  $E$  y por lo tanto el valor de  $K_h$  se consideraron independientes de la profundidad. La determinación del  $K_h$  se basó en la siguiente expresión dimensional:

$$K_h = K_1 / 1.5 B$$

Donde  $K_1$  en ton/pie<sup>3</sup> corresponde a la constante de rigidez de resorte para un área cargada de forma cuadrada de 1 pie de lado y  $B$  es el diámetro del pilote en pies. (Ver **Figura 54**).

Para el caso de suelos cohesivos de consistencia superior a la media, se utilizó además la expresión de  $K_h$  en función de la resistencia no drenada  $C_u$  del material dada por la siguiente expresión:

$$K_h = 200 C_u / B$$

Los resultados de  $K_h$  para la pila 7 y sin considerar el efecto de grupo se muestra en la **Figura 55**.

Al considerar el efecto de grupo estos valores deben multiplicarse por un factor de eficiencia que depende de la separación centro a centro de pilotes. Considerando una separación de  $3B$  este factor recomendado por el Código de Puentes resulta de 0.25. Sin embargo, las tablas para suelos cohesivos y no cohesivos en la **Figura 56** recomiendan valores más altos obtenidos a partir de una reducción del coeficiente de reacción de subrasante. Basados en estas tablas y en las consideraciones algo conservadoras al seleccionar los valores de  $K_{S1}$  y  $n_h$  de las tablas, resulta conveniente adoptar un factor de eficiencia mayor al 0,25 recomendado por el Código, como el propuesto para suelos no cohesivos en la **Figura 57** y para suelos cohesivos en la **Figura 58**.

## 18. CARGA LATERAL - CRITERIO DE ESTABILIDAD

La presión lateral a lo largo del pilote está dada por el producto de la rigidez del resorte por la deflexión, esto es:

$$p_h = K_h * \delta$$

El límite superior de esta presión corresponde a la presión pasiva del suelo en el punto considerado.

Para la determinación de la presión pasiva se adoptaron dos métodos: el método de Brinch Hansen que considera suelos  $\gamma$ ,  $C$  y  $\phi'$  bajo diferentes condiciones de drenaje y el método de Broms que considera dos suelos extremos; (a) suelos cohesivos en condición no drenada con parámetros  $C_u$ ,  $\phi_u = 0$  y una variación de la presión pasiva desde  $2 C_u$  a  $Z = 0$  a  $9 C_u$  a  $Z \geq 3B$  y (b) suelos no cohesivos con parámetro  $\gamma$ ,  $C = 0$ ,  $\phi'$  con una variación lineal de la presión pasiva y con un coeficiente de presión pasiva igual a tres veces el de Rankine, esto es:

$$K_p = 3 * ( 1 + \text{sen}\phi' / 1 - \text{sen}\phi' )$$

Los resultados de los análisis para la pila 7 se muestran en la **Figura 59**.

## 19. CIMENTACION

Las pilas más cargadas del puente principal, una cimentada en tierra sobre el borde de la margen derecha (Pila 6) y la otra cimentada bajo agua a 200 m hacia la margen izquierda en el sector del canal principal (Pila 7), transmiten cargas normales del orden de 13000 toneladas. Cada una de éstas (pilas 6 y 7) está soportada por 15 pilotes de concreto reforzado de 2.0 m de diámetro y unos 35.0 y 50.0 m de longitud total respectivamente (**Figura 60**), unidas por una placa cabezal de 15.0 m de ancho en sentido longitudinal, 27.0 m de longitud en sentido transversal, 2.50 m de espesor y en su parte central cuenta con un pedestal de 1.0 m de altura que recibe la pila (**Figura 61**). Las otras dos pilas del puente principal y las pilas y estribos de los viaductos están igualmente soportadas por grupos de pilotes de 1.20 a 1.50 m de diámetro y longitud total variable entre 35.0 y 45.0 m, dependiendo de la magnitud de las cargas y de las condiciones del suelo de fundación y unidos por cabezales rectangulares o cuadrados de 2.0 m de espesor (**Figuras 62 y 63**).

Para la construcción de los pilotes se recomendó el sistema pre - excavado con lodo bentonítico o polimérico, refuerzo en toda su longitud y concreto fundido en el sitio por el sistema tremie. Se planteó además la necesidad de encamisar las perforaciones en los suelos arenosos y el conglomerado para evitar posibles derrumbes, especialmente al utilizar el trépano. Los pilotes adoptados para el puente principal debían penetrar parcialmente los estratos de areniscas friables o arcillolitas que subyacen al

conglomerado y que se encuentran bastante alteradas por la acción de las deformaciones en la zona de brecha de falla. Los pilotes adoptados para los viaductos son de menor capacidad y penetran parcialmente cualquiera de estos tres estratos, pero manteniendo como mínimo las longitudes de diseño recomendadas. Las longitudes indicadas para los pilotes corresponden a la etapa de diseño y durante construcción sufrieron algunas modificaciones para asegurar la penetración necesaria dentro de los estratos competentes. Sin embargo, el incremento neto del extremo inferior del pilote con relación a la longitud total de diseño fue inferior al 5%.

## 20. CONSTRUCCION

Después de iniciada la construcción del puente se adelantaron reuniones técnicas con el INVIAS, en las que participaron consultores, interventores y contratistas. Una de las decisiones tomadas en estas reuniones fue el autorizar el envío de un Ingeniero Geotecnista como representante de los diseñadores al sitio del proyecto y con el cual se mantuvo una comunicación permanente desde Bogotá. Al momento de iniciarse la asesoría geotécnica durante construcción, se encontraban todos los pilotes de los apoyos 1 a 6 construidos y se estaba terminando la construcción de las pilas y algunos elementos de la superestructura. Por este motivo, la información que estamos suministrando de estos apoyos fue obtenida de los registros de la Interventoría.

## 21. PILOTAJE EN LAS PILAS 1 A 5 DE LA MARGEN DERECHA

En la **Figura 64** se muestra las pilas ya construidas de esta margen, tomada desde el apoyo 6. Los pilotes tienen diámetros variables entre 1.20 m y 1.50 m y una longitud nominal del orden de 35.0 m. El perfil promedio de estos apoyos es el siguiente:

**Tabla 1. Perfil promedio del terreno, apoyos 1 a 5**

Desde	Hasta	Material
73,75 / 72,42	56,96 / 42,74	Arcilla.
56,96 / 42,74	52,44 / 39,95	Arcilla arenosa.
52,44 / 39,95	40,94 / 34,00	Conglomerado de grava en matriz arenosa.
40,94 / 34,00	Cota base	Arcillolita.

Estos pilotes están diseñados para soportar cargas del orden de 350 toneladas. Los mayores valores de capacidad portante calculados corresponden al apoyo 5, en el

que los pilotes tienen un diámetro de 1.5 m. Las características principales de los pilotes de estos apoyos son las siguientes:

**Tabla 2. Longitud y capacidad portante de los pilotes, apoyos 1 a 5**

<b>Parámetro</b>	<b>Valor mínimo</b>	<b>Valor promedio</b>	<b>Valor máximo</b>
Longitud total (m).	35,49	36,21	38,54
Longitud efectiva (m).	35,19	36,26	38,44
Cota base (m.s.n.m.)	34,46	36,79	37,51
Capacidad portante de trabajo, sin considerar socavación (toneladas).	436,69	510,33	753,72

El rendimiento de las excavaciones fue notoriamente superior al que se obtuvo en pilotes construidos en agua.

## 22. PILOTAJE EN LA PILA 6

Este apoyo tiene 15 pilotes de 2.0 m de diámetro y 35.0 m de longitud nominal. Los pilotes de este apoyo quedaron en general cimentados sobre arenisca friable. El perfil estratigráfico es el mostrado en la siguiente tabla.

**Tabla 3. Perfil promedio del terreno, apoyo 6**

<b>Desde</b>	<b>Hasta</b>	<b>Material</b>
74,82 / 74,34	55,18 / 46,82	Arcilla limosa
55,18 / 46,82	49,85 / 42,82	Arcilla arenosa
49,85 / 42,82	44,86 / 36,00	Conglomerado
44,86 / 36,00	Fin pilote	Arenisca friable o arcillolita.

En la **Figuras 65** se presenta el estado final del apoyo, después de haber terminado el pilotaje y durante el proceso de armado del refuerzo de la zapata.

En cuanto a capacidad portante, se presenta el siguiente resumen de resultados ajustados a las condiciones, profundidades y espesores encontrados durante construcción:

**Tabla 4: Longitud y capacidad portante de los pilotes, apoyo 6**

<b>Parámetro</b>	<b>Valor mínimo</b>	<b>Valor promedio</b>	<b>Valor máximo</b>
Longitud total (m).	38,06	37,38	38,06
Longitud efectiva (m).	38,02	38,83	39,40
Cota base (m.s.n.m.)	34,94	35,62	36,63
Capacidad portante de trabajo, sin considerar socavación (toneladas).	959,62	1028,67	1095,20

Los rendimientos registrados en este apoyo son consistentes en todos los pilotes y representan la realidad de los rendimientos esperados por los diseñadores. Los resultados se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 5. Rendimiento de las excavaciones, apoyo 6**

<b>Material</b>	<b>Rendimiento (m/h)</b>		
	<b>Mínimo</b>	<b>Promedio</b>	<b>Máximo</b>
Arcilla limosa y arcilla arenosa	3,00	6,44	15,00
Conglomerado	1,33	4,79	10,67
Arenisca friable	0,56	1,49	4,56
Arcillolita	2,62	2,62	2,62

### **23. PILOTAJE EN LA PILA 7**

El pilotaje de este apoyo comprende 15 pilotes de 2.0 m de diámetro y 50 m de longitud nominal. Su construcción fue totalmente en agua con los equipos apoyados sobre planchones. En general, los pilotes de este apoyo quedaron con una longitud total de 52.0 m.

En la **Figura 66** se presenta el estado final del apoyo, después de haber terminado el pilotaje y durante el proceso de armado del refuerzo de la zapata.

En la **Figura 67** se describe el proceso de excavación y las muestras de los diferentes materiales. En la mayoría de los casos fue necesario utilizar el trépano para poder atravesar intercalaciones de lodolitas y arenisca friable muy resistentes a partir de la cota 24 m.s.n.m. Las pérdidas del polímero para estabilización de la excavación fueron mínimas.

En cuanto a capacidad portante, se presenta el siguiente resumen de resultados ajustados a las condiciones, profundidades y espesores encontrados durante construcción:

**Tabla 6: Longitud y capacidad portante de los pilotes, apoyo 7**

<b>Parámetro</b>	<b>Valor mínimo</b>	<b>Valor promedio</b>	<b>Valor máximo</b>
Longitud total (m).	49,00	53,32	54,41
Longitud efectiva (m).	17,40	21,72	22,81
Cota base (m.s.n.m.)	18,59	19,16	24,00
Capacidad portante de trabajo, sin considerar socavación. (toneladas).	1171,60	1359,78	1442,22
Capacidad portante de trabajo, considerando socavación. (toneladas).	1003,42	1129,32	1157,68

El rendimiento de la excavación en los diferentes estratos se muestra en la **Figura 68**.

#### **24. PILOTAJE EN LA MARGEN IZQUIERDA**

Los pilotes de la margen izquierda fueron construidos tanto en agua como en tierra, dadas las condiciones del río. Inicialmente, como se muestra en los diseños, estos apoyos estaban planteados para ser construidos en tierra.

En cuanto a capacidad portante, de acuerdo con los cálculos estructurales, las pilas de los apoyos de la margen izquierda soportarán cargas de 350 a 500 toneladas por pilote. De acuerdo con los cálculos ajustados y con lo encontrado durante la construcción, todos los pilotes construidos cumplen con la capacidad portante requerida; los resultados se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 7. Longitud y capacidad portante de los pilotes, margen izquierda**

<b>Parámetro</b>	<b>Valor mínimo</b>	<b>Valor promedio</b>	<b>Valor máximo</b>
Longitud total (m).	34,96	40,87	46,14
Longitud efectiva (m).	7,39	17,27	25,87
Cota base (m.s.n.m.)	26,86	32,13	38,04
Capacidad portante de trabajo, sin considerar socavación. (toneladas).	624,64	789,70	925,24
Capacidad portante de trabajo, considerando socavación. (toneladas).	386,49	527,97	678,56

En términos generales, los rendimientos tienden a disminuir a medida que se profundiza en el terreno, tanto para los valores mínimos, promedios y máximos.

Las características promedio de los pilotes de cada apoyo se muestran en la **Figura 69**.

## **25. PRUEBAS DE CARGA**

Se recomendó realizar por lo menos una prueba de carga de uno de los pilotes más cargados de la pila principal izquierda. Debido a la dificultad de llevar a cabo una prueba convencional, se propuso el método desarrollado por el Profesor Osterberg que utiliza una celda de carga hidráulica colocada en la base del pilote y un sistema especial para medir deformaciones.

Debido al costo y a las demoras en los trámites con la compañía americana que comercializa el método, se presentó como alternativa el sistema desarrollado por un ingeniero italiano y utilizado bajo su dirección en una prueba de carga de un pilote de cimentación del Viaducto Pereira - Dos Quebradas. El mismo sistema fue propuesto por una firma colombiana a un costo favorable y con la posibilidad de implementarlo inmediatamente. Aunque el método se consideró en una etapa experimental, se aprobó su aplicación.

En la **Figura 70** se muestra la celda de carga empleada para determinar la capacidad portante por fricción lateral del pilote. El método se basa en la inyección a

presión de un fluido que actúa contra la base del pilote y la medición de sus desplazamientos. La interpretación de la curva esfuerzo (o carga) - desplazamiento permite establecer una capacidad portante por fricción lateral última del pilote.

Para determinar la capacidad portante por la base se realiza una prueba de carga directa sobre una placa. La carga es aplicada a la placa por medio de un gato accionado hidráulicamente (**Figura 71**). El conjunto de dispositivos se acoplan a la canasta de refuerzo y las deformaciones se miden en la superficie, como se muestra en las **Figuras 72 a 74**. Las pruebas de carga aquí analizadas se encuentran en una etapa experimental y de desarrollo, debido al bajo número de pruebas de este tipo realizadas en el medio.

## 26. CONCLUSIONES

El sitio del Estrecho de Galán seleccionado para el puente presenta las condiciones hidráulicas y geomorfológicas más estables del sector. Las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio de ponteadero están definidas por la Formación Mesa de origen Terciario y algunos depósitos superficiales recientes de arcillas y arenas de origen sedimentario en aguas relativamente tranquilas, lacustres o de inundación.

La Falla de Casabe afecta la distribución y características de los estratos de suelos in situ y rocas de la Formación Mesa en el sitio del puente. Esta complejidad geológica ha dificultado la identificación de los materiales recuperados en las perforaciones. Sin embargo, consideramos que se ha logrado un modelo bastante confiable de las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio del puente.

Los resultados de los análisis de interacción suelo - estructura se consideran satisfactorios. Los sistemas de cimentación planteados son técnicamente factibles, con algunas complicaciones de tipo constructivo para los pilotes.

Predecir en forma absolutamente confiable el comportamiento real de los pilotes de cimentación en suelos relativamente homogéneos no es posible y mucho menos en suelos estratificados y resulta prácticamente imposible en suelos erráticos. Con una prueba de carga de uno de los pilotes principales del puente, utilizando métodos convencionales o tecnologías desarrolladas recientemente y con un pilote lo suficientemente instrumentado se podría confirmar algunas de las hipótesis de cálculo y si existen diferencias importantes con las adoptadas en la etapa de diseño, se podrían introducir de manera oportuna modificaciones a los diseños en caso necesario.

Las características geotécnicas del subsuelo obtenidas a partir de las perforaciones fueron confirmadas con la identificación de los suelos provenientes de la excavación de cada pilote. Sin embargo, toda esta información es cualitativa y no permite validar la capacidad de los pilotes adoptada en la etapa de diseño.

El diseño de un pilotaje de cimentación de estructuras de cierta importancia requiere que la capacidad de carga de los pilotes sea comprobada a través de pruebas de carga convencionales o con métodos no convencionales, teniendo en cuenta los recursos y tiempo disponible para la ejecución de estas obras.

En general, durante la etapa de diseño y especialmente en condiciones del subsuelo con cierto grado de complejidad, los análisis tienden a ser algo conservadores y posiblemente subestiman la capacidad real de los pilotes. Los resultados de una prueba de carga realizada en los comienzos de la obra pueden indicar la conveniencia de trabajar con un número o dimensiones de pilotes diferentes al propuesto inicialmente.

Las pruebas de carga por fricción y por la base fueron realizadas en un pilote de alta capacidad de la pila 7 y uno de capacidad intermedia de la pila 12; la interpretación de sus resultados las resumimos en las **Figuras 75 a 77**.

Al comparar los valores de capacidad portante (por fricción lateral en el fuste del pilote y la capacidad portante en la base del mismo) obtenidos durante la etapa de diseño y durante las pruebas de carga adelantadas, se aprecia lo siguiente:

Para los pilotes de la Pila No. 7 se obtuvieron valores superiores de capacidad en el fuste y por la base del pilote que los calculados durante la etapa de diseño.

Para los pilotes de la Pila No. 12, sin considerar la acción de la socavación, la prueba de carga arroja valores de capacidad portante por el fuste del pilote muy similares a los estimados durante la etapa de diseño.

La presión máxima obtenida de la curva esfuerzo - deformación es del orden de 50 kg/cm<sup>2</sup>, similar a la adoptada durante la etapa de diseño como capacidad portante última por la base de los pilotes.

Si limitamos la capacidad portante en la base del pilote a la calculada para deformaciones entre 4 y 6 cm en la prueba de carga, se obtienen valores inferiores a la capacidad portante por la base estimada durante el diseño.

Para los pilotes de la Pila No. 12, al considerar una socavación máxima hasta la cota 50.0 m (aproximadamente), se obtienen valores de capacidad portante en el fuste del pilote inferiores a los estimados durante la etapa de diseño.

Las pruebas de carga adoptadas se encuentran en una etapa experimental y de desarrollo incipiente por el bajo número de pruebas realizadas en el medio.

Debido a la diferencia de tamaño existente entre el área de contacto de la placa de carga acoplada al gato y el área total del pilote, se introducen factores de escala que en algunos casos pueden llevar a interpretaciones erradas. El área total del pilote

sobre la cual éste desarrollará toda su capacidad de carga por la base puede estar compuesta por materiales de diferente resistencia: zonas blandas o duras, o zonas sueltas o densas. De esta manera, los resultados de la prueba pueden variar de manera significativa de acuerdo con la ubicación de la placa de carga.

Las pruebas de carga analizadas se realizaron sobre un pilote y no tienen en cuenta el efecto de grupo.

Para la aplicación de estas pruebas de carga se requiere que los dos sistemas de pruebas de carga, por fricción y por la base, dispongan del equipo y capacidad necesarios para aplicar por lo menos el doble de la carga de trabajo esperada. Es importante además desarrollar un sistema confiable para medir las deformaciones durante los dos tipos de pruebas.

## **27. NORMAS DE DISEÑO**

- Norma básica:
  - “CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES”, 1995.
- Normas adicionales que se han utilizado como complemento a la norma básica de diseño:
  - “STANDARD SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGES”, Décima sexta edición 1996. INTERINAS 1997, 1998, 1999 y 2000. Para la evaluación de los efectos y diseños sísmicos se seguirá la División IA.
  - “GUIDE FOR DESIGN AND CONSTRUCTION OF SEGMENTAL CONCRETE BRIDGES”, Segunda Edición 1999.
  - “A.A.S.H.T.O. L.R.F.D. BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS”, Segunda Edición 1998. INTERINAS 1999, 2000 y 2001.
- “CODE MODELE CEB - FIP POUR LES STRUCTURES EN BETON”.

**Mayo 3, 4 y 5 de 2006**