

Aspectos Geotécnicos para el Diseño de la Cimentación del Proyecto Viaducto Pipiral

Por Edgar H. Forero-Muñoz ¹

RESUMEN. Este artículo presenta los principales aspectos geotécnicos que fueron considerados durante las diferentes etapas del proyecto, desde la exploración y diseño hasta la construcción del "Viaducto Pipiral", localizado en la carretera que comunica las ciudades de Bogotá D.C. y Villavicencio en Colombia. Este proyecto, ya construido, se localiza en una zona de alto riesgo sísmico, con una topografía agreste y de precaria estabilidad geotécnica. El proyecto cruza la quebrada Pipiral y laderas montañosas con variadas características geotécnicas. La longitud total del Viaducto es de 545 m y el trazado geométrico incluye tanto curvatura vertical como horizontal. Todas las pilas fueron diseñadas sobre caissons pre-excavados de gran diámetro. Sin embargo con las condiciones del subsuelo realmente encontradas durante la construcción, fue necesario adicionar campanas a un buen número de los caissons. Para esto se hizo una detallada caracterización geológica del macizo rocoso en el fondo de los pilotes, utilizando el Geological Strength Index (GSI), siguiendo la metodología propuesta por Hoek para macizos rocosos, fisurados, alterados y con calidad muy pobre. Adicionalmente se presenta la metodología empleada para el análisis de interacción suelo-estructura y la sensibilidad del módulo del macizo rocoso en la respuesta de los pilotes. Por último se anexan tres Apéndices donde muestran las principales metodologías para el análisis de cimentaciones en macizos rocosos, una metodología general para análisis dinámico de Interacción suelo-estructura ISE y un listado de los principales programas disponibles en el mercado para el análisis de ISE.

PALABRAS-CLAVE: cimentación, caissons, pilotes de gran diámetro, macizo rocoso, interacción suelo-estructura, caracterización geológica, capacidad portante.

1. INTRODUCTION

El Viaducto Pipiral se localiza en la vía Bogotá – Villavicencio, que forma parte de la Red Básica Nacional, identificada como Ruta 40 Transversal, que atraviesa la parte central de Colombia. La zona del puente se localiza sobre el flanco este de la cordillera Oriental, en la cuenca del río Negro, conectando la región Andina con los Llanos Orientales.

La longitud total de la estructura de 545 m comprende una luz de aproximación a cada lado de 22.5 m y tres luces continuas de 125 m cada una con voladizos a cada lado de 62.5 m; además de 521.8 m de vías de acceso en secciones de corte. La construcción del puente empezó en noviembre de 1999 y se terminó en Julio del 2002, y fue llevada a cabo por la compañía CONCIVILES S.A. según contrato 0484 de 1999, los estudios y diseños fueron llevados a cabo por empresas de consultoría locales, como Darío Farias y Cia. Ltda., Geosoluciones Ltda. e Innova Ltda. La Interventoría de los estudios y diseños Finales fue llevada a cabo por el Consorcio Ingetec S.A. – CCC S.A. El propietario del proyecto es el Instituto Nacional de Vías quien pertenece al Ministerio de Transporte de Colombia. El proyecto fue financiado con el contrato de préstamo No. 706/OC-CO del Banco Interamericano de Desarrollo, y la obra alcanzó un valor cercano a \$A 15,000,000 de dólares americanos.

Los principales rasgos del Viaducto están mostrados en la Figura 1, donde se presenta la planta y perfil con la disposición de la superestructura, pilas y pilotes; y en la Figura 2 se muestra una fotografía con la estructura terminada. De acuerdo con la rasante del proyecto, el puente tiene una altura máxima del orden de 120 m por encima de la quebrada Pipiral. La información estructural indica que el apoyo más cargado (Pila 3), se tiene una carga vertical del orden de 356.4 y 117.9 MN con y sin sismo respectivamente. La estructura fue construida por el sistema de voladizos sucesivos y conformada por una viga cajón de una celda, de sección variable y en concreto preesforzado.

¹ MSc en Geotecnia, Director Técnico de Geosoluciones Ltda., Bogota Colombia, Miembro

2. CONDICIONES GEOLOGICAS

La geología regional esta conformada principalmente por bloques de origen tectónico que involucra una serie de rocas sedimentarias y metamórficas. Las estructuras geológicas en general presentan rumbo norte-este y los ríos están interceptando perpendicularmente alineamientos tanto de tipo metamórfico, estructuras antiguas y al igual que fallas geológicas como la falla de Servita, Buena Vista y el Mirador.

El macizo rocoso que aflora en algunos sitios cercanos o que subyace a los depósitos recientes y superficiales, corresponden a las "Capas Rojas del Guatiquia" (Pcrg), cuyo origen es de la era Paleozoica. La litología de esta formación esta conformada básicamente por rocas sedimentarias y metamórficas de bajo grado, entre meta-areniscas y meta-lodolitas. La variedad litológica de esta unidad se refleja en la resistencia diferencial del macizo rocoso.

Los depósitos aluviales aterrizados (Qalt) se encuentran principalmente sobre la ladera derecha y en algunos sectores de la ladera izquierda, en general estos depósitos están conformados principalmente por bloques y gravas sub-redondeadas y redondeadas en matriz predominantemente areno-limosa. Los depósitos de Ladera (Qdl1, Qdl2) están conformados principalmente por materiales de varios orígenes, desintegrados de la parte alta de las laderas y materiales de desecho de la antigua vía cuando esta fue construida. Estos depósitos se localizan predominantemente sobre la margen izquierda y son

altamente susceptibles a fenómenos de remoción en masa y procesos erosivos.

Geología Estructural. La zona esta afectada por dos (2) eventos geológicos, uno de plegamiento y otro de metamorfismo; en el de plegamiento la zona presenta básicamente una estructura monoclinal con buzamientos bastantes fuertes que oscilan entre los 70 y 60° hacia el oriente. Posteriormente el metamorfismo ha ocasionado un lineamiento en forma de esquistosidad con elongación de los minerales y debido a los cambios litológicos se produce una refracción en este lineamiento metamórfico. En la Figura 3, se muestra el perfil simplificado de la geología general por el eje del Viaducto.

3. INVESTIGACIONES DE CAMPO

Para conocer las características geotécnicas del subsuelo en el área del proyecto, se hicieron siete perforaciones profundas, para un total de 365 m de perforaciones exploratorias, adicionales a las ya realizadas en estudios previos (Concol, 1999). Las perforaciones se presentan en la Figura 4 sobre un perfil longitudinal del terreno y adicionalmente se muestran los perfiles de los índices de calidad de la roca (RQD) con la profundidad en cada una de las perforaciones. En general no se detectó un nivel freático establecido en ninguna perforación, a pesar de ejecutarse las perforaciones en temporada de fuertes lluvias en la zona. Adicionalmente a este trabajo se hicieron levantamientos de datos estructurales en los afloramientos rocosos cercanos al proyecto y de fenómenos de remoción en masa que pudieran afectar la cimentación del viaducto.

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas en las perforaciones se identificaron visualmente en campo y en el laboratorio, y sobre muestras representativas recuperadas se adelantó un programa de ensayos de clasificación y determinación de propiedades índice de los suelos. Sobre muestras representativas de los núcleos de roca recuperados, además de la descripción y clasificación del macizo rocoso, se ejecutaron ensayos de compresión uniaxial, peso unitario, carga puntual y módulo de elasticidad. Complementariamente y para verificar el origen del macizo rocoso, se ejecutaron análisis petrográficos sobre secciones delgadas, donde se confirma que se trata de rocas de origen sedimentario afectadas de procesos de bajo grado de metamorfismo.

5. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Por la magnitud de las cargas del puente, las pendientes del terreno hasta de 55° en la ladera de la margen derecha, coberturas hasta de 15 metros de suelos residuales, depósitos de ladera y escombros en matriz predominantemente cohesiva en la margen izquierda, las precarias condiciones geotécnicas de las laderas muy susceptibles a la generación de procesos erosivos y fenómenos de remoción en masa, se descartó cualquier solución de cimentación superficial, enfocándose la solución de cimentación a tipo profundo con caissons de gran diámetro buscando materiales más estables y competentes, de tal manera que pudiera soportar tanto las cargas verticales como horizontales, bajo carga estática y en condiciones de sismo. El análisis de la Figura 4 fue la base para la selección inicial de los niveles de cimentación para las pilas del Viaducto apoyadas en el macizo rocoso alterado y fracturado.

Por las características topográficas y la dificultad de acceder a la totalidad de los sitios de las pilas con piloteadoras o taladros de alta capacidad sin ocasionar mayores daños ambientales e inestabilidades a las laderas naturales, los caissons se excavaron empleando equipos manuales y martillos neumáticos accionados con compresores de aire y se fundieron en el sitio en diámetros entre 1.8 y 3.7 m. Las excavaciones de estos caissons se hicieron en tramos de un metro e inmediatamente se procedía a la protección de la excavación con entibado de concreto reforzado y fundido en el sitio. Este proceso se continuaba hasta llegar a los niveles de fundación previstos o modificados, y luego se procedía a la colocación del acero de refuerzo y concreto. En la Figura 5 se muestra una fotografía durante el proceso de excavación de uno de los caissons.

5.1 CAPACIDAD PORTANTE AXIAL

Apoyos en Terraza Aluvial: En la evaluación de la capacidad portante axial de los pilotes se involucró la contribución por punta y fricción, el análisis de la capacidad de carga de los pilotes de las Pilas 1A y 1B se hizo empleando el método β en términos de esfuerzos efectivos (Kulhawy, 1991), adoptándose para la terraza aluvial un ángulo de fricción interna de 38 grados y considerando el procedimiento constructivo de los caissons.

Apoyo en el macizo rocoso de la margen derecha e izquierda: En la evaluación de la capacidad portante axial de los pilotes se involucró también la contribución por punta y la fricción lateral dentro del macizo rocoso, y se

descartó cualquier contribución de los suelos superficiales. Para la predicción de la capacidad portante en la punta de los caissons se examinaron varios métodos para fundaciones en roca; estas expresiones relacionan la capacidad portante última por punta en función de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (σ_c) y en otras se tiene en cuenta las discontinuidades, tipo y calidad de la roca. En este proyecto se trabajó con la correlación presentada por L. Zhang and H. Einstein (1998) para los valores medios con la siguiente expresión:

$$q_{\text{máx}} = 4.8 (\sigma_c)^{0.5}$$

Se trabajó con el valor experimental mínimo de resistencia a la compresión uniaxial (σ_c) de 16.8 y 8.4 MPa para núcleos de roca intacta representativos de la margen derecha e izquierda respectivamente.

Para la determinación de la resistencia lateral de los caissons se tuvo en cuenta únicamente la longitud dentro de la roca. Considerando el fracturamiento predominante del macizo rocoso en los tramos superiores (RQD=0%) y la experiencia local, se adoptó evaluar la resistencia lateral empleando la metodología adoptada por AASHTO. En consecuencia, para los pilotes de la margen derecha e izquierda, se obtuvo una resistencia lateral unitaria (q_{sr}) de 62.2 y 24.7 Kpa respectivamente. En la Tabla 1 se muestra un resumen de las cargas admisibles a compresión para los pilotes de cada una de las pilas, obtenidas con los métodos descritos atrás. Otras metodologías de análisis se describen en el Apéndice 1.

5.2 RESPUESTA A CARGAS INERCIALES INDUCIDAS POR SISMO - ISE

Para la carga horizontal y momento de todas las pilas, se tuvo en cuenta la rigidez no solo del macizo rocoso sino también de todos los depósitos cuaternarios. Para los coeficientes de reacción de subrasante para los diferentes suelos y roca se adoptaron las recomendaciones presentadas por la FHWA, 1984 y correlaciones con los módulos de deformación del macizo rocoso.

Para el modelo de interacción suelo-estructura en las diferentes condiciones de carga, los módulos de reacción horizontal se discretizaron cada metro y a lo largo de todos los pilotes, con variación lineal con la profundidad y en función del diámetro de los pilotes.

De acuerdo con la clasificación de la Norma Colombiana de Diseño Sísmico de Puentes, el viaducto está clasificado como un Puente esencial, adicionalmente y considerando la presencia cercana de fallas activas, la posibilidad de eventuales avalanchas, la inestabilidad en los taludes cercanos a las pilas principales y la misma disposición geométrica del puente con curvatura en planta y notables diferencias de altura en sus pilas, fue necesario llevar a cabo estudios sísmicos específicos, como efectos topográficos, para establecer el coeficiente de aceleración a nivel de roca, realizando ensayos in-situ tipo Down Hole y refracción sísmica para la evaluación de velocidades de onda sísmica s y análisis bidimensionales de respuesta dinámica del suelo para establecer los valores de amplificación en superficie en cada uno de los apoyos, con lo cual se verificaron las condiciones de estabilidad estática y dinámica de los taludes y su incidencia en la cimentación del viaducto. De acuerdo con las

recomendaciones del estudio de sismología, el área se localiza en una zona de alto riesgo sísmico, con un coeficiente de aceleración de 0.4g.

Las fuerzas horizontales y momentos que se producen en la infraestructura, generadas por las aceleraciones e inducidas por la excitación sísmica del terreno, fueron evaluadas utilizando un análisis espectral multimodal para los primeros 40 modos de vibración empleando para ello el programa SAP2000. Para el modelo de interacción suelo-estructura en las diferentes condiciones de carga, los coeficientes de reacción horizontal, que simulan la rigidez del suelo, se discretizaron cada metro y a lo largo de todos los pilotes, con variación lineal con la profundidad y en función del diámetro de los pilotes. En las Figuras 6 y 7 se muestra el caso de la respuesta de los pilotes extremos de la Pila 3 ante las cargas inerciales laterales de la superestructura e inducidas por las cargas sísmicas empleando los programas SAP2000 y LPILE respectivamente. La Figura 6 corresponde a la respuesta de los pilotes extremos y como envolvente de diferentes condiciones de sismo longitudinal y transversal del análisis modal; para este análisis el suelo se ha simulado con elementos elásticos tipo "resorte". Ahora las Figuras 7 a,b corresponde a la respuesta de los mismos pilotes pero empleando fuerzas equivalentes provenientes de la superestructura y empleando una aceleración promedia de 0,25g, correspondiente a la aceleración promedia de los primeros 5 modos de vibración de la estructura y aplicadas en la cabeza de los pilotes, en este análisis se empleo el programa LPILE. Obviamente las dos metodologías no son comparables, sin embargo como rescatable son los momentos máximos en la cabeza de los pilotes, que son del mismo orden de magnitud con los dos métodos.

Luego de un análisis de sensibilidad para evaluar la respuesta de los pilotes con las características del macizo rocoso del sitio, se encontró que para variaciones de un orden de magnitud del modulo de Elasticidad del macizo rocoso (E_m), los momentos flectores en los pilotes pueden variar entre 13 y 44%, esto se hizo para evaluar la variación de los momentos con las variaciones reales del macizo rocoso. Esto lo que nos muestra es la relativa baja sensibilidad que tiene la variación de la rigidez horizontal en los momentos inducidos en los pilotes ante las cargas inerciales de la superestructura.

En los Apéndices 2 y 3 se describe brevemente una metodología general para un análisis riguroso de interacción dinámica suelo-estructura y de donde se desprenden también metodologías simplificadoras para el mismo análisis o con procedimientos pseudo estáticos, además de presentar el software mas representativo para la solución de problemas de interacción suelo-estructura.

5.3 DEFORMACIONES ELASTICAS

Por las características del estrato portante de todos los Apoyos del Viaducto, conformados por suelos de naturaleza predominantemente granular (terrazza aluvial) y el macizo rocoso fracturado, los asentamientos verticales serían fundamentalmente de naturaleza elástica; en tal sentido y empleando el método elástico propuesto por Poulos & Davis (1980), se tendrían deformaciones entre 0,73 y 1,77 cm, para los caissons de los Apoyos 1A y 1B respectivamente, y se presentarían prácticamente durante construcción. Al

aplicar el método de Vesic (1977) se obtuvieron deformaciones entre 4.07 y 6.89 cm, que resultan altos para este tipo de material.

Para el caso de los Apoyos 2, 3, 4, 5, 6 B y 6 A, los cuales estarían sobre el macizo rocoso y en horizontes donde el índice de calidad de la roca (RQD) variaría entre 15 y 50%, los asentamientos se calcularon con el método elástico propuesto por Poulos & Davis (1980), y adicionalmente con la expresión de Pells y Turner (1979) y que incluye el acortamiento elástico del caissons. En la Tabla 1 ya mencionada, se presentan los resultados de los estimativos de asentamientos para los caissons.

De acuerdo con la información durante la etapa de construcción y una vez finalizada esta, en julio 2002, el control topográfico a nivel de superestructura y zapatas muestra que en general los asentamientos, para la totalidad del peso propio, resultaron entre 0.2 y 1 cm, menores y del mismo orden a lo previsto con el método de Poulos & Davis.

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

Durante el proceso de excavación de los caissons se presentaron variaciones importantes en las características del macizo en cuanto al grado de fracturación y alteración del mismo, que aunque previstas en los estudios geológicos, han mostrado una muy intensa actividad tectónica, plegamientos con alto fracturamiento y un macizo rocoso muy descompuesto, que llevaron a hacer modificaciones en cerca de la mitad de los caissons, incorporando básicamente campanas en la punta de los caissons con diámetros variables entre 4.60 y

5.20 m, a cambio de mejoramiento del macizo rocoso con inyecciones de cemento, como estaba previsto inicialmente.

Durante el proceso de excavación se llevo a cabo un riguroso mapeo geológico, realizado paralelamente por la Interventoria de la obra y el asesor geotécnico del contratista, que incluyo una permanente caracterización del macizo rocoso empleando el Geological Strength Index (GSI), perforaciones adicionales, pruebas de compresión uniaxial y pruebas de consolidación unidimensional; toda esta labor permitió hacer los ajustes necesarios, como reducciones en los niveles finales de cimentación y adición de campanas donde fuera necesario, buscando controlar los asentamientos diferenciales entre caissons de una misma pila a valores menores de 1 cm, aspecto que finalmente fue el que gobernó el dimensionamiento de las campanas. En la Tabla 2 se presentan comparativamente las variaciones y ajustes que fueron necesarios hacer respecto al proyecto inicial (Farias D. y Ayala F., 2002).

Adicionalmente con la caracterización geológica (GSI) y los parámetros mecánicos del macizo rocoso fue posible obtener parámetros de resistencia al corte empleando el criterio de falla Mohr-Coulomb. Las reevaluaciones de la capacidad portante con el criterio de Hoek and Brown (1980) y análisis de capacidad portante como suelo equivalente, dieron en general valores de capacidad portante muy bajos para el macizo rocoso (Lower-bound solution), como era de esperarse con este enfoque, Kulwavy and Carter (1992).

En el área cercana a la Pila 3, localizada en la margen izquierda, se presentó durante construcción un deslizamiento que obligó a implementar importantes obras de estabilización con malla, concreto lanzado, pernos, anclajes, y obras de drenaje.

Contrariamente a lo previsto en los registros de perforación de la etapa de estudios, en la gran mayoría de caissons de la margen izquierda hubo presencia de agua, al menos en los últimos 10 m de las excavaciones, requiriéndose el empleo de motobombas de alta capacidad para el abatimiento de los niveles de agua durante la construcción de los caissons.

7. CONCLUSIONES

Se detectó una fuerte actividad tectónica evidenciada localmente por fuertes micro plegamientos y fracturamiento del macizo rocoso, observado durante el proceso de construcción de los caissons. En las excavaciones de los caissons fue muy importante el mapeo geológico permanente para reevaluar la calidad del macizo rocoso, permitiendo hacer los ajustes necesarios durante construcción. De acuerdo con la caracterización del macizo rocoso según Hoek (2000), se obtuvieron valores de GSI entre 10 y 25, describiéndose como un macizo rocoso de desintegrado a disturbado, foliado, fracturado y de muy pobre a pobre calidad. Las discrepancias encontradas en parte se han debido a las diferencias propias de caracterizar un macizo rocoso con los registros de las perforaciones y con excavaciones de gran diámetro, entre 1.8 a 3.7 m, durante la construcción.

En los sitios donde las características del macizo rocoso resultaron menores a las condiciones previstas, se decidió el acampanamiento de los caissons. Adicionalmente el mapeo e interpretación geológica permitió hacer reducciones de los niveles de cimentación de algunos caissons. En esta actividad fue muy importante la labor desarrollada por el grupo de asesores de geotecnia y el grupo de geotecnia de la Interventoría durante la construcción.

La metodología de evaluación de la capacidad portante del macizo rocoso resulto aceptable, sin embargo fue necesario adicionar, en cerca de la mitad de los caissons, campanas de diferentes diámetros para equilibrar los esfuerzos de contacto y controlar los asentamientos diferenciales, entre caissons de un mismo grupo, a valores no mayores de 1 cm. Los asentamientos medidos resultaron ser del mismo orden de magnitud y en otros casos menores a los estimados con diferentes metodologías, sin embargo el método propuesto por Poulos & Davis (1980) parecer ser el mas cercano de todas las predicciones, al menos en este proyecto. Otras metodologías para la evaluación de capacidad portante en macizos rocosos se presentan en el Apéndice 1.

A pesar que las mediciones de los asentamientos de los caissons, con y sin campana, fueron menores o del mismo orden de lo estimado en la etapa de diseño e incluso a las reevaluaciones durante construcción, queda el vacío de no haberse hecho una instrumentación mas especializada, por ejemplo con celdas de carga y extensómetros adicionales al control topográfico, que hubiera permitido hacer una mejor interpretación de las deformaciones de los caissons, tanto en la punta como lateral, y que hubiera permitido intentar hacer una

evaluación del mecanismo de transferencia de carga a lo largo de los caissons. Desafortunadamente los recursos económicos del proyecto no permitieron hacer esta instrumentación.

Otro aspecto muy importante que se logro, fue el control geotécnico y ambiental que se hizo durante la construcción, para evitar la alteración de las condiciones existentes, ya que de lo contrario se podría haber ocasionado graves daños a las laderas y pondría en riesgo la misma estabilidad del Viaducto en caso que se generaran focos de erosión o que se induzcan fenómenos de remoción en masa.

Se describe el procedimiento empleado para el análisis de interacción suelo-pilote-estructura y la sensibilidad que tiene los módulos horizontales del macizo rocoso en la respuesta de los pilotes. Por ultimo se presentan las metodologías disponibles mas representativas para abordar problemas de interacción suelo-estructura ISE y los programas mas representativos, Apéndices 2 y 3

8. AGRADECIMIENTOS

A las directivas y staff de ingenieros de Conciviles S.A., al ingeniero Darío Farias García diseñador estructural del proyecto, al geólogo Rodolfo Franco Latorre, al ingeniero Ramiro Gutiérrez geotecnista de la Interventoria, al ingeniero José M. Álvarez asesor durante la etapa de construcción, a ellos y a todos los que de alguna manera intervinieron en el proyecto, por su apoyo, colaboración y aportes para que este proyecto llegase a su culminación.

APÉNDICE 1 – METODOLOGÍAS PARA CIMENTACIONES EN ROCA

Se presenta a continuación con pequeño compendio de las principales teorías disponibles y representativas del estado de la práctica para la evaluación de la capacidad de carga de pilotes y/o caissons cimentados en macizos rocosos. Al final del artículo se presenta una breve revisión bibliográfica con otras metodologías para fundaciones en roca.

1. Capacidad Portante Última por Punta, q_{max} :

Capacidad Portante Última Por Punta, q_{max} .	Autor
$f(RQD)$	Peck y otros, 1974
$(5 \text{ a } 8) \sigma_c$ (1)	Teng, 1962
$3 \sigma_c$	Coates, 1967
$2,7 \sigma_c$	Rowe and Armitage, 1987
$4,5 \sigma_c \leq 10 \text{ Mpa}$	ARGEMA, 1992
$J_c N_{cr}$	Kulhawy y Goodman, 1980
$3 \sigma_c K_{sp} D$	Canadian Foundation Engineering Manual, CGS, 1992
$(3 \text{ a } 6,6) (\sigma_c)^{0,5}$. Valor medio = 4,8	Zhang y Einstein, 1998
$N_{ms} * \sigma_c$	AASHTO, 1989
$(s^{0,5} + (m s^{0,5} + s)^{0,5}) \sigma_c$	Hoek y Brown, 1980

(1) σ_c : Compresión Inconfinada.

2. Resistencia Lateral o Friccional Última, f_s o q_s

Resistencia Lateral	Autor
$f_s / Pa = \psi (\sigma_c / 2Pa)^{0,5}$. Para $\sigma_c \geq 2,5 \text{ N/m}^2$ donde, $\psi = 1$, superficie lisa $\psi = 2$, valor medio en rocas $\psi = 3$, superficie rugosa.	Kulhawy y Phoon, 1993
$f_s = 0,05 \sigma_c$	Australian Piling Code
$f_s = \alpha * \beta * \sigma_c$	Williams y otros, 1980
$f_s = a * (\sigma_c)^{0,5}$ Para pilotes de gran diámetro, $a = 0,20 \text{ a } 0,25$.	Horvath y Kenney, 1979
$f_s = a * (\sigma_c)^{0,5}$ $a = 0,45$ Para rugosidad R1, R2 y R3 $a = 0,60$ Para rugosidad R4	Rowe y Armitage, 1984

$f_s = 0,375(\sigma_c)^{0,515}$		Rosenberg y Journeaux, 1976
$f_s = 0,4 * (\sigma_c)^{0,5}$	para	Zhang y Einstein, 1998
superficie lisa		
$f_s = 0,8 * (\sigma_c)^{0,5}$	para	
superficie rugosa		
$f_s = 0,15 * \sigma_c$		Reese y O'Neill, 1987
$f_s = 0,63 * (\sigma_c)^{0,5}$		Carter y Kulhawy, 1988

* Pa: Presión Atmosférica.

APÉNDICE 2 – METODOLOGÍA GENERAL PARA LA INTERACCION SÍSMICA SUELO-FUNDACION-ESTRUCTURA

Varios autores, entre ellos Whitman (1978) han mostrado que si el rango elástico no es excedido tanto por el suelo y la estructura, los esfuerzos y momentos flectores ante una excitación sísmica, y en una cimentación con pilotes, pueden ser obtenidos por superposición de dos efectos independientes, uno el efecto cinemático y otro el efecto inercial.

Intuitivamente los esfuerzos en los pilotes tienen dos orígenes, por una parte las ondas de corte que se propagan en el suelo interactúan con los pilotes y los distorsionan produciendo esfuerzos y momentos flectores cinemáticos, los cuales son función principalmente de la intensidad del movimiento del terreno, de la relación de rigidez pilote-suelo y la rigidez diferencial entre estratos. Y por otra parte, las aceleraciones en la superestructura produce cortantes y momentos de volcamiento en la base, que son de carácter inercial y los cuales deben ser resistidos por la fundación. Estos momentos y cortantes dependen de la intensidad del movimiento, respuesta dinámica de la superestructura (masa y geometría de la estructura).

En general las soluciones analíticas para la interacción dinámica suelo-estructura, modelan el suelo con una serie de "resortes" y "amortiguadores" que son función de la frecuencia de excitación.

Modelos más simplificados, modelan al suelo con elementos no-lineales para análisis inerciales, desarrollando recomendaciones empíricas con curvas "p-y" y "t-z" para simular la rigidez lateral y vertical del suelo respectivamente. Estas curvas son independientes de la frecuencia de excitación, y están basadas en

resultados de pruebas de carga cíclicas y monotónicas para diferentes tipos de suelo. Estas curvas incorporan la degradación del suelo y efectos de "despegue" observadas durante la carga del pilote y cerca de la superficie del terreno.

Se presenta a continuación una metodología general de análisis, indicada en tres pasos básicos. Para cada paso se presenta una serie de métodos o formulaciones disponibles en la literatura técnica, que incluye formulaciones de Elementos Finitos, Elementos de Contorno, soluciones analíticas y semi-analíticas y una gran variedad de métodos simplificados para el análisis de la interacción suelo-fundación-estructura, que han sido tomados de recopilaciones de Gazetas y otros (1993). Se aclara que bibliografía referida es muchísimo más amplia y solo se pretende mostrar algunos de los trabajos más representativos.

1. Determinación de la respuesta sísmica cinemática.

a) Respuesta en el campo libre:

- Con teorías de propagación de ondas elásticas o inelásticas en 1-dirección (Schnabel y otros, 1972)
- Con teorías de propagación de ondas elásticas en 2 o 3-dimensiones (Idriss y otros, 1973)

b) Respuesta de un pilote aislado:

- Con modelos de viga en cimentación elástica – Winkler (BDWF).(Kavvadas y otro, 1992)
- Formulación extendida Tajami (Tajami, 1969)
- Formulaciones con Elementos Finitos (Gazetas, 1984)
- Formulaciones semi analíticas y tipo Elementos de Contorno (Mamoon y Ahmad, 1990)

c) Respuesta de un grupo de pilotes:

- Modelo simplificado de transmisión de onda (Makris y otro, 1992)
- Formulación extendida Tajami (Tazoh y otros, 1988)

- Formulaciones semi analíticas y tipo Elementos de Contorno (Keynia y Kausel, 1982)
2. Determinación de las Impedancias ("resortes" y "amortiguadores") en la cabeza del pilote(s).
- a) Pilote aislado:
- Con expresiones simples (Gazetas, 1991)
 - Formulación extendida Tajami (Tazoh y otros, 1988)
 - Modelo BDWF (Gazetas y Dobry, 1984)
 - Formulación de deformación plana (Novak y otros, 1978)
 - Formulación Asimétrica (Novak y Nogami, 1977)
 - Formulación con Elementos Finitos (Rosset y otro, 1980)
 - Formulaciones semi analíticas y tipo Elementos de Contorno (Sen, Kausel y Banerjee, 1985)
- b) Grupo de Pilotes:
- Método de superposición usando factores de interacción dinámica (Gazetas y otros, 1991)
 - Formulación extendida Tajami (Tazoh y otros, 1988)
 - Formulación con Elementos Finitos (Wolf y otro, 1978)
 - Otras soluciones simplificadas (Nogami, 1985)
 - Formulaciones semi analíticas y tipo Elementos de Contorno (Sen, Kausel y Banerjee, 1985)
3. Determinación de la respuesta sísmica de la Superestructura
Modelando la superestructura apoyada sobre resortes y amortiguadores en su base calculados con algún método del paso 2 y empleando la respuesta sísmica del paso 1 como excitación de la fundación (Luco, 1982).

Como se describe, los enfoques y metodologías usadas para el análisis de la interacción suelo-estructura difieren sustancialmente en grados de sofisticación, desde el uso de elementos discretos tipo resorte, hasta análisis

dinámicos elásticos e inelásticos, en el dominio de frecuencias o del tiempo. Todos ellos con sus ventajas y desventajas.

APÉNDICE 3 – PRINCIPALES PROGRAMAS DE CALCULO DISPONIBLES PARA EL ANÁLISIS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

Se presenta a continuación los programas y herramientas computacionales mas representativos y disponibles para la practica profesional, para la solución parcial o total del problema de interacción suelo-estructura, y que consideran los efectos inerciales, cinemáticos o ambos.

- **COM624**

Programa de dominio publico que evalúa las deflexiones, momentos y cortantes de un pilote bajo carga lateral estática. Simula la rigidez horizontal del suelo con elementos no lineales "p-y". Programa desarrollado por Reese y sus colaboradores (AASHTO, Reese, 1984).

- **LPILE y GROUP**

Programas comerciales similares al anterior, para pilotes aislados y en grupo. Desarrollado por el Grupo Ensoft.

- **DYNA5**

Programa que calcula la respuesta de cualquier tipo de fundación (superficial o profunda) y ante cualquier tipo de carga dinámica (sismo, trafico, viento, maquinaria vibratoria, etc). El programa esta orientado a solucionar la interacción inercial únicamente, desarrollado por Novak et.al (1985).

- **SPASM8**

Analiza el comportamiento dinámico de sistemas suelo-pilote, emplea elementos discretos elásticos ante movimientos sísmicos. Desarrollado por Matlock y otros (1979).

- **FLUSH y SUPERFLUSH**

Método de análisis directo de elementos finitos en dos direcciones que emplea un modelo lineal equivalente. Programa desarrollado inicialmente por Lysmer y otros (1975) y actualizado por Udaka y otros (1981).

- **LUSH2**

Programa de elementos finitos planos para análisis de interacción suelo estructura. Emplea modelos no lineales combinando métodos lineales equivalentes y de respuesta compleja. Programa desarrollado inicialmente por Lysmer y otros (1974).

- SASSI

Programa tridimensional de elementos finitos para interacción suelo estructura, emplea un modelo lineal equivalente. Programa desarrollado inicialmente por Lysmer y otros (1988) y actualizado por Bechtel (1991).

- FLAC

Programa que trabaja con modelos complejos no lineales y pueden predecir el comportamiento volumétrico y cortante no lineal, tanto los cambios de deformación como los cambios en la presión de poros. Es un programa comercial desarrollado por el Grupo Itasca. Programas equivalentes y desarrollados por otros grupos de investigación son DYNAFLO y DESRA.

- SAP2000

Programa de elementos finitos tridimensional que permite análisis estático y dinámico. Aunque el programa esta orientado a elementos estructurales, este permite análisis de interacción suelo-estructura. (www.csiberkeley.com)

- ANSYS

Programa de elementos finitos tridimensional que permite análisis estáticos y dinámicos y modela cualquier tipo de material estructural, terreo, etc (www.ansys.com)

- PLAXIS

Programa de elementos finitos bidimensional que permite análisis geotécnicos suelo-estructura, ofrece un modulo dinámico para incorporar cargas sísmicas. (www.plaxis.com)

- SHAKE91

Programa empleado para calcular el movimiento del terreno en el campo libre en medios estratificados horizontalmente empleando teorías unidimensionales de propagación de ondas de corte verticalmente. Ultima versión desarrollada por Idriss y otro en 1992.

- QUAD4M

Procedimiento bidimensional de Elementos finitos para determinar la respuesta sísmica de suelos y estructuras terreas, programa desarrollado por Idriss y otros (1994).

REFERENCIAS

- AASHTO. (1989). Standard specifications for highway bridges. 14th Ed., Am. Assn. Of State Hwy. And Transp. Officials, Washington, D.C.
- ADSC (1999). Standards and Specifications, Foundation Drilling Industry, Incorporating ACI 336-1R-98.
- ASCE (1992). "Piles under Dynamic Loads". Editado por S. Prakash, Geotechnical Special Publication No. 34.
- ASCE (1998). "Seismic Guidelines for Ports". Editado por S. Werner. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Monograph No. 12.
- ARGEMA (1992). Design guides for offshore structures: offshore pile design. Ed. Technip, Paris.
- Bogard, D., and Matlock, H. (1980). "Handbook on design of piles and drilled shafts under lateral load", Publ. No. FHWA-IP-84-11.
- CGS. (1992). Canadian Foundation Engineering Manual. 2nd Ed., Can. Geotech. Soc., Toronto, Ont., Canada.
- Chandrasekaran V. (1974). "Analysis of pile foundations under static and dynamic loads". University of Roorkee, India.
- Chang y otros (2000). "Dynamic Soil-Foundation-Structure Interaction Analyses of Large Caissons". Technical Report MCEER-00-0011
- Coates D.F. (1967). "Rock Mechanics principles".
- Consultaría Colombiana S.A. (1999). "Estudios complementarios de Geotecnia y puentes del Viaducto Pipiral", Informe final presentado al Instituto Nacional de Vías.
- Dobry R. (1990). "Seismic Response of Pile Foundations". Geotechnical aspects of Seismic Design in the New York Metropolitan Area: Risk Assessment, Code Requirements and Design Techniques. November, 1990, New York NY.
- El Naggat M.H. y otro (2000). "Dynamic analysis for laterally loaded piles and dynamic p-y curves". Canadian Geotechnical Journal, Vol 37, Number 6, December.
- Farias D. Y Ayala F. (2002). Memoria Técnica para la Construcción del Viaducto Pipiral", Asocreto, Premio Excelencia en Concreto 2002.
- FHWA (1988). "Drilled shafts Construction procedures and design methods." McLean, Va.
- FHWA. (1986). "Seismic Design of Highway bridge foundations –Volume II y III, FHWA/RD-86/102.
- FHWA, (1984). Handbook on Design of Piles and Drilled Shafts under Lateral Load. FHWA-IP-84-11.
- Fang H-Y (1991). Foundation Engineering Handbook, Segunda Edición. Chapman & Hall.

- Gazetas G., Fan K. and Kaynia A. (1993). "Dynamic response of pile groups with different configurations". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 12, pp 239-257.
- Geosoluciones Ltda. (2000). "Estudio de Suelos y Cimentación para el Viaducto Pipiral", Informe final presentado al Instituto Nacional de Vías INV.
- González A.J. (1993). Anotaciones sobre el Diseño de Pilotes con carga sísmica. ECI – II Encuentro de Ingenieros de Suelos y Estructuras. Bogota Colombia.
- Hoek, E. (1983). "Strength of jointed rock masses. 23rd Rankine lecture." Geotechnique, London, England, 33(3), 187-223.
- Hoek, E. (2000). Practical rock engineering, Notes in PDF format at www.rocscience.com/hoek/hoek.htm
- Horvath y Kenney (1979). "Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Piers".ASCE Proceeding.
- Idriss y otro (1992). "User's Manual for SHAKE91".
- Idriss y otro (1994). "QUAD4M- A Computer Program to Evaluate the Response of Soil Structures Using Finite Element Procedures and Incorporating a Compliant Base".
- Kramer S.L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice Hall.
- Kulhawy and Goodman (1980). "Design of foundations on discontinuous rock". A. Balkema.
- Kulhawy, F.H. (1991). "Drilled shaft foundations." Foundation engineering handbook, 2nd Ed., H.-Y. fang, ed., Van Nostrand Reinhold, New York, 537-552.
- Kulhawy, F.H. and Carter, J.P. (1992). Engineering in rock masses. Ed. F.G. Bell, Butterworth-Heinmann Oxford, UK, Chapt. 12 y 25.
- Kulhawy, F.H. and Prakoso, W.A. (1999). Discussion of "End Bearing Capacity of Drilled Shafts in Rock." J. Geotech. and Geoenviron. Engrg., ASCE, 125(12), 1106-1109.
- Kulhawy, F.H. and Phoon, K. (1993). Drilled shaft side resistance in clay soil to rock, Geotech. Spec. Publ. No.38.
- Lysmer y otros (1974). LUSH – A Computer Program for Complex Response Analysis of Soil-structure Systems". Reporte No. UCB/EERC-74/4.
- Lysmer y otros (1975). FLUSH – A Computer Program for 3-D Analysis of Soil-structure Interaction Problems". Reporte No. UCB/EERC-75/30.
- Lysmer y otros (1988). "SASSI – A System for Analysis of Soil-structure Interaction".
- Matlock y otros (1979). "SPASM8- A Dynamic Beam-Column Program for Seismic Pile Analysis UIT Support Motion".
- Ministerio de Transporte de Colombia, (1995). "Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes", Instituto Nacional de Vías (INV), Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS).
- NCHRP (2001). "Static and Dynamic Lateral Loading of Pile Groups". National Academy Press, Washington D.C.
- Ng C.W. et. al. (2001). Side Resistance of Large Diameter Bored Piles Socketed into Decomposed Rocks, JGGE, August 2001, ASCE.

- Novak M. y otros (1985). "DYNA – A Computer Program for Calculations of Response of Rigid Foundations to Dynamic Loads". UWO, Canadá.
- Novak M. (1991). "Piles Under Dynamic Loads". Proceedings: Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Paper No. SOA14.
- O'Neill M.W. (2001). Side Resistance in Piles and Drilled Shafts. The Thirty-Fourth Karl Terzaghi Lecture. J. Geotech. And Geoenviron. Engrg., ASCE, January 2001.
- O'Rourke T.D.(2001). Notas del curso "Rock Engineering". Cornell University.
- Pabon G. (1995). Side Resistance of Piers Socketed into Weak Rocks with a Horizontal Soft Layer. Disertación doctoral, Universidad de Texas, Austin.
- Peck R. Y otros (1974). "Foundation Engineering". Wiley Intern. Ed.
- Pells y Turner (1979). "Elastic Solutions for the Design and Analysis of Rock-Socketed Piles". Canadian Geotech. Journal, Vol.16.
- Pender M.J. (1993). "Aseismic pile foundation design analysis". Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 26, No. 1, March 1993.
- Po Lam y otros (1998). Modeling of Pile Footings and Drilled Shafts for Seismic Design, Technical Report MECER-98-0018, December 21, 1998.
- Po Lam I y otro (2000). "Soil Structure Interaction of Bridges for Seismic Analysis". Technical Report MCEER-00-0008, September, 2000.
- Poulos, H.G., and Davis, E.H. (1980). Pile foundation analysis and design. John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y.
- Prakash, S. and Sharma, H. (1990). "Pile Foundations in Engineering Practice". Wiley Interscience.
- Romo M.P. y Ovando-Shelley E. (1999). "P-Y Curves for piles under seismic lateral loads". Geotechnical and Geological Engineering 16, pp 251-272.
- Romo M. y otros (2000). "Geotechnical Factors in Seismic Design of Foundations State-of-the-Art Report". 12th World Conference on Earthquake Engineering. New Zealand.
- Rosenberg y Journeaux (1976). "Friction and End bearing tests on bedrock for high capacity socket design". Canadian Geotech. Journal, Vol.13, No.3.
- Rowe R. and Armitage H. (1987). A design Method for Drilled Piers in Soft Rock. Can. Geotec. Journal, February, 1987.
- Tajimi H. (1977). "Seismic Effects on Piles". The Effect of Horizontal Loads on Piles, due to surcharge or seismic effects. IX ICSMFE, Tokyo.
- Teng W.C. (1962). "Foundation Design". Prentice-Hall, Inc.
- Vesic, A.S. (1977). Design of pile foundation. Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, Washington D.C.
- Whitman y otro (1978). "Foundations,". Capitulo 7 de Design of Earthquake Resistant Structures, E. Rosenblueth (ed.), Pentech Press, London.

- Williams y otros (1980). "The Design of Socketed Piles in Weak Rock". Proceeding, International Conference on Structural Foundations on Rock, Sydney, Balkema, Vol.1.
- Zhang, L., and Einstein, H. H. (1998). "End Bearing Capacity of Drilled Shafts in Rock." J. Geotech. and Geoenviron. Engrg., ASCE, 124(7), 574-584.
- Zhang, L., and Einstein, H. H. (1999). Closure of "End Bearing Capacity of Drilled Shafts in Rock." J. Geotech. and Geoenviron. Engrg., ASCE, 125(12), 1109-1110.
- www.nisee.berkeley.edu/software.

No Copiar

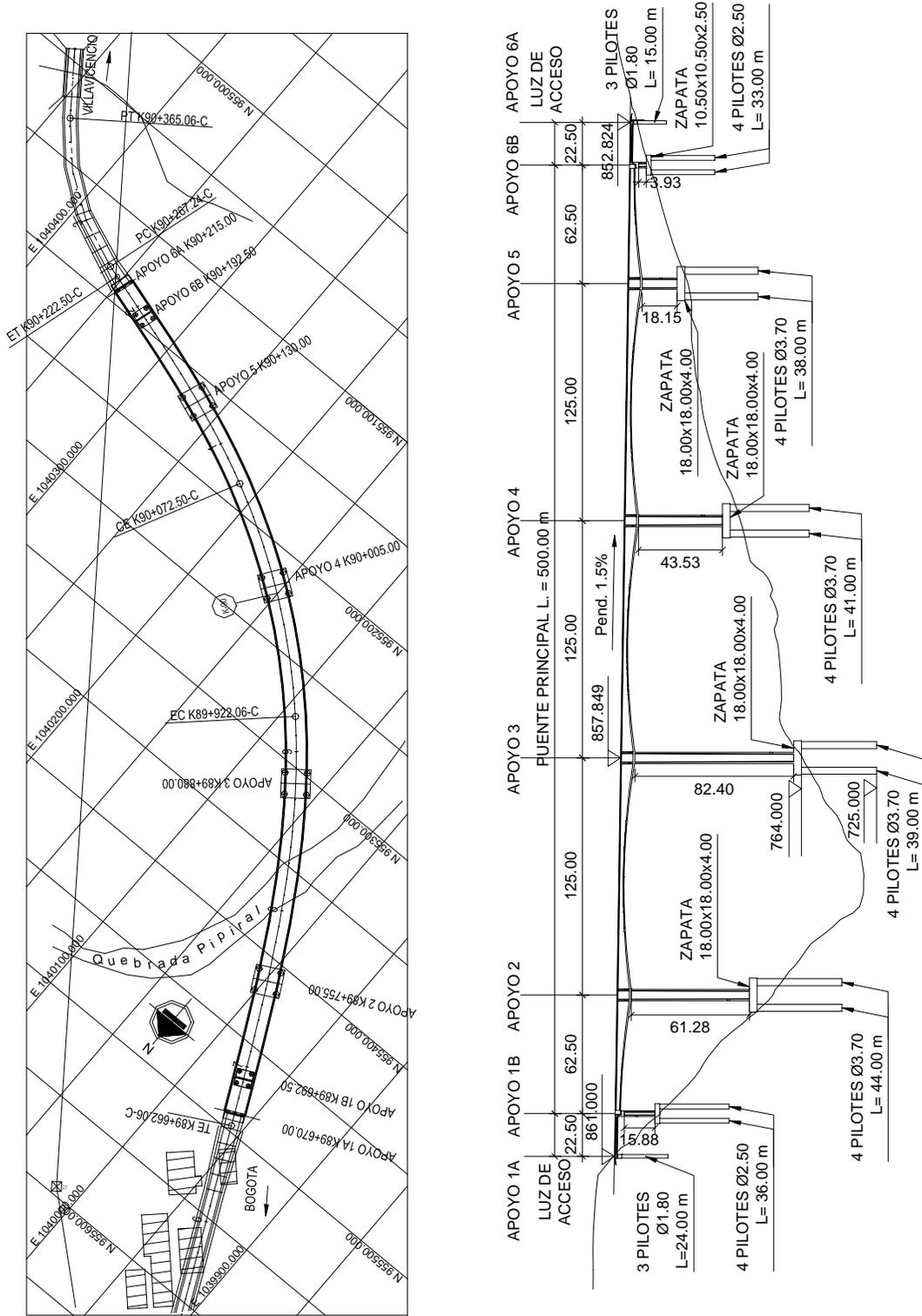


Figura 1. Planta y perfil



Figura 2. Fotografía que muestra el viaducto ya terminado.

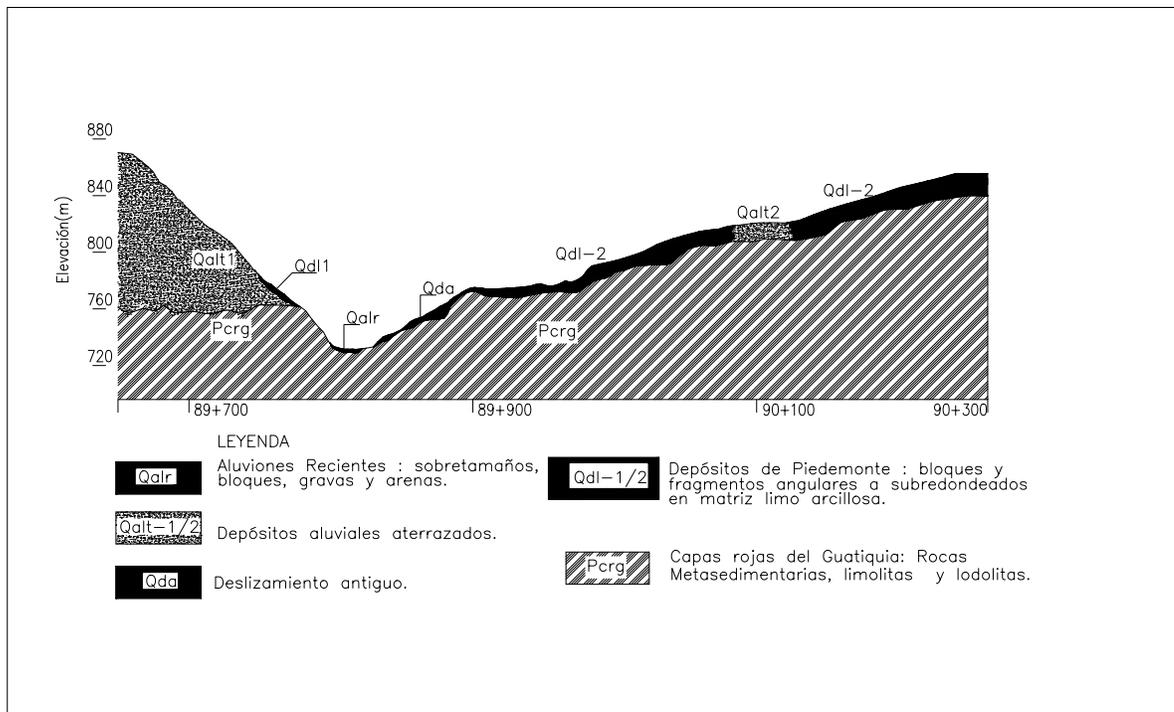


Figura 3. Perfil geológico simplificado.

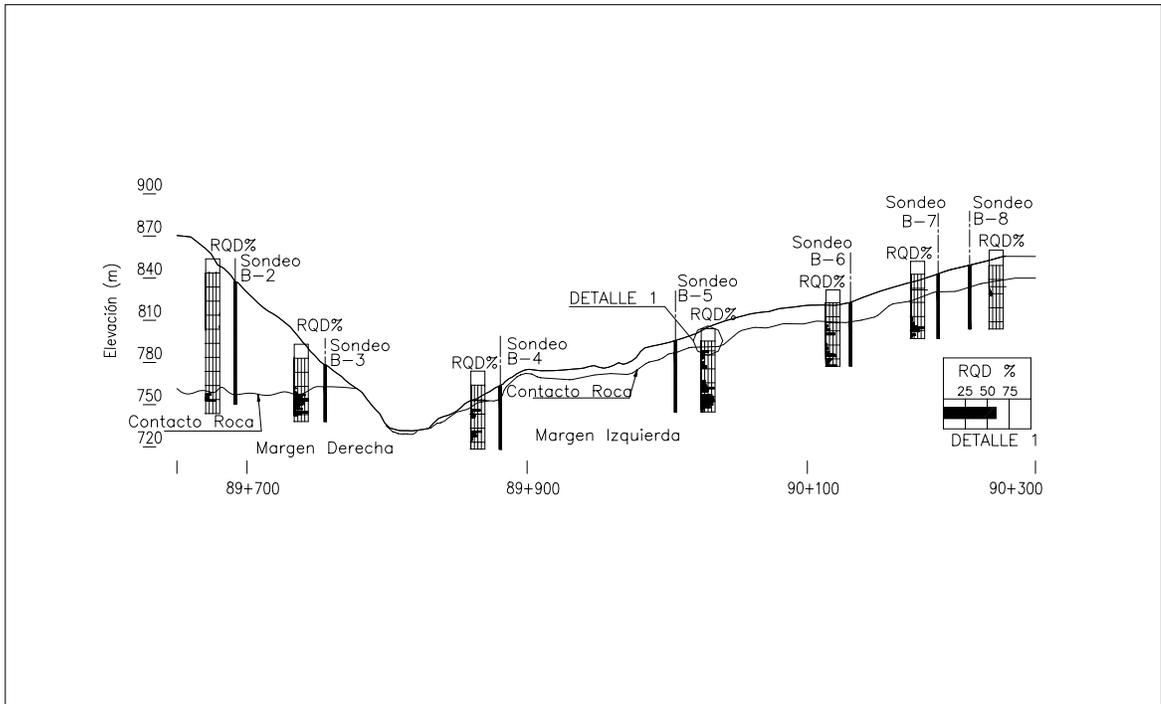
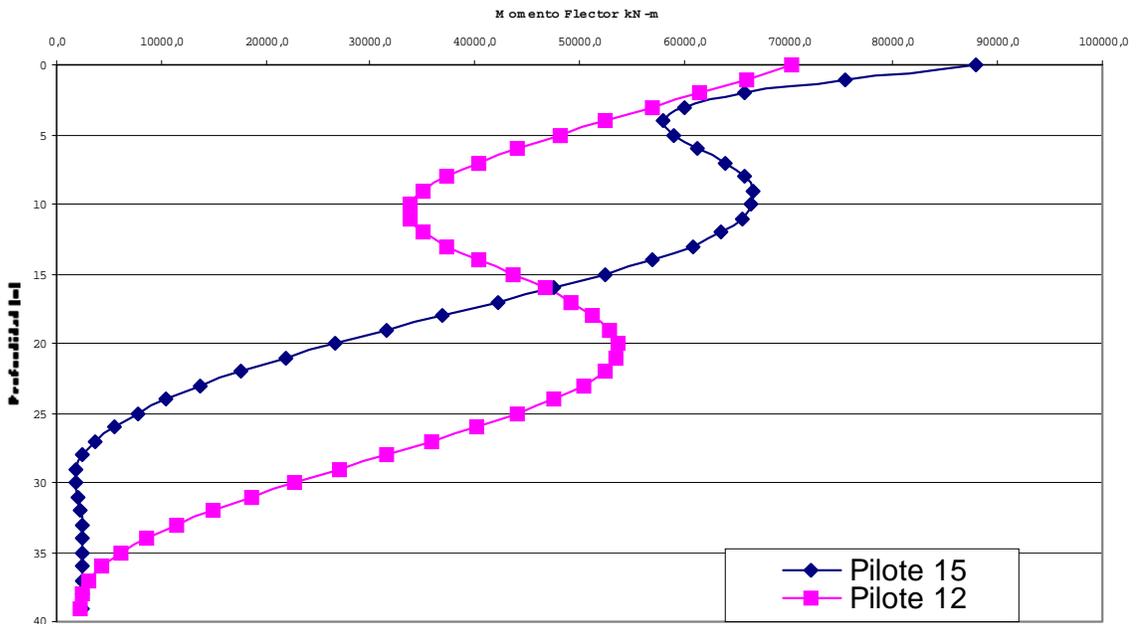


Figura 4. Sondeos y perfiles RQD.



Figura 5. Detalle del proceso de excavación de los caissons.

FIGURA 6.-DIAGRAMA DE MOMENTOS - PÍLOTES DE LA PILA 3 (sap 2000)



Bending Moment (kN-m)

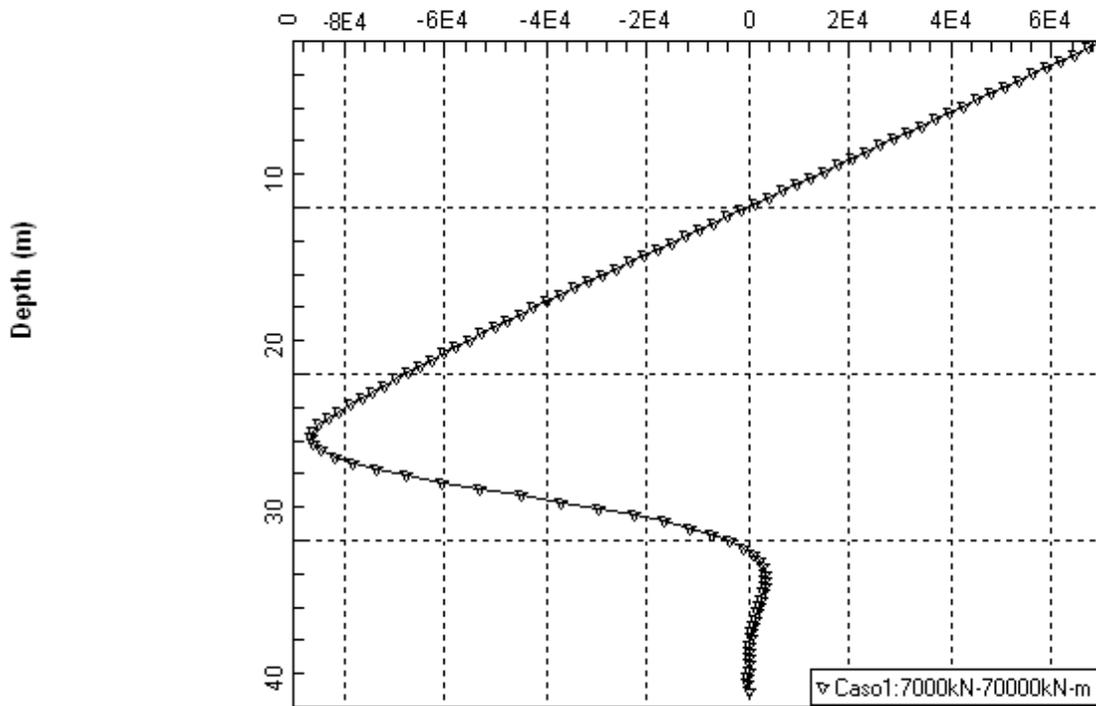


Figura 7a.- Diagrama de Momentos - Pila 3 - Pilote 12

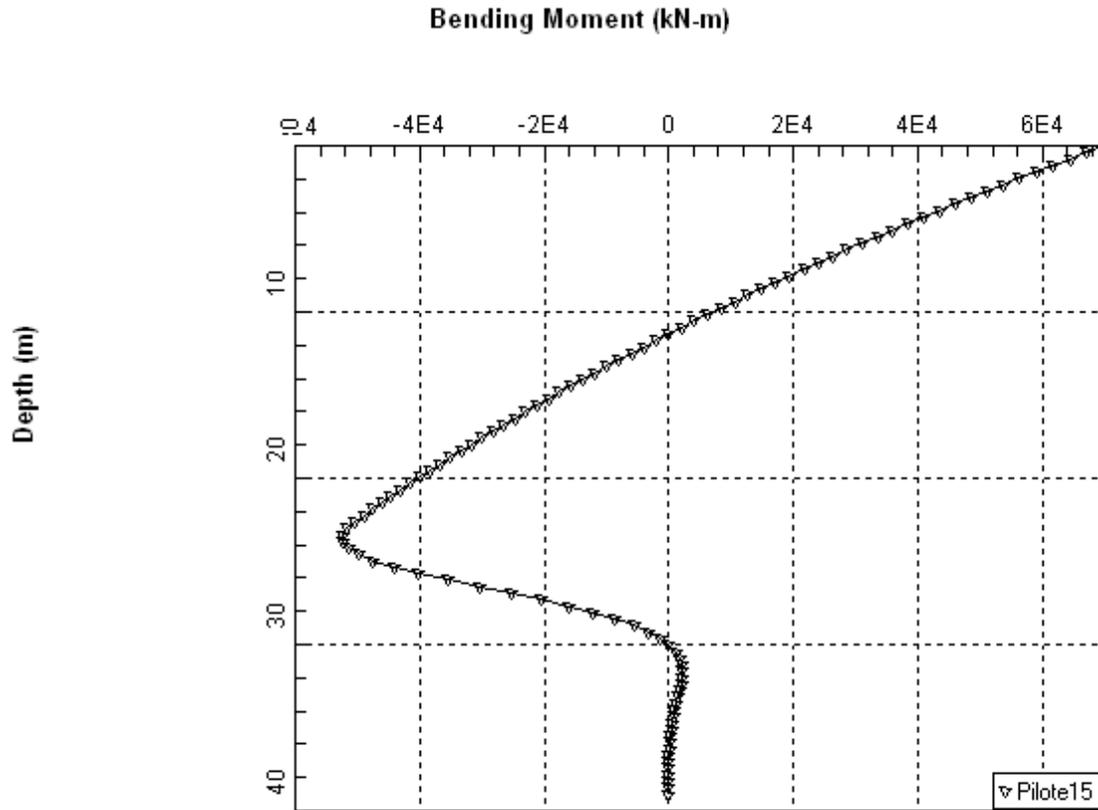


Figura 7b.- Diagrama de Momentos - Pila 3 - Pilote 15

Tabla 1.- Resumen de Resultados de Cargas Admisibles y Asentamientos Calculados.

Pila	Numero de Caissons	Diámetro Caissons m	Carga Admisible Compresion MN	Asentamientos Estimados (a) mm
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1A	3	1,8	9,3	7,3
1B	4	2,5	22,9	17,7
2	4	3,7	69,1	1,4
3	4	3,7	48,4	10,6
4	4	3,7	49,5	11,7
5	4	3,7	50,7	12,0
6B	4	2,5	24,2	7,5
6A	6	1,8	12,8	5,1

a Based on Poulos and Davis (1980)

**Tabla 2. Resumen de Geometría de Caissons y Características del Macizo Rocoso
 Estimado antes y durante Construcción.**

Pila	No. de Caissons	Características y Valores Estimados (Antes de Construcción)					Características y Valores Finales (Durante Construcción)				
		Diámetro de Caissons m	Cota de Fundacion m	Longitudes de Caissons m	RQD %	RMR <i>a</i>	Diámetro de Caissons m	Cota de Fundacion m	Longitud de Caissons m	RQD %	GSI
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
1A	3	1,8	833,2	24,0	-- <i>b</i>	-- <i>b</i>	-- <i>c</i>	833,2	24,0	-- <i>b</i>	-- <i>b</i>
1B	4	2,5	801,5	40,0	-- <i>b</i>	-- <i>b</i>	-- <i>c</i>	801,5	36,1	-- <i>b</i>	-- <i>b</i>
2	3	3,7	743,0	48,0	44	23	-- <i>c</i>	747,9	39,1	-- <i>d</i>	-- <i>d</i>
	1	3,7	743,0	48,0	44	23	4,6	747,9	39,1	-- <i>d</i>	-- <i>d</i>
3	1	3,7	725,0	46,0	3	3	-- <i>c</i>	730,0	34,0	15	20
	2	3,7	725,0	46,0	3	3	4,7	730,0	34,0	10	10-15
	1	3,7	725,0	46,0	3	3	5,2	730,0	34,0	10	10
4	2	3,7	760,0	43,0	64	44	-- <i>c</i>	762,5	38,5	25	40
	2	3,7	760,0	43,0	64	44	4,7	762,5	38,5	35	20-25
5	4	3,7	785,5	40,0	31	23	4,7	788,5	36,0	5-10	9-15
6B	4	2,5	809,0	35,0	34	23	-- <i>c</i>	809,0	33,0	5-40	9-15
6A	3	1,8	830,8	15,0	17	3	3,0	827,0	19,0	-- <i>d</i>	-- <i>d</i>
	3	1,8	830,8	15,0	17	3	-- <i>c</i>	827,0	22,0	-- <i>d</i>	-- <i>d</i>
<i>a</i> Rock mass rating, Bieniawski (1976)						<i>c</i> Sin campana					
<i>b</i> No aplica						<i>d</i> No disponible					