



AUTOPISTAS DEL SOL S.A.

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA DOBLE CALZADA VARIANTE EL PALMAR DE VARELA

**INFORME FINAL VOLUMEN IV
TOMO I**

**ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA EL PUENTE
VEHÍCULAR SOBRE EL CAÑO FISTULA K26+130 VARIANTE EL PALMAR DE
VARELA**

ESTUDIO GEOTÉCNICO

Versión 01



TECNOCONSULTA
Ingenieros Consultores

TC-2082-135



AUTOPISTAS DEL SOL S.A.

**INFORME FINAL VOLUMEN IV
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA EL PUENTE
VEHICULAR SOBRE EL CAÑO FISTULA K26+130 VARIANTE EL PALMAR DE
VARELA**

VERSIÓN 01

CONTROL DE MODIFICACIONES

Versión N°	Fecha	Numeral Modificado	Descripción de la Modificación	Responsable
01	Noviembre de 2010	N/A	Emisión original	Ing. Carlos Julio Moreno Valderrama

ELABORO:	REVISÓ:	APROBÓ:	FECHA:
Ing. Carlos Julio Moreno Valderrama	 Ing. Jorge Millán	Ing. Salomón Niño	Noviembre de 2010

MAR 20 2012

AUTOPISTAS DEL SOL S.A.

**INFORME FINAL VOLUMEN IV
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA EL PUENTE
VEHICULAR SOBRE EL CAÑO FISTULA K26+130 VARIANTE EL PALMAR DE
VARELA**

INDICE

TABLA DE CONTENIDO

ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LA DOBLE CALZADA VARIANTE EL PALMAR DE VARELA	I-I
CAPITULO I.....	I-1
I. GENERALIDADES	I-1
CAPITULO II.....	I-1
II. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	II-1
II.1 Objetivos.....	II-1
II.2 Descripción del Proyecto	II-1
CAPITULO III.....	II-1
III. ALCANCE	III-1
III.1 Metodología.....	III-1
III.2 Geología.....	III-1
III.2.1 Actividades.....	III-1
III.2.2 Geología general.....	III-2
III.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL	III-3
III.4 Geología Detallada	III-3
III.4.1 Cuaternario	III-4
III.5 Geomorfología	III-5
III.5.1 Unidades Geomorfológicas	III-5
III.5.2 Unidad de Origen Denudación Erosivo.....	III-6
III.6 Exploración del Subsuelo.....	III-8
Adicionalmente se realizó un apique para obtener muestras de sedimento para determinar las características de granulometría de los materiales.	III-8
III.7 Trabajos de Laboratorio	III-8
III.8 Análisis Geotécnico	III-9
III.8.1 Perfil Estratigráfico promedio.....	III-9
III.8.2 Caracterización Geométrica	III-10
III.8.3 Profundidad de Cimentación	III-12
III.9 Tipo de cimentación.....	III-12
III.10 Capacidad portante de cimentación profunda.....	III-13
III.11 Asentamientos máximos esperados	III-16
III.12 Profundidad crítica de excavación.....	III-17
III.13 Envoltentes De Presiones	III-17

III.13.1	Excavaciones	III-18
III.13.2	Manejo de aguas.....	III-18
III.13.3	Aspectos sísmicos.....	III-18
IV.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	IV-1
IV.1	Limitaciones.....	IV-3
V.	BIBLIOGRAFÍA	V-1

LISTA DE FIGURAS

FIGURA N° II-1	Localización general del proyecto	II-1
FIGURA N° II-1	Geología general de la zona de estudio.....	III-2
FIGURA N° III-2	Esquema tectónico regional de la zona de estudio	III-3
FIGURA N° III-2	Arena grano fina a medio gris carmelita.....	III-4
FIGURA N° III-2	Columna estratigráfica generalizada del sitio del puente. (Escala esquemática)	III-5
FIGURA N° III-2	Imagen satelital de Google Earth de enero de 2004	III-7
FIGURA N° III-2	Imagen satelital de Google Earth de enero de 2010	III-7
FIGURA N° III-2	Parámetros de resistencia con la profundidad máxima de perforación. III-11	
FIGURA N° III-2	Carta de diseño para pilotes	III-13
FIGURA N° III-2	Carga máxima admisible a compresión	III-14
FIGURA N° III-2	Carga máxima admisible a tensión.	III-14
FIGURA N° III-2	Carta de diseño pilotes. Cargas laterales y momentos	III-15
FIGURA N° III-2	Carga horizontal máxima y momento máximo	III-15
FIGURA N° III-2	Ábacos de asentamientos.....	III-16

LISTA DE TABLAS

CUADRO N° III-1	Profundidad de exploración.	III-8
CUADRO N° III-2	Propiedades geomecánicas a partir del ensayo de penetración estándar	III-10
CUADRO N° III-3	Parámetros efectivos a partir del ensayo de penetración estándar. .	III-11
CUADRO N° III-4	Coefficiente activo de presión de tierras	III-17
CUADRO N° III-5	Calculo de profundidad crítica de diseño	III-18
CUADRO N° III-6	Clasificación zonificación sísmica.	III-18

AUTOPISTAS DEL SOL
INFORME FINAL VOLUMEN IV
ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA EL PUENTE
VEHÍCULAR SOBRE EL CAÑO FISTULA K26+130 VARIANTE EL PALMAR DE
VARELA

CAPITULO I

I. GENERALIDADES

Se presenta aquí el estudio de suelos para los puentes vehiculares que se construirán en el K26+130 para el proyecto de la Variante Palmar de Varela en un sector del municipio de Sabanagrande en el departamento de Atlántico.

El informe geotécnico se elaboró cumpliendo con requisitos dados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente en el Título H (NSR-10) y las Normas de ensayo de materiales para carretera. INVIAS.

CAPITULO II

II. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

II.1 Objetivos

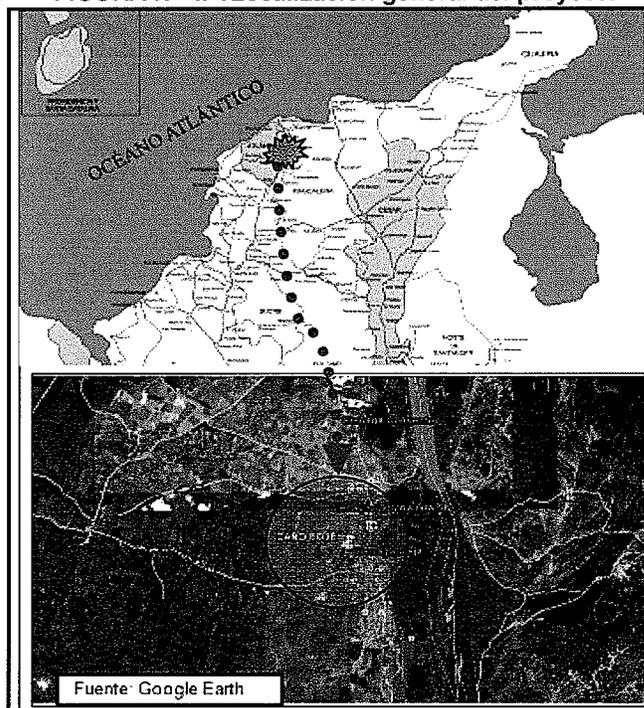
El objetivo principal de este estudio consiste en realizar el análisis de la capacidad portante del suelo, calculo de asentamientos, características geomecánicas de los depósitos de suelos encontrados en la exploración de campo y las conclusiones y recomendaciones de la cimentación de la estructura del puente sobre el caño Fistula, considerando para ello criterios geológicos, geomorfológicos y geotécnicos de la zona en estudio.

II.2 Descripción del Proyecto

El puente que se construirá será sobre el cruce del caño Fistula en el K26+130, el cual se encuentra localizado en la finca las luces. El puente a diseñar tendrá una luz de 30m y constara de dos tableras de aproximadamente 9.60m de ancho.

Se muestra la zona de estudio ubicada en la costa atlántica sobre la variante Sabanalarga.

FIGURA N° II-1 Localización general del proyecto



Fuente: INVIAS - googleearth.com

CAPITULO III

III. ALCANCE

III.1 Metodología

La primera parte de los trabajos se inicio con la toma de muestras en campo del sub suelo de la zona para su posterior caracterización en el laboratorio. Para ello se desplazo al sitio del estudio, una comisión de perforación con supervisión del Ingeniero especialista, para realizar dichos trabajos de campo. El material fue extraído por medio de sondeos con avance manual mecánico en los cuales se tomaron muestras tipo alteradas, por medio del ensayo estándar de penetración cumpliendo con la Norma de la A.S.T.M en su designación D1586-63T y muestras inalteradas por medio del tubo de pared delgada, todas las muestras fueron empacadas y rotuladas para su posterior envío al laboratorio.

A Continuación se presenta la secuencia metodológica empleada para la elaboración del presente estudio:

- Visita de reconocimiento.
- Ubicación del proyecto.
- Exploración del subsuelo.
- Ensayos de campo.
- Ensayos de laboratorio.
- Análisis geotécnicos.
- Conclusiones y recomendaciones.

III.2 Geología

La zona de estudio se encuentra ubicada sobre la vía Palmar de Varela – Sabanalarga, en el sitio de cruce del caño Fístula en jurisdicción del municipio de Sabanalarga. Las coordenadas geográficas de localización aproximada del sitio del puente son 10°36'33.14" – 74°57'29.21"E, a una altitud promedio de 94 msnm.

III.2.1 Actividades

El estudio de geología para ingeniería se fundamenta en dos fases:

- **Fase I**

En esta primera fase se desarrollaron las siguientes actividades:

- Recopilación y análisis de la información de referencia disponible como planos e informes geológicos, bases cartográficas e informes técnicos de otros estudios llevados a cabo en el área.
- Elaboración del modelo geológico - estructural preliminar.

- **Fase II**

Contempló:

- Procesamiento de la información geológica, estructural y morfodinámica.
- Edición y elaboración del capítulo de geología.

III.2.2 Geología general

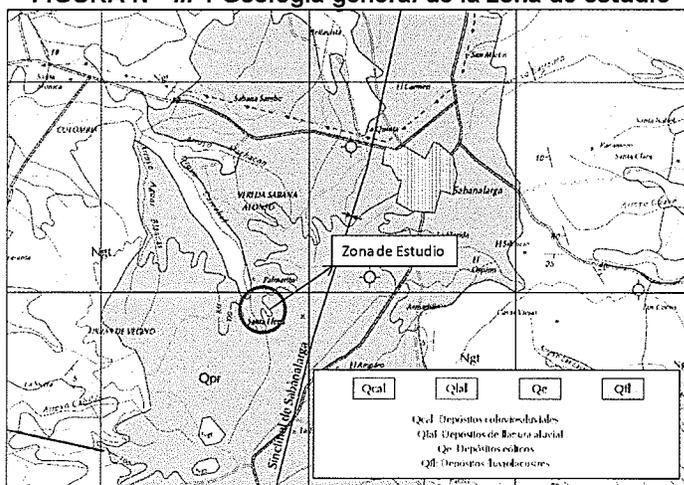
Las rocas aflorantes en el área de estudio constituyen el sector norte del Cinturón de San Jacinto. Se trata de sedimentitas cuyas edades varían desde Paleoceno hasta Reciente, y fueron depositadas en ambientes de dominio marino profundo, litoral y continental.

El área de trabajo hace parte de una provincia tectónica conocida como Anticlinorio de Luruaco, ubicada en el Cinturón de San Jacinto. Esta provincia evolucionó independientemente de las provincias adyacentes (Anticlinorio de San Jacinto y Anticlinorio de Turbaco), especialmente a partir del Eoceno superior, dando lugar al depósito de unidades litológicas con características faciales propias.

Por lo anterior, la nomenclatura utilizada recoge definiciones hechas en el área por diversos autores y difundidas ampliamente en la literatura geológica, como lo son las formaciones San Cayetano, Pendales, Arroyo de Piedra, Las Perdices, Hibácharo y Tubará. La Formación San Cayetano, de edad paleocena, es la única unidad que se extiende fuera del Anticlinorio de Luruaco y se ha reconocido a lo largo del Cinturón de San Jacinto.

La deformación estructural es diferencial debida a varios eventos tectónicos y su complejidad depende de la edad de las rocas, siendo evidente una acción tectónica intensa en la parte axial del anticlinorio en rocas del Paleoceno y muy leve hacia el flanco oriental del mismo en unidades del Neógeno – Cuaternario.

FIGURA N° III-1 Geología general de la zona de estudio

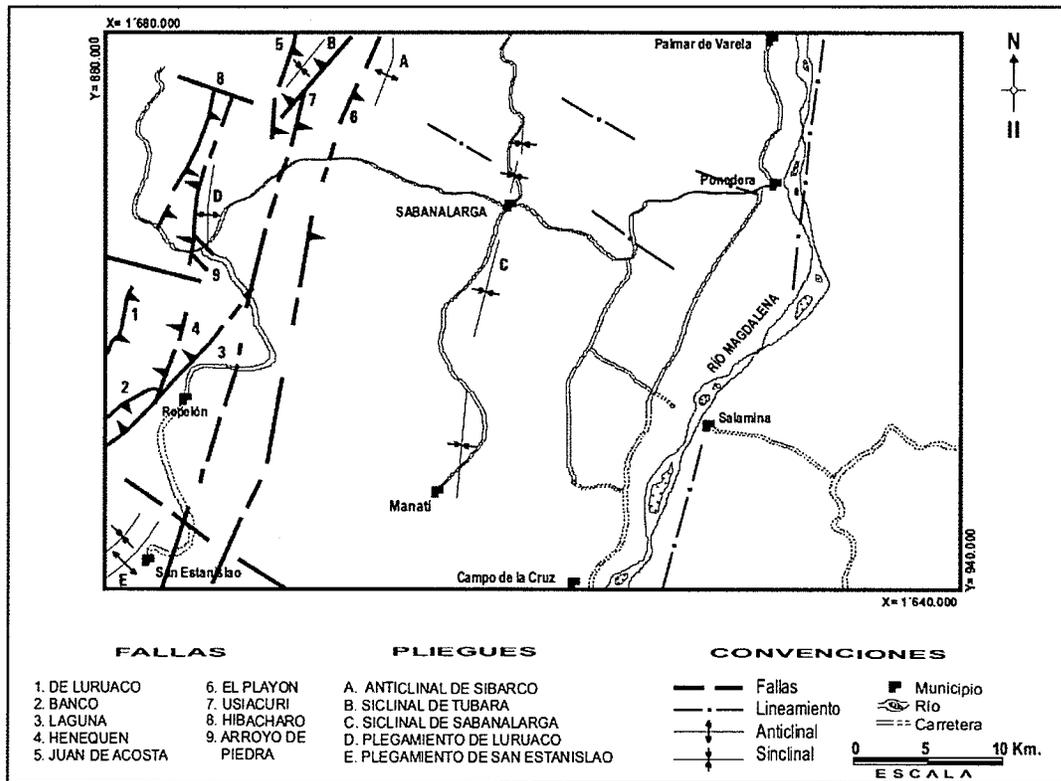


Fuente: Mapa Geológico de la Plancha 29-30 Arjona, Ingeominas, 1998.

III.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL

La zona de estudio comprende el Anticlinorio de Luruaco, en la parte más norte del Cinturón de San Jacinto (Duque – Caro, 1980), cuyo núcleo ocupado por la Formación San Cayetano, evidencia intenso tectonismo reflejado en fallamiento inverso, plegamiento estrecho e inversión de estratos, con vergencia predominante hacia el occidente. En el flanco oriental del anticlinorio, compuesto por unidades litoestratigráficas del Neógeno, los rasgos de deformación son menores, el fallamiento es esporádico y el plegamiento es amplio y suave. En general, las fallas inversas y pliegues conservan un rumbo entre N10° y 30°E y lineamientos y fallas transversales N60°y 70°W, **Figura III-2**.

FIGURA N° III-2 Esquema tectónico regional de la zona de estudio



Fuente: Mapa Geológico de la Plancha 24 Sabanalarga, Ingeominas, 1998)

III.4 Geología Detallada

A continuación se describen las características generales de las formaciones geológicas que comprenden el área de estudio. La descripción se hace con base en la edad y en la litología.

III.4.1 Cuaternario

Al Cuaternario pertenecen los niveles de suelos orgánicos y los depósitos aluviales:

- **Suelos orgánicos (Qor)**

Estos horizontes se encuentran aflorando en las márgenes del cauce del caño. Debido a su origen y poca consolidación son altamente susceptibles a la acción directa de la corriente. Están constituidos por capas de limo y arcilla orgánica, de color negro y de textura grumosa, con presencia de raíces y vetas rojizas por oxidación. De acuerdo a las perforaciones realizadas, estos niveles alcanzan un espesor promedio de 0.5 a 1.0m.

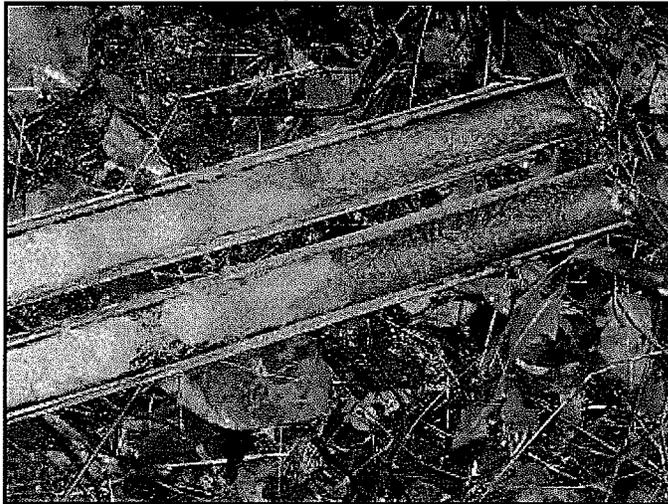
- **Depósitos de Llanura Aluvial (Qal)**

Subyaciendo a los niveles de suelos orgánicos, se presenta un paquete de suelos granulares en su mayoría arenas grises con interestratificaciones de gravas cuarzosa, correspondientes a depósitos recientes del caño Fístula. Estos materiales tienen un espesor medio de 1 a 15m.

- **Gravas de Rotinet (Qpr)**

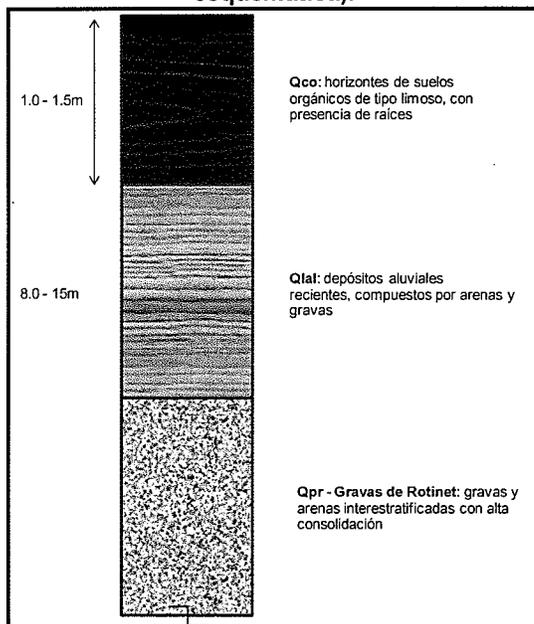
Gravas inconsolidadas compuestas por fragmentos subredondeados de rocas ígneas, chert y granos subangulares de cuarzo lechoso de tamaño entre 2 y 30 cm.

FIGURA N° III-3 Arena grano fina a medio gris carmelita.



Fuente: Autor

FIGURA N° III-4 Columna estratigráfica generalizada del sitio del puente. (Escala esquemática).



Fuente: Autor

III.5 Geomorfología

III.5.1 Unidades Geomorfológicas

La zona de estudio se localiza en la Serranía de Luruaco, donde se puede reconocer dos zonas fisiográficamente contrastantes. Un área montañosa en el sector occidental que ocupa aproximadamente el 40% del área y una zona suavemente ondulada a plana que ocupa el restante 60% del área.

La zona montañosa localizada al oeste de Sabanalarga es la prolongación de la Serranía de Luruaco y se caracteriza por sobrepasar alturas de hasta 400 metros sobre el nivel del mar (msnm). La topografía se presenta en colinas disecadas en las rocas más compactas, con pendientes cortas, suaves a fuertes y con la formación de cárcavas aisladas debido a la erosión.

Un aspecto particular para destacar en el área de estudio es la morfología producida por las calizas de la Formación Arroyo de Piedra, la cual consiste en pendientes abruptas con cotas superiores a los 300 m, con una red de drenaje radial y una incipiente actividad cárstica.

En la Serranía de Luruaco, la morfología actual donde prevalecen las rocas de textura fina (arcillolitas y lodolitas) es suavemente ondulada; en las áreas donde afloran las areniscas compactas, las pendientes son más fuertes. Esta unidad geomorfológica presenta

orientación promedio N10° - 30°E. El drenaje es superficial con cauces poco profundos de tipo enrejado a subparalelo.

La zona plana se encuentra al oriente de la región, ocupando un sector aledaño al río Magdalena. Al occidente del río la planicie se presenta en forma de dunas redondeadas con tierras bajas e inundables y terrazas aluviales que según Angel et al. (1985) alcanzan hasta 75m sobre el nivel del río; hacia el SW de la región de Arenal, estas dunas presentan un relieve suavemente ondulado con pequeños cerros en forma de “media luna” y drenaje dendrítico.

La zona ubicada en la margen oriental del río Magdalena es plana y deprimida; presenta una morfología de ciénaga y pantanos, permaneciendo inundada todo el año.

La unidad geomorfológica dominante en el área es la de origen denudacional erosivo.

III.5.2 Unidad de Origen Denudación Erosivo

La morfología de origen denudacional erosivo se asocia con aquellas zonas de relieve ondulado y de colinas, disecadas por valles estrechos y profundos, productos de una erosión concentrada acelerada, originada por el sobrepastoreo, la alta tasa de deforestación y los fuertes aguaceros que actúan directamente sobre el suelo desnudo; se presenta esta morfología asociada al cauce del caño, donde son comunes procesos de acumulación y transporte de sedimentos.

Condiciones Geológicas Adicionales Del Sitio Del Puente

En términos generales y revisada la información concerniente a la geología y geomorfología del sitio de ponedero, no se tienen registros que indiquen zonas de inestabilidad por presencia de deslizamientos o movimientos en masa; sin embargo es notable la presencia de materiales blandos y de poca consolidación en los primeros 5 a 15m, por lo que se recomienda definir certeramente un nivel de fundación en lo posible en las Gravas de Rotinet y en lo posible proteger los sitios de estribos frente a la acción de la corriente.

Se recomienda igualmente que los trabajos de cimentación y excavaciones para la estructura, sean supervisadas por un geotecnista, con del fin de corroborar las condiciones descritas en los informes de diseño o en dado caso modificar o solicitar estudios de mayor detalle en función de la problemática encontrada.

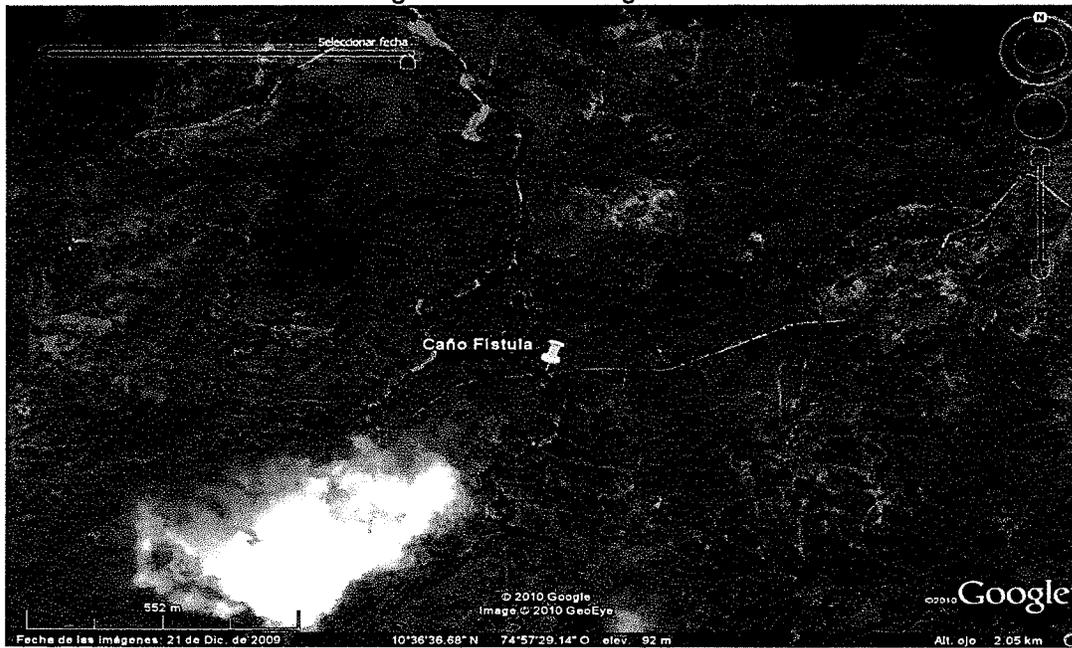
Las condiciones de estabilidad calificada como buena para el sitio de ponedero del caño Fístula se visualizan por cambios mínimos en la dinámica fluvial, tal y como se observan en imágenes satelitales de Google Earth de 2002 y 2010.

FIGURA N° III-5 Imagen satelital de Google Earth de enero de 2004



Donde no se detallan procesos denudacionales en el área de puente.

FIGURA N° III-6 Imagen satelital de Google Earth de enero de 2010



Conservando las buenas características de estabilidad de la zona de estudio.

III.6 Exploración del Subsuelo

Se localizaron cuatro (4) perforaciones sobre el caño Fistula, 2 perforaciones en cada margen tendientes a la caracterización del subsuelo, al muestreo y la determinación de las propiedades geotécnicas de los suelos y del suelo de fundación. La distribución de los sondeos se efectuó con base en la geomorfología de la zona y cubriendo la totalidad del área estudiada.

Adicionalmente se realizó un apique para obtener muestras de sedimento para determinar las características de granulometría de los materiales.

La profundidad de exploración se determinó de acuerdo con las características de los materiales presentes en el sitio del puente. Las profundidades alcanzadas para cada perforación se relacionan en el siguiente cuadro.

CUADRO N° III-1 Profundidad de exploración.

SONDEO No.	PROFUNDIDAD (m)
1	13.00
2	13.00
3	13.00
4	13.00

Fuente: Autor

En cada sondeo se elaboró el registro de campo identificando visualmente el subsuelo y relacionando las principales características geotécnicas de los materiales.

Las muestras obtenidas en campo fueron transportadas hasta el laboratorio para la realización de los ensayos tendientes a determinar las propiedades índices, la resistencia y compresibilidad de los suelos. Los cálculos y resultados obtenidos en estas pruebas se presentan en el Anexo A.

III.7 Trabajos de Laboratorio

Todos los estratos se identificaron visualmente y se clasificaron según la USCS (Unified Soil Classification System).

Sobre un número representativo de cada uno de los suelos encontrados se efectuaron ensayos de clasificación y caracterización tanto in-situ como en laboratorio. Los ensayos realizados fueron los siguientes:

Propiedades Físicas e Índice:

- Contenido de Humedad Natural
- Límites de Atterberg:
 - Límite Líquido
 - Límite Plástico
 - Índice de Plasticidad
- Compresión Inconfinada
- Granulometría
- Peso Unitario

La información de campo y laboratorio se compiló en el registro estratigráfico de cada sondeo que incluye la descripción del subsuelo, los ensayos de campo, la relación de muestras tomadas y los resultados de los ensayos de laboratorio. (Anexo A).

III.8 Análisis Geotécnico

A partir de los resultados de la inspección y exploración del subsuelo se realizaron los análisis geotécnicos de la cimentación y se proyectó la alternativa de cimentación más apropiada.

III.8.1 Perfil Estratigráfico promedio

La estratigrafía del subsuelo se estableció a partir de los resultados obtenidos en las perforaciones, ensayos de campo y laboratorio. El perfil típico del subsuelo se resume en cuatro (4) estratos que se describen a continuación:

0.50 a 2.50m	Arcilla arenosa carmelita, de consistencia blanda. Clasificando en el sistema unificado de suelos como CL.
2.50 a 7.20m	Arena grano fino gris carmelita, compacidad media Clasificando en el sistema Unificado de suelos como SM-SC.
7.20 a 13.00m	Arena con gravas cuarzosas lentes arcillosos. Compacta. Clasificando en el Sistema Unificado de Suelos. SC. GW.

El nivel freático se detectó a una profundidad media de -1.20 m.

III.8.2 Caracterización Geométrica

La caracterización geomecánica de los materiales encontrados en las exploraciones de campo se realizó con base en los resultados del reconocimiento de campo efectuado y en los resultados de los ensayos de campo y laboratorio.

Con los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT) se determinaron los parámetros efectivos de los diferentes estratos obteniendo los siguientes valores:

CUADRO N° III-2 Propiedades geomecánicas a partir del ensayo de penetración estándar

Boring No.	Depth m	N	Total stress σ_v , kPa	Effective stress σ'_v , kPa	$(N_1)_{60}$	S_{uSPT} , kPa	ϕ_{eq}	Shear strength τ , kPa
S-01	1.00	8	16.20	16.20	8	50.00	31.84	10.06
S-02	1.00	6	16.20	16.20	6	37.50	29.38	9.12
S-03	1.00	10	16.20	16.20	10	64.26	33.82	10.85
S-04	1.00	8	16.20	16.20	8	50.00	31.84	10.06
S-01	2.00	19	32.40	24.40	18	120.06	39.28	19.96
S-02	2.00	10	32.40	24.40	10	64.26	33.82	16.34
S-03	2.00	20	32.40	24.40	19	126.73	39.80	20.33
S-04	2.00	16	32.40	24.40	15	99.96	37.55	18.76
S-02	2.50	17	40.50	27.50	16	106.72	38.16	21.61
S-01	3.00	17	48.60	30.60	16	106.72	38.16	24.05
S-03	3.00	24	48.60	30.60	22	146.74	41.21	26.80
S-04	3.00	30	48.60	30.60	27	180.09	43.20	28.73
S-02	3.50	20	56.70	33.70	18	120.06	39.28	27.57
S-01	4.00	31	64.80	36.80	31	200.00	44.54	36.21
S-03	4.00	27	64.80	36.80	27	180.09	43.20	34.55
S-02	4.50	20	72.90	39.90	19	126.73	39.80	33.24
S-01	5.00	37	81.00	43.00	35	200.00	45.72	44.10
S-03	5.00	32	81.00	43.00	31	200.00	44.54	42.31
S-04	5.00	54	81.00	43.00	52	200.00	49.56	50.45
S-02	5.50	31	89.10	46.10	29	193.43	43.89	44.35
S-04	5.50	68	89.10	46.10	64	200.00	51.54	58.04
S-01	6.00	54	97.20	49.20	56	200.00	50.27	59.20
S-03	6.00	36	97.20	49.20	37	200.00	46.26	51.42
S-04	6.00	68	97.20	49.20	70	200.00	52.39	63.86
S-02	6.50	25	105.30	52.30	25	166.75	42.45	47.84
S-04	6.50	70	105.30	52.30	71	200.00	52.52	68.22
S-01	7.00	49	113.40	55.40	49	200.00	48.99	63.70
S-02	7.50	31	121.50	58.50	30	200.10	44.22	56.93
S-03	7.50	45	121.50	58.50	44	200.00	47.95	64.85
S-04	7.50	70	121.50	58.50	68	200.00	52.12	75.19
S-01	8.00	46	129.60	61.60	44	200.00	47.95	68.28
S-02	8.50	44	137.70	64.70	41	200.00	47.26	70.02
S-03	8.50	48	137.70	64.70	45	200.00	48.16	72.27
S-04	8.50	72	137.70	64.70	68	200.00	52.12	83.16
S-01	9.00	68	145.80	67.80	63	200.00	51.39	84.91
S-02	9.50	50	153.90	70.90	46	200.00	48.38	79.79
S-03	9.50	52	153.90	70.90	47	200.00	48.58	80.37
S-04	9.50	74	153.90	70.90	68	200.00	52.12	91.13
S-01	10.50	62	170.10	77.10	58	200.00	50.61	93.88
S-02	10.50	64	170.10	77.10	60	200.00	50.93	94.97
S-03	10.50	40	170.10	77.10	37	200.00	46.26	80.58
S-04	10.50	78	170.10	77.10	73	200.00	52.78	101.52
S-03	11.00	52	178.20	80.20	48	200.00	48.79	91.57
S-01	11.50	74	186.30	83.30	67	200.00	51.98	106.53
S-02	11.50	70	186.30	83.30	63	200.00	51.39	104.32
S-04	11.50	75	186.30	83.30	68	200.00	52.12	107.07

De acuerdo con los resultados presentados en la tabla III-2 a continuación se presenta el resumen de propiedades geomecánicas para cada estrato (Cuadro N° III-3):

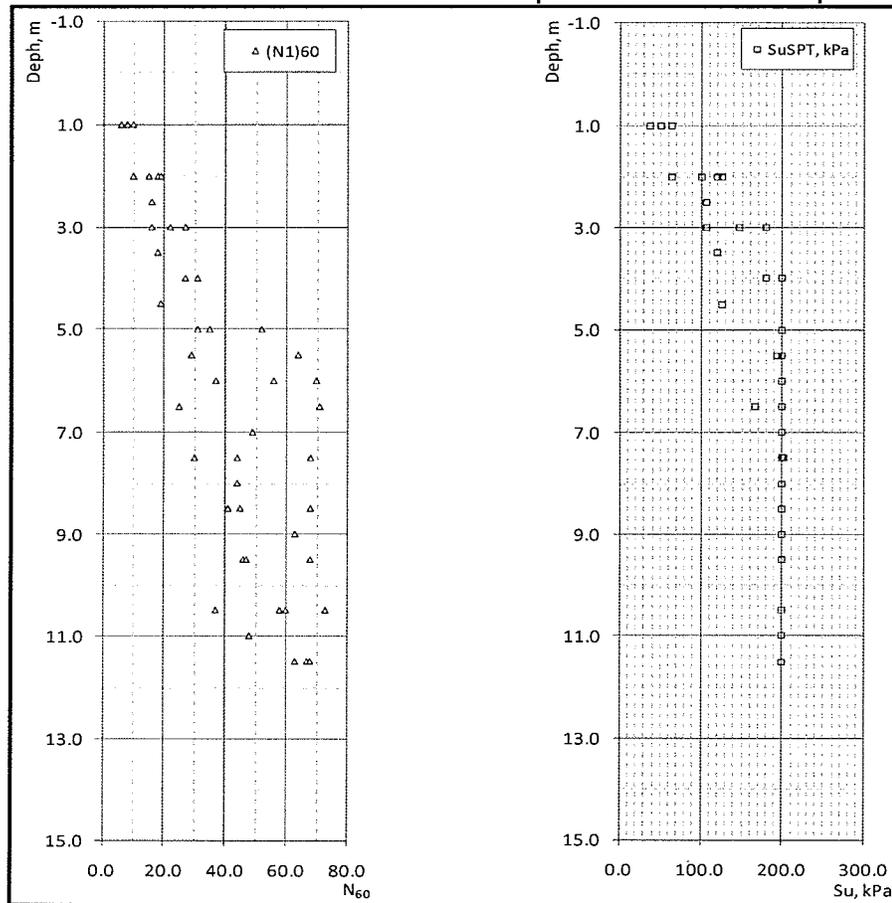
CUADRO N° III-3 Parámetros efectivos a partir del ensayo de penetración estándar.

Estrato		c'	value	ϕ'
Estrato 1		7.40	1.0760	47.10
Estrato 2		19.73	1.5025	56.35
Estrato 3		24.60	1.5340	56.90

Fuente: Autor

La variación de los parámetros de resistencia hasta la profundidad máxima de excavación se muestra a continuación.

FIGURA N° III-7 Parámetros de resistencia con la profundidad máxima de perforación.



Fuente: Autor

III.8.3 Profundidad de Cimentación

De acuerdo con la exploración del subsuelo se encontró que el material apropiado para la cimentación corresponde a arena arcillosa con gravas cuarzosas. Compacta, el cual aparece a partir -7.20m de profundidad. Por lo tanto para cumplir con la profundidad de empotramiento de los materiales encontrados se recomienda llevar las estructuras de cimentación hasta una profundidad mínima de -12.00 m a fin de garantizar la estabilidad de las obras y los fenómenos de licuación que se puedan presentar en los estratos superficiales.

III.9 Tipo de cimentación

De acuerdo con las características del proyecto y del subsuelo encontrado en la zona de estudio podrá cimentarse la nueva estructura mediante el empleo de pilotes en concreto. Los cuales se construirán desde una profundidad de 2.00 m nivel al cual se enlazarán con una viga cabezal respetando el diseño estructural recomendado.

Sobre los pilotes se deberán construir los estribos de cimentación, con la rigidez necesaria para garantizar una transferencia uniforme de cargas. Los estribos de concreto se apoyarán a una profundidad de -2.00 m medidos a partir del nivel actual del terreno. (noviembre 2010), con el fin de garantizar que no puedan presentar cambios de humedad y toda posibilidad de erosión.

Los pilotes para un mismo estribo tendrán igual profundidad y serán del mismo diámetro, con una separación mínima de tres (3) veces su diámetro centro a centro, resultando así el área y la forma adecuada de la estructural que unirá los pilotes.

La cabeza de los pilotes penetrará 0.15 m dentro del cabezal de la cimentación, lo que significa un nivel de la cabeza del pilote a -1.85 m con relación al 0.00 del proyecto.

El concreto a utilizar en la construcción de los pilotes tendrá una resistencia mínima de 3500 psi y/o según el criterio del Ingeniero estructural.

Para el diseño se deberán emplear los valores de capacidad de carga y asentamientos que se presentan a continuación. Las memorias de cálculo se presentan en el Anexo B.

En la programación para la construcción del pilotaje se buscará disponer los equipos de manera tal que no se funda o perfore un pilote cuyo vecino lleve un tiempo de fraguado inferior a 24 horas.

La estabilidad de las paredes del subsuelo para la perforación del pilote se logrará mediante la utilización de camisas metálicas o lodos bentoníticos y la posterior colocación del concreto por el sistema tipo tremie, el cual garantizará que no se disgregue el concreto al momento de su colocación. El concreto a utilizar tendrá una resistencia mínima de 3500 psi y/o según el criterio del Ingeniero estructural.

III.10 Capacidad portante de cimentación profunda

La capacidad de carga de los pilotes se determinó en función del diámetro del pilote y la longitud del mismo; para los cálculos se consideraron la fricción del fuste y la capacidad por punta, teniendo en cuenta la resistencia al cortante de la interfaz suelo/elemento de cimentación τ_L de la ecuación H.4.7-3 con los F_{SL} iguales a los de F_{SB} de la tabla H.2.4-1 de la NSR-10.

Se estableció la carta de diseño considerando diámetros entre 0.50 m y 1.20 m y longitudes entre 8.00 m y 15.00 m; los valores obtenidos los podrá utilizar el Ingeniero calculista con el fin de encontrar el número de pilotes necesarios y las dimensiones de los mismos (diámetro y longitud) para soportar las cargas transmitidas por la nueva estructura. Para el cálculo de la carga última de cada pilote se empleó el método alfa.

A continuación se presenta la carta de diseño para pilotes.

FIGURA N° III-8 Carta de diseño para pilotes

Longitud	Diámetro	Carga Admisible Compresión (kN)	Carga Admisible Tensión (kN)
8.00	0.50	309.61	230.30
	0.60	385.46	285.41
	0.80	589.49	404.67
	1.00	912.11	536.00
	1.20	1426.05	679.39
10.00	0.50	393.18	295.22
	0.60	483.93	365.57
	0.80	716.68	517.58
	1.00	1067.53	684.68
	1.20	1610.61	866.85
12.00	0.50	476.75	360.13
	0.60	582.40	445.73
	0.80	843.86	630.50
	1.00	1222.94	833.36
	1.20	1795.17	1054.32
14.00	0.50	560.32	425.05
	0.60	680.86	525.89
	0.80	971.05	743.41
	1.00	1378.35	982.04
	1.20	1979.73	1241.79
15.00	0.50	602.10	457.51
	0.60	730.10	565.97
	0.80	1034.64	799.87
	1.00	1456.06	1056.38
	1.20	2072.02	1335.52

FIGURA N° III-9 Carga máxima admisible a compresión

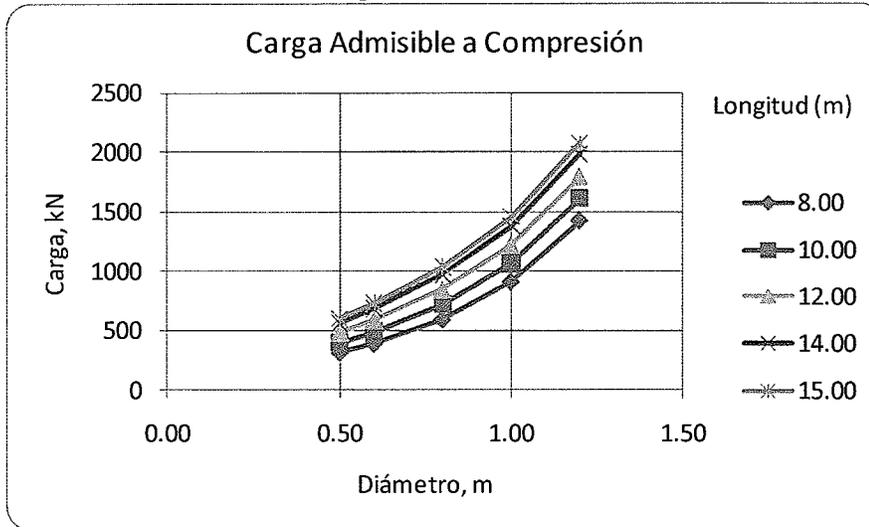


FIGURA N° III-10 Carga máxima admisible a tensión.

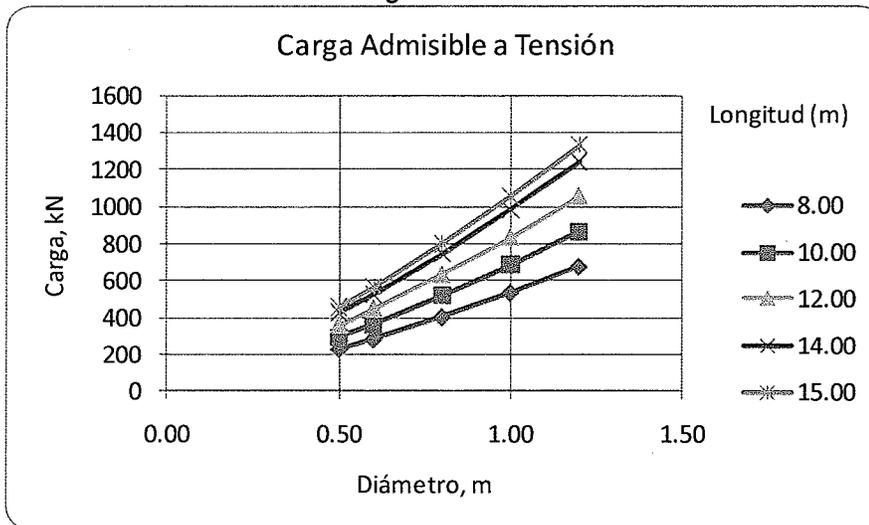
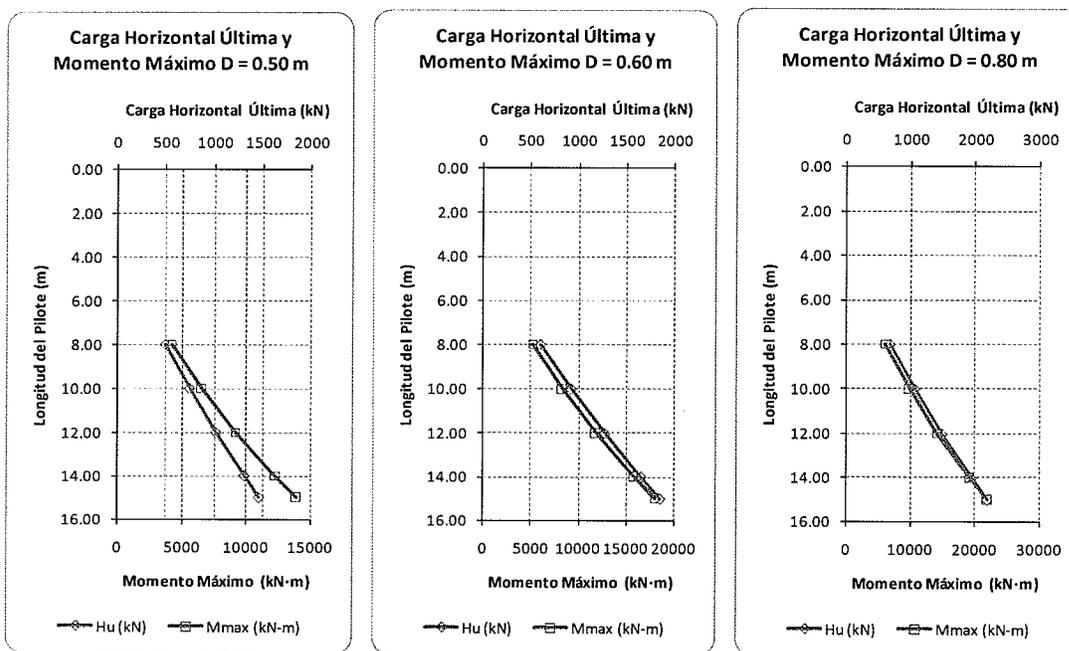


FIGURA N° III-11 Carta de diseño pilotes. Cargas laterales y momentos

Diámetro (m)	Longitud (m)	Carga Horizontal Última (kN)	Momento Máximo (kN·m)
0.60	10.00	745.86	6492.98
	12.00	1018.79	9169.19
	14.00	1310.63	12208.79
0.80	10.00	921.36	8242.63
	12.00	1275.35	11775.11
	14.00	1656.04	15800.53
1.20	10.00	1064.52	11113.33
	12.00	1494.40	16289.14
	14.00	1959.50	22232.84

FIGURA N° III-12 Carga horizontal máxima y momento máximo

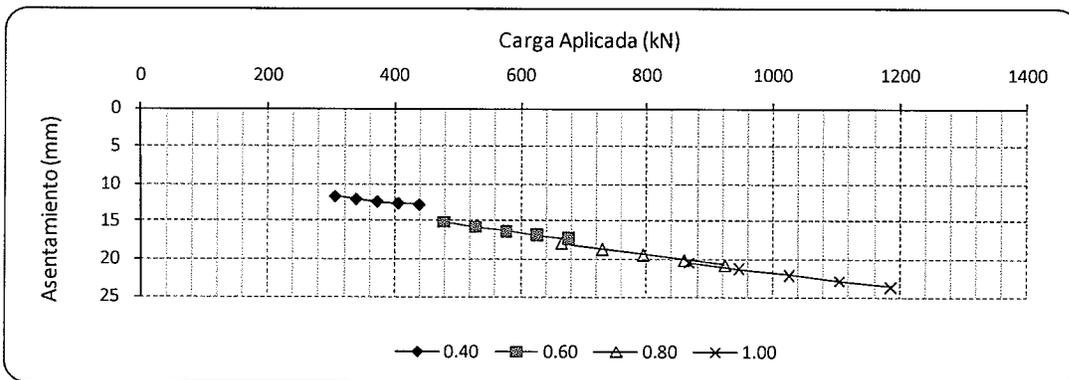
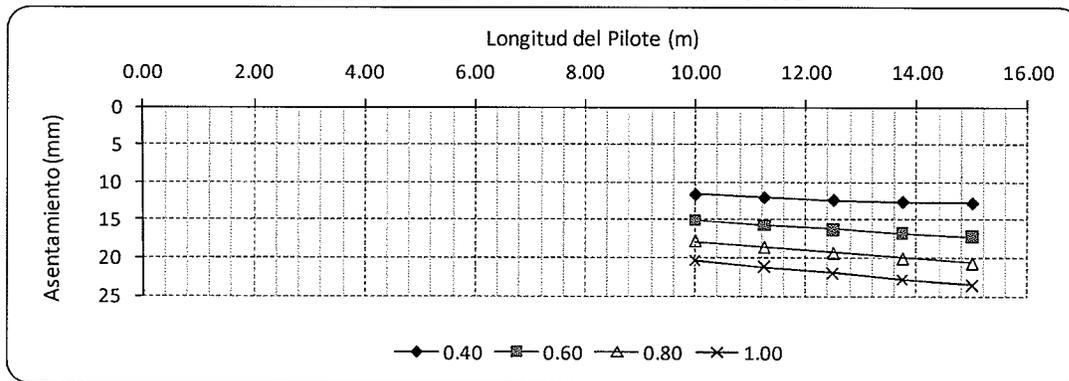


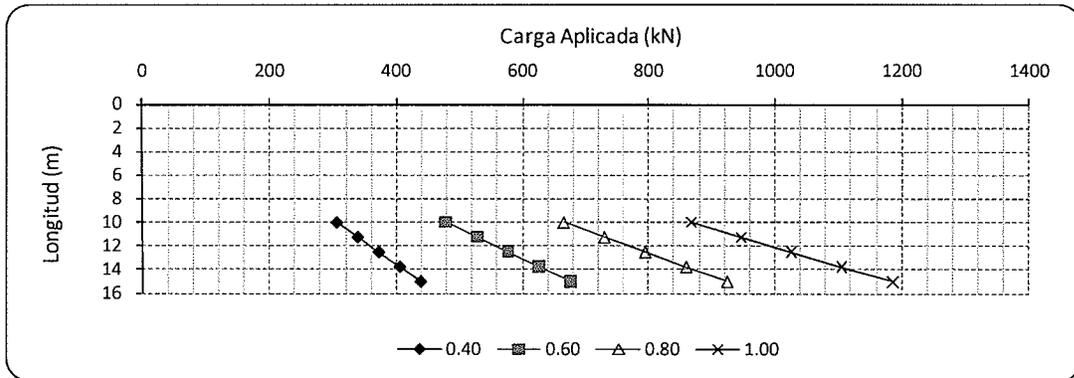
III.11 Asentamientos máximos esperados

Para el cálculo de asentamientos se empleó la metodología propuesta por Poulos & Davis para pilotes individuales, para lo cual se consideró una carga aplicada igual a la carga máxima admisible (según método de Poulos & Davis).

A continuación se presentan los asentamientos calculados para diferentes pilotes.

FIGURA N° III-13 Ábacos de asentamientos





Las memorias de cálculo se presentan en el Anexo C.

III.12 Profundidad crítica de excavación

Teniendo en cuenta las características de los tipos de materiales presentes en las paredes de las excavaciones se determinaron las profundidades críticas de excavación para los materiales encontrados. Es decir, la profundidad de excavación a que puede llegarse en un corte vertical sin soporte y sin derrumbe de las paredes, manteniendo las paredes de la excavación verticales durante un período razonablemente corto de tiempo.

De acuerdo con la evaluación de estabilidad con talud vertical a corto plazo y manteniendo un factor de seguridad de 3.0, se obtuvo una profundidad crítica de excavación de -1.16 m. Las memorias de cálculos se presentan en el Anexo C.

III.13 Envoltentes De Presiones

Para el cálculo de los empujes de estructuras de contención se puede tomar un coeficiente de presión de tierras activo de 0.33 para estructuras enterradas y 0.5 para empujes con distribución hidrostática y un peso unitario de 16.00 kN/m³. Se debe considerar adicionalmente la presencia de sobre cargas en superficie.

CUADRO N° III-4 Coeficiente activo de presión de tierras

ϕ' °	Coeficiente Activo de Presión de Tierras		
	Ka calculado	Ka estabilidad	Ka empujes
30.00	0.33	1.00	0.50

Para los módulos de reacción horizontal K_h se determinaron para cada estrato y se presentan en el anexo B.

Las excavaciones se realizaran teniendo presente las siguientes recomendaciones.

III.13.1 Excavaciones

La ejecución de las excavaciones podrá hacerse a mano o con máquina, o una combinación entre ambas. Para excavaciones que no superen la profundidad crítica evaluada en los análisis de estabilidad ($H_c=1.16$ m), se podrán realizar las excavaciones sin utilizar ningún tipo de contención y con taludes verticales. Siempre y cuando el tiempo que dure abierta la excavación sea corto. De lo contrario se presentarán pequeños derrumbes que se empeorarán con el paso de los días.

CUADRO N° III-5 Calculo de profundidad critica de diseño

Peso Unitario γ_t (kN/m ³)	Resistencia al Corte S_u (kPa)	Profundidad de Fisuramiento (m)	Profundidad Crítica (m)
15.80	25.00	3.16	6.33
F.S	Profundidad Crítica (m)	Sobrecarga (kPa)	Reducción de Altura (m)
3.00	2.11	15.00	0.95

III.13.2 Manejo de aguas

Se debe disponer de un equipo de bombeo durante todo el tiempo de la construcción de la cimentación de las obras.

III.13.3 Aspectos sísmicos

De acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente en el Título H (NSR-10) la zona de estudio se encuentra ubicada en la zona de amenaza sísmica baja y los siguientes parámetros sísmicos:

CUADRO N° III-6 Clasificación zonificación sísmica.

Municipio	Sabanagrande
Código Municipio	08634
Aceleración pico efectiva A_a	0.10g
Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño A_v : 0.10	
Aceleración pico efectiva reducida A_e :	0.07g
Aceleración pico umbral de daño A_d : 0.03g	
Perfil de suelo (Tabla A.2.4-1 NSR-10):	D
Coeficiente de amplificación zona de periodos cortos F_a :	1.6
Coeficiente de amplificación zona de periodos intermedios F_v :	2.4

CAPITULO IV

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en la evaluación geológica y geotécnica de la zona se recomienda acometer la cimentación del puente atendiendo los siguientes parámetros.

Los estribos serán los apoyos extremos del puente, que además de soportar las cargas de la superestructura y transmitir las a las pilas de cimentación, servirán de contención de las tierras de los terraplenes de acceso, y por lo tanto estarán sometidos al empuje de tierras. Estos serán construidos en concreto reforzado.

Las dimensiones de los estribos estarán íntimamente ligadas al número de caissons necesarios para absorber las solicitaciones de carga del puente, respetando en planta siempre una distancia mínima entre ejes de pilotes de 3.0 diámetros.

Las aletas de los estribos se adaptarán según la topografía de la zona y los niveles contra socavación recomendados por el Ingeniero Hidráulico, dándoles la longitud necesaria para que la pata del terraplén en ningún caso pueda ser lavada por las aguas de la quebrada. Las aletas tendrán un trabajo estructural independiente y deberán ir cimentadas sobre los pilotes de las mismas especificaciones recomendadas para los estribos, distribuidos bajo su base a una distancia de tres diámetros entre ejes.

Dentro de los anexos se encuentran los resultados de los ensayos de clasificación de los materiales tomados mediante un apique en la margen del caño y que corresponden al lecho del caño Fistula.

Suelo de Fundación

El suelo de fundación para la estructura será el identificado como material de arena con gravas cuarzosas, gris carmelita.

Clase de Fundación

Observando las características del proyecto y contando con los análisis de estabilidad y deformación es necesaria la utilización de una cimentación profunda con base en pilotes. Con una longitud mínima de 12.0 m de profundidad.

La construcción de los pilotes debe iniciarse desde la superficie actual del terreno, labor esta que facilitará la operación del personal y del equipo que los construye.

Nivel de referencia

Se tomó como nivel de referencia del proyecto el terreno actual, el cual para efectos prácticos corresponde al nivel 0.00 m del terreno. (Noviembre 2010).

Nivel de Fundación

La estructura deberá diseñarse para quedar empotrada en el suelo a un nivel mínimo de - 2.00m, donde se apoyará la viga cabezal o estribo del puente, pero finalmente el análisis estructural, será el que indique la solución definitiva.

Asentamientos

Pueden presentarse asentamientos debidos al incremento de esfuerzos del orden de 2.0 4 cm permisibles para el tipo de proyecto en estudio. Ver anexo B.

Excavaciones

Teniendo en cuenta las profundidades de excavación y las condiciones del suelo en el sitio la etapa de construcción de la excavación es crítica por el riesgo de presentarse deformaciones excesivas y posibles derrumbes.

Durante la construcción se deben tomar todas las precauciones necesarias para conservar inalterados los suelos existentes por fuera de la excavación.

De acuerdo con los resultados de alturas críticas en la ejecución de la excavación es necesaria la instalación de obras de contención para profundidades que superen los 1.16m. Sin embargo, si durante la etapa constructiva se detectan zonas locales inestables podrán instalarse entibados discontinuos en madera o con perfiles metálicos. Para profundidades superiores a la crítica ($H_c=1.16$ m) es necesario proveer soporte lateral (temporal) a las paredes de las excavaciones.

El entibado deberá dejarse en la excavación como máximo el tiempo previsto en el diseño. En caso de sobrepasar este tiempo se deben acometer las medidas necesarias de reforzamiento del entibado.

Con el fin de evitar problemas de deterioro de las paredes de la excavación la construcción se realizará en el menor tiempo posible. No debe dejarse la excavación abierta por tiempos prolongados.

Como nota importante se recomienda acometer los trabajos durante épocas de verano y prever que se trabaja sobre zonas aledañas a la quebrada o arroyo, que en ocasiones presentan crecidas imprevistas e incontrolables.

Recomendaciones generales

La operación y armado de la cimentación se realizará en el menor tiempo posible con el fin de evitar problemas de deterioro de las paredes de las excavaciones.

En caso de encontrarse condiciones difíciles para la operación del personal dentro de la excavación como aguas de infiltración debe considerarse igualmente la utilización de un equipo de bombeo permanente.

Se deberá enviar al Ingeniero de suelos una copia de los planos estructurales de la cimentación para su revisión y aprobación.

Se recomienda programar una visita del ingeniero de suelos durante la construcción para inspeccionar el estado de la excavación y del suelo de cimentación. Además, programar una reunión conjunta con el Ingeniero estructural y el constructor para la correcta interpretación de las recomendaciones dadas en este informe y determinar las metodologías a seguirse durante la construcción.

El contratista de la cimentación deberá presentar un informe donde se reúnan los perfiles estratigráficos encontrados en la cimentación, junto con los imprevistos que se presenten en la ejecución de los trabajos. Igualmente, confrontar si el subsuelo real corresponde a los perfiles estratigráficos encontrados en el estudio de suelos. De no ser así, deberá dar aviso de inmediato al ingeniero de suelos con el fin de tomar las medidas correctivas necesarias.

Se recomienda establecer un control de asentamientos de la construcción. Para este fin se requiere el uso de una instrumentación y mantener informado al ingeniero de suelos de su progreso.

En la programación para la construcción del pilotaje se buscará disponer los equipos de manera tal que no se funda o perfore un pilote cuyo vecino lleve un tiempo de fraguado inferior a 24 horas.

La estabilidad de las paredes del subsuelo para la perforación del pilote se logrará mediante la utilización de camisas metálicas o lodos bentoníticos y la posterior colocación del concreto por el sistema tipo tremie, el cual garantizará que no se disgregue el concreto al momento de su colocación. El concreto a utilizar tendrá una resistencia mínima de 3500 psi y/o según el criterio del Ingeniero estructural.

IV.1 Limitaciones

Los términos de este informe se fundamentan en la investigación obtenida de los trabajos de campo, de laboratorio y de las condiciones actuales del terreno para el arroyo Payares. Los resultados expuestos son producto de estudios técnicos basados en la inspección realizada en sitios estratégicos de acuerdo a las características del perfil del subsuelo y tipo de cimentación entre otras. En caso de efectuarse modificaciones y si se presentan situaciones diferentes a las aquí consideradas como típicas, deberá darse aviso al Ingeniero consultor para introducir las modificaciones a que haya lugar.

CAPITULO IV

V. BIBLIOGRAFÍA

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98, Ley 400 de 1996 y Decreto 33 de 1998.

BARTON, N.; Lien, R. and LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics. Springer Verlag, vol. 6. 1974. p.189-236.

BIENAWSKI, Z. T. Engineering classification of jointed rock masses. Transactions, South African Inst. of Civil Engineers, vol. 15, nº. 12. 1973. p. 335-344.

BLYTH, E. and DE FREITAS, M. Geology for engineers. Ed. Edward Arnold, London. 1984.

COLINDRES SELVA RAFAEL. Dinámica de Suelos y Estructuras Aplicadas a Ingeniería Sísmica. Editorial Limusa. 1999.

GOODMAN, R. E. Introduction to rock mechanics. Ed. John Wiley and Sons. 1989.

HERNÁNDEZ B., Pedro. Principios Básicos de Geomorfología, Unidades Geomorfológicas. Universidad Nacional de Colombia. 2001.

HOEK, E. Strength of rocks and rock masses. ISRM New Journal 2 (2). 1994. p. 4-16.

JIMÉNEZ SALAS, J. A. Geotecnia y Cimientos. Editorial Rueda. Madrid. 1976.

NIETO, Alberto S. Uso de la información geomecánica en el análisis de taludes en roca dura.

PECK, HANSON Y THORNBURN. Ingeniería de Cimentaciones. Editorial Limusa. 1995

SJOBBER G. John. Analysis of Large Scale Rock Slopes. Doctoral Thesis – Lulea University of Technology. 1999.

T. WILLIAMS LAMBE. Mecánica de Suelos 2ª edición. 1997.

GOODMAN, R. E. Introduction to rock mechanics. Ed. John Wiley and Sons. 1989.

INGEOMINAS. Mapa Geológico y Memorias de las Planchas 29 y 30. 1998.

NIETO, Alberto S. Uso de la información geomecánica en el análisis de taludes en roca dura.

SCHEIDEGGER, Adrian E. La conexión de algunos rasgos geológicos y geomorfológicos con la tectónica. Geología Colombiana Nº. 12. 1981. p. 33-56.

V-1

ANEXO A
COLUMNAS ESTRATIGRÁFICAS Y ENSAYOS

Laboratorio materiales
ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO	AUTOPISTAS DEL SOL		
LOCALIZACIÓN	TRAMO SABANALARGA - PALMAR DE VARELA		
	SABANAGRANDE - ATLANTICO		
SONDEO No.	S-01		
MUESTRA No.	M-4		
PROFUNDIDAD, m	4.00		
DESCRIPCIÓN VISUAL	ARENA FINA CARMELITA		
	FECHA	15-nov-10	
	REALIZADO	VMJC	

LÍMITE LÍQUIDO

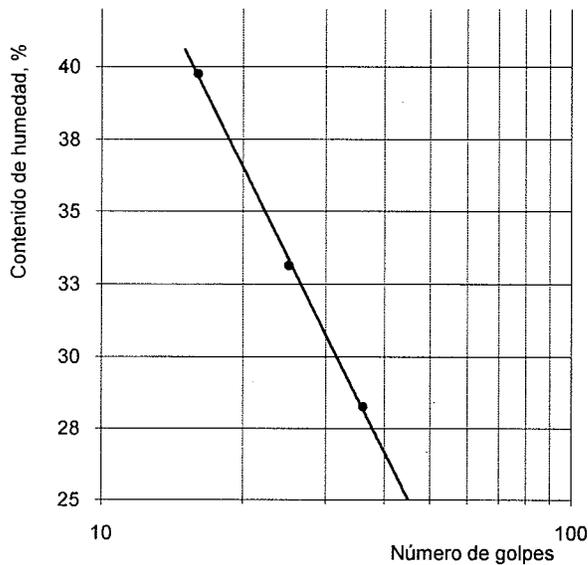
ENSAYO	1	2	3
N	36	25	16
P ₁ , gr	30.12	31.25	32.00
P ₂ , gr	25.95	26.00	25.74
P ₃ , gr	11.20	10.16	10.00
Humedad, %	28.3	33.1	39.8

LÍMITE PLÁSTICO Y HUMEDAD NATURAL

ENSAYO	1	2	ω _n
P ₁ , gr	20.15	21.24	30.12
P ₂ , gr	18.21	19.00	26.34
P ₃ , gr	9.63	9.25	11.40
Humedad, %	22.6	23.0	25.3

GRADACIÓN

P ₁	110. gr	P ₂	57.1 gr
Tamiz	Wret, gr	%Retenido	%Pasa
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"			
3/8"			100.00
4	11.0	10.00	90.00
10	21.4	19.45	70.55
20			70.55
40	15.2	13.82	56.73
60			56.73
100	5.5	5.00	51.73
200	4.0	3.64	48.09
Fondo	52.9	48.09	
Σ	110.0	100	



RESULTADOS

Humedad, %	25.3
Límite líquido, %	33.3
Límite plástico, %	22.8
Índice de plasticidad, %	10.5
Índice de consistencia	0.8

CLASIFICACIÓN

USC	SC
AASHTO	A-6 (2)

OBSERVACIONES

%G = 10 %S = 41.91 %F = 48.09

Laboratorio materiales
ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO	AUTOPISTAS DEL SOL		
LOCALIZACIÓN	TRAMO SABANALARGA - PALMAR DE VARELA		
	SABANAGRANDE - ATLANTICO		
SONDEO No.	S-02		
MUESTRA No.	M-5		
PROFUNDIDAD, m	4.50		
DESCRIPCIÓN VISUAL	ARENA GRIS CARMELITA		
	FECHA REALIZADO	15-nov-10 VMJC	

LÍMITE LÍQUIDO

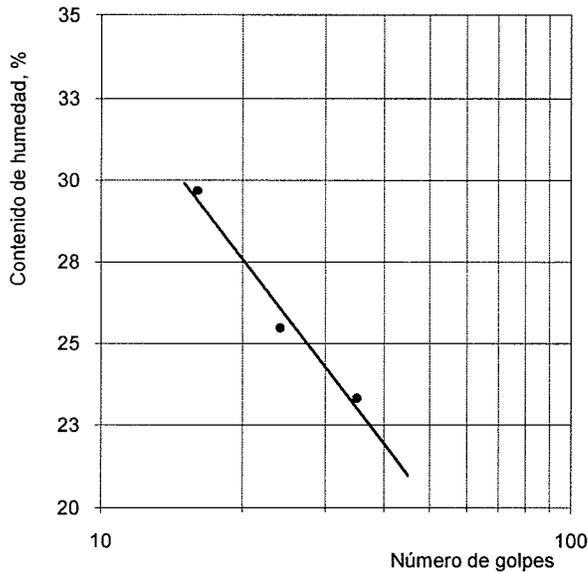
ENSAYO	1	2	3
N	35	24	16
P ₁ , gr	32.00	31.27	31.26
P ₂ , gr	28.00	27.00	26.55
P ₃ , gr	10.86	10.25	10.68
Humedad, %	23.3	25.5	29.7

GRADACIÓN

P ₁	122. gr	P ₂	75.3 gr
Tamiz	Wret, gr	%Retenido	%Pasa
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"			
3/8"			100.00
4	12.8	10.49	89.51
10	16.8	13.77	75.74
20			75.74
40	14.7	12.05	63.69
60			63.69
100	25.6	20.98	42.70
200	5.4	4.43	38.28
Fondo	46.7	38.28	0.00
Σ	122.0	100	

LÍMITE PLÁSTICO Y HUMEDAD NATURAL

ENSAYO	1	2	ω _n
P ₁ , gr	20.32	20.16	30.12
P ₂ , gr	18.60	18.36	26.34
P ₃ , gr	9.86	9.33	11.40
Humedad, %	19.7	19.9	25.3



RESULTADOS

Humedad, %	25.3
Límite líquido, %	25.8
Límite plástico, %	19.8
Índice de plasticidad, %	6.0
Índice de consistencia	0.1

CLASIFICACIÓN

USC	SC-SM
AASHTO	A-4 (0)

OBSERVACIONES

%G = 10.49 %S = 51.23 %F = 38.28

ANEXO B
MEMORIAS DE CÁLCULO

Entidad: TECNOCONSULTA
 Proyecto: CAÑO FISTULA
 Localización: SABANAGRANDE - ATLANTICO
 Fecha: 30 de Noviembre de 2010

Altura crítica de excavación

$$H_c = \frac{2c}{\sqrt{K_a \cdot \gamma}} \quad Z_c = \frac{4c}{\sqrt{K_a \cdot \gamma \cdot F.S}} \quad K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

Hc: profundidad de excavación a la cual se presenta agrietamiento.

c: cohesión.

Su: Resistencia al corte no drenada.

γ : Peso unitario

Ka: Coeficiente activo de presión de tierras.

ϕ' : Ángulo de fricción del suelo.

Ka = 1 para c = Su

ϕ' °	Coeficiente Activo de Presión de Tierras		
	Ka calculado	Ka estabilidad	Ka empujes
30.00	0.33	1.00	0.50
Peso Unitario γ , (kN/m ³)	Resistencia al Corte Su (kPa)	Profundidad de Fisuramiento (m)	Profundidad Crítica (m)
15.80	25.00	3.16	6.33
F.S	Profundidad Crítica (m)	Sobrecarga (kPa)	Reducción de Altura (m)
3.00	2.11	15.00	0.95

Prof. Crítica Diseño (m)	1.16
-------------------------------------	-------------

Laboratorio materiales
ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

PROYECTO	AUTOPISTAS DEL SOL		
LOCALIZACIÓN	TRAMO SABANALARGA - PALMAR DE VARELA		
	SABANAGRANDE - ATLANTICO		
SONDEO No.	S-03		
MUESTRA No.	M-4		
PROFUNDIDAD, m	4.00		
DESCRIPCIÓN VISUAL	ARENA GRIS CARMELITA		
	FECHA REALIZADO	16-nov-10 VMJC	

LÍMITE LÍQUIDO

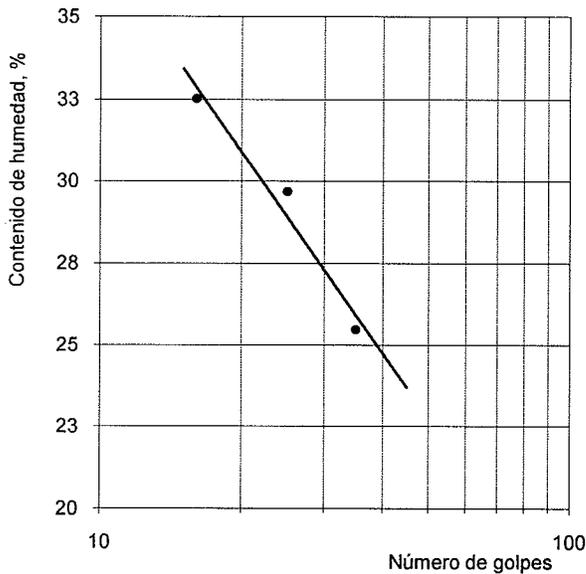
ENSAYO	1	2	3
N	35	25	16
P ₁ , gr	33.35	32.00	32.68
P ₂ , gr	28.95	27.25	27.55
P ₃ , gr	11.68	11.25	11.78
Humedad, %	25.5	29.7	32.5

GRADACIÓN

P ₁	115. gr	P ₂	69.7 gr
Tamiz	Wret, gr	%Retenido	%Pasa
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"			
3/8"			100.00
4	11.4	9.91	90.09
10	13.6	11.83	78.26
20			78.26
40	15.8	13.74	64.52
60			64.52
100	22.6	19.65	44.87
200	6.3	5.48	39.39
Fondo	45.3	39.39	
Σ	115.0	100	

LÍMITE PLÁSTICO Y HUMEDAD NATURAL

ENSAYO	1	2	ω _n
P ₁ , gr	21.15	21.32	25.15
P ₂ , gr	19.38	19.45	22.45
P ₃ , gr	10.50	10.39	12.40
Humedad, %	19.9	20.6	26.9



RESULTADOS

Humedad, %	26.9
Límite líquido, %	28.9
Límite plástico, %	20.3
Índice de plasticidad, %	8.6
Índice de consistencia	0.2

CLASIFICACIÓN

USC	SC
AASHTO	A-4 (0)

OBSERVACIONES

%G = 9.91 %S = 50.7 %F = 39.39

CAPACIDAD DE CARGA PILOTES EN CONCRETO

Proyecto: CAÑO FISTULA TRAMO SABANALARGA - PALMAR DE VARELA - ATLANTICO.
 Fecha: 27-nov-10

Parámetro	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3	Estrato 4	Descripción
Su (suelo) - kPa	37.00	106.00	200.00		Resistencia al corte
γ_t (suelo) - kN/m ³	15.50	15.80	16.50		Peso unitario
E (suelo) - kPa	18500.00	53000.00	100000.00		Módulo de elasticidad
ν (suelo)	0.35	0.35	0.35		Relación de Poisson
Profundidad (m)	2.30	7.20	15.00		
γ (pilote) - kN/m ³	24.00	24.00	24.00		Peso unitario
Lon.caisson L (m)	0.30	4.90	2.80		
D Ext. (m)	1.20				Diámetro exterior
Esp.caisson e (m)	0.00 m				Espesor de la pared
γ_r (kN/m ³)	24.00 m				Peso específico
Prof. Found. (Df)	2.00 m				relleno caisson
Long.Total L (m)	8.00 m				

Capacidad en la Punta

Esf. Punta σ_0	223.87	kPa
Fac. Cap_Port Nc	5.70	[adm]
Factor Forma Sc	1.30	[adm]
Esf.Último (kPa)	1705.87	kPa
Qult Punta q_0	1929.29	kPa
Q_p	2181.98	kN

Capacidad de Diseño

Pata:	NO	
Dmayor (m)	1.32	
Hp (m)	0.30	Altura de la pata
Peso Pilote	217.15	kN
FS _p	2.50	[adm]
FS _s	1.50	[adm]

Capacidad por Fuste

Estrato 1		
Coef. Adhere. α_f	0.74	[adm]
Fricción Lat. fs_1	27.44	kPa
Área Lateral As_1	1.13	m ²
Q_{s1}	31.03	kN
Estrato 2		
Coef. Adhere. α_f	0.34	[adm]
Fricción Lat. fs_2	35.64	kPa
Área Lateral As_2	18.47	m ²
Q_{s2}	658.44	kN
Estrato 3		
Coef. Adhere. α_f	0.22	[adm]
Fricción Lat. fs_3	44.16	kPa
Área Lateral As_3	10.56	m ²
Q_{s3}	466.13	kN
Estrato 4		
Coef. Adhere. α_f	1.00	[adm]
Fricción Lat. fs_4	0.00	kPa
Área Lateral As_4	0.00	m ²
Q_{s4}	0.00	kN

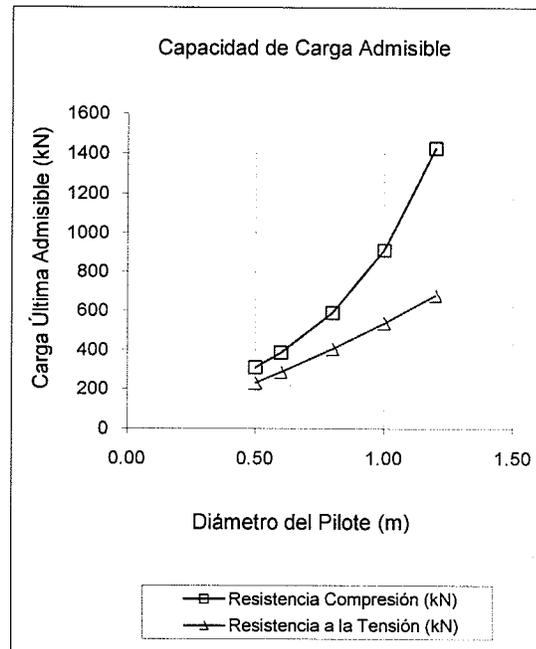
Resistencia a la Compresión

Q_C	1426.05	kN
----------------------	----------------	-----------

Resistencia a la Tensión

Q_T	679.39	kN
----------------------	---------------	-----------

Diámetro (m)	Resistencia Compresión (kN)	Resistencia a la Tensión (kN)
0.50	309.61	230.30
0.60	385.46	285.41
0.80	589.49	404.67
1.00	912.11	536.00
1.20	1426.05	679.39



CAPACIDAD DE CARGA PILOTES EN CONCRETO

Proyecto: CAÑO FISTULA TRAMO SABANALARGA - PALMAR DE VARELA - ATLANTIC
 Fecha: 27-nov-10

Parámetro	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3	Estrato 4	Descripción
Su (suelo) - kPa	37.00	106.00	200.00		Resistencia al corte
γ_t (suelo) - kN/m ³	15.50	15.80	16.50		Peso unitario
E (suelo) - kPa	18500.00	53000.00	100000.00		Módulo de elasticidad
ν (suelo)	0.35	0.35	0.35		Relación de Poisson
Profundidad (m)	2.30	7.20	15.00		
γ (pilote) - kN/m ³	24.00	24.00	24.00		Peso unitario
Lon.caisson L (m)	0.30	4.90	6.80		
D Ext. (m)	1.20				Diámetro exterior
Esp.caisson e (m)	0.00 m				Espesor de la pared
γ_r (kN/m ³)	24.00 m				Peso específico
Prof. Found. (Df)	2.00 m				relleno caisson
Long.Total L (m)	12.00 m				

Capacidad en la Punta

Esf. Punta σ_0	289.87	kPa
Fac. Cap_Port Nc	5.70	[adm]
Factor Forma Sc	1.30	[adm]
Esf.Último (kPa)	1771.87	kPa
Qult Punta q_0	2003.94	kPa
Q_p	2266.40	kN

Capacidad de Diseño

Pata:	NO	
Dmayor (m)	1.32	
Hp (m)	0.30	Altura de la pata
Peso Pilote	325.72	kN
FS _p	2.50	[adm]
FS _s	1.50	[adm]

Capacidad por Fuste

Estrato 1		
Coef. Adhere. α_f	0.74	[adm]
Fricción Lat. fs_1	27.44	kPa
Área Lateral As_1	1.13	m ²
Q_{s1}	31.03	kN
Estrato 2		
Coef. Adhere. α_f	0.34	[adm]
Fricción Lat. fs_2	35.64	kPa
Área Lateral As_2	18.47	m ²
Q_{s2}	658.44	kN
Estrato 3		
Coef. Adhere. α_f	0.22	[adm]
Fricción Lat. fs_3	44.16	kPa
Área Lateral As_3	25.64	m ²
Q_{s3}	1132.02	kN
Estrato 4		
Coef. Adhere. α_f	1.00	[adm]
Fricción Lat. fs_4	0.00	kPa
Área Lateral As_4	0.00	m ²
Q_{s4}	0.00	kN

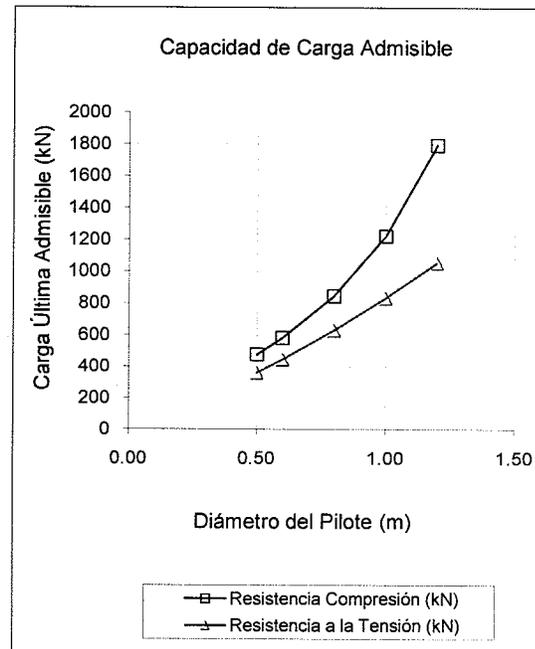
Resistencia a la Compresión

Q_c	1795.17	kN
----------------------	----------------	-----------

Resistencia a la Tensión

Q_t	1054.32	kN
----------------------	----------------	-----------

Diámetro (m)	Resistencia Compresión (kN)	Resistencia a la Tensión (kN)
0.50	476.75	360.13
0.60	582.40	445.73
0.80	843.86	630.50
1.00	1222.94	833.36
1.20	1795.17	1054.32



CAPACIDAD DE CARGA PILOTES EN CONCRETO

Proyecto: CAÑO FISTULA TRAMO SABANALARGA - PALMAR DE VARELA - ATLANTIC
 Fecha: 27-nov-10

Parámetro	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3	Estrato 4	Descripción
Su (suelo) - kPa	37.00	106.00	200.00		Resistencia al corte
γ_t (suelo) - kN/m ³	15.50	15.80	16.50		Peso unitario
E (suelo) - kPa	18500.00	53000.00	100000.00		Módulo de elasticidad
ν (suelo)	0.35	0.35	0.35		Relación de Poisson
Profundidad (m)	2.30	7.20	18.00		
γ (pilote) - kN/m ³	24.00	24.00	24.00		Peso unitario
Lon.caisson L (m)	0.30	4.90	9.80		
D Ext. (m)	1.20				Diámetro exterior
Esp.caisson e (m)	0.00 m				Espesor de la pared
γ_r (kN/m ³)	24.00 m				Peso específico
Prof. Found. (Df)	2.00 m				relleno caisson
Long.Total L (m)	15.00 m				

Capacidad en la Punta

Esf. Punta σ_0	339.37	kPa
Fac. Cap_Port Nc	5.70	[adm]
Factor Forma Sc	1.30	[adm]
Esf.Último (kPa)	1821.37	kPa
Qult Punta q_0	2059.92	kPa
Q_p	2329.72	kN

Capacidad de Diseño

Pata:	NO	
Dmayor (m)	1.32	
Hp (m)	0.30	Altura de la pata
Peso Pilote	407.15	kN
FS _p	2.50	[adm]
FS _s	1.50	[adm]

Capacidad por Fuste

Estrato 1		
Coef. Adhere. α_f	0.74	[adm]
Fricción Lat. fs ₁	27.44	kPa
Área Lateral As ₁	1.13	m ²
Q_{s1}	31.03	kN
Estrato 2		
Coef. Adhere. α_f	0.34	[adm]
Fricción Lat. fs ₂	35.64	kPa
Área Lateral As ₂	18.47	m ²
Q_{s2}	658.44	kN
Estrato 3		
Coef. Adhere. α_f	0.22	[adm]
Fricción Lat. fs ₃	44.16	kPa
Área Lateral As ₃	36.95	m ²
Q_{s3}	1631.44	kN
Estrato 4		
Coef. Adhere. α_f	1.00	[adm]
Fricción Lat. fs ₄	0.00	kPa
Área Lateral As ₄	0.00	m ²
Q_{s4}	0.00	kN

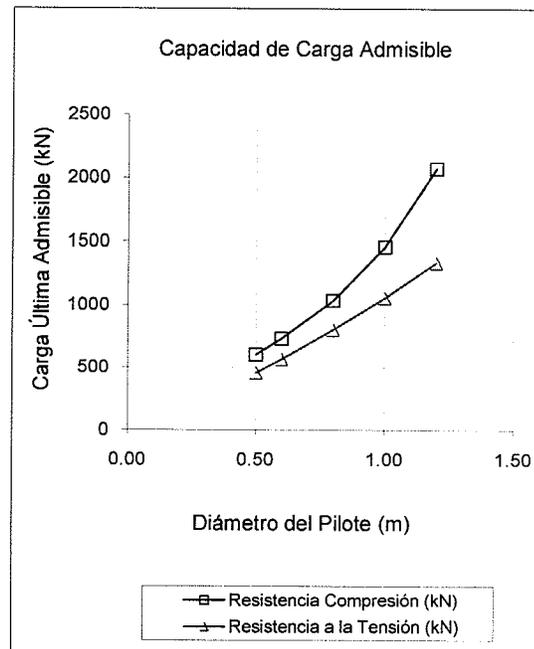
Resistencia a la Compresión

Q_C	2072.02	kN
----------------------	----------------	-----------

Resistencia a la Tensión

Q_T	1335.52	kN
----------------------	----------------	-----------

Diámetro (m)	Resistencia Compresión (kN)	Resistencia a la Tensión (kN)
0.50	602.10	457.51
0.60	730.10	565.97
0.80	1034.64	799.87
1.00	1456.06	1056.38
1.20	2072.02	1335.52



CAPACIDAD DE CARGA LATERAL PILOTES EN CONCRETO

Proyecto:

CAÑO FISTULA TRAMO SABANALARGA - PALMAR DE VARELA - ATLANTICO.

Localización

SABANALARGA ATLANTICO

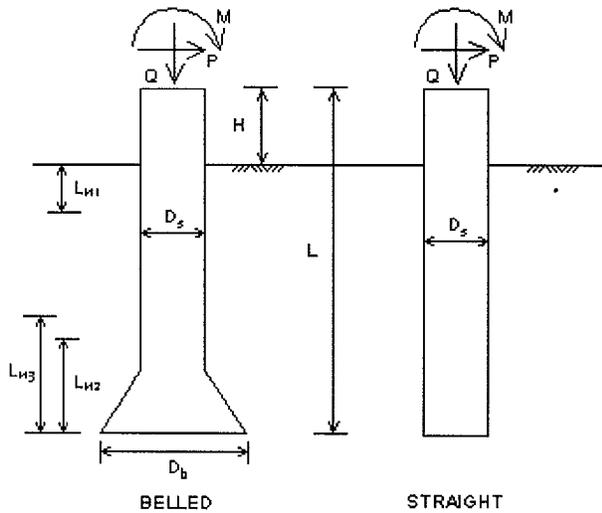
Fecha:

27-nov-10

Diámetro (m)	Longitud (m)	f (m)	g (m)	Hu (kN)	Mmax (kN-m)	Eq1	Eq2
0.80	8.00	0.98	5.82	602.60	5235.36	5235.36	5235.36
0.80	10.00	1.49	7.31	921.36	8242.63	8242.63	8242.63
0.80	12.00	2.07	8.73	1275.35	11775.11	11775.11	11775.11
0.80	14.00	2.68	10.12	1656.04	15800.53	15800.53	15800.53
0.80	15.00	3.00	10.80	1854.43	17991.34	17991.34	17991.34
1.00	8.00	0.88	5.62	680.97	6088.68	6088.68	6088.68
1.00	10.00	1.38	7.12	1064.52	9782.61	9782.61	9782.61
1.00	12.00	1.94	8.56	1494.40	14149.21	14149.21	14149.21
1.00	14.00	2.54	9.96	1959.50	19143.40	19143.40	19143.40
1.00	15.00	2.85	10.65	2202.70	21866.36	21866.36	21866.36
1.20	8.00	0.79	5.41	735.61	6765.51	6765.51	6765.51
1.20	10.00	1.27	6.93	1177.77	11113.33	11113.33	11113.33
1.20	12.00	1.81	8.39	1678.24	16289.14	16289.14	16289.14
1.20	14.00	2.40	9.80	2223.22	22232.84	22232.84	22232.84
1.20	15.00	2.71	10.49	2509.18	25479.94	25479.94	25479.94

VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



Drilled Shaft (dia >24 in. or 61 cm)

Loads:

Load Factor for Vertical Loads= 1.0
 Load Factor for Lateral Loads= 1.0
 Loads Supported by Pile Cap= 0 %
 Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 10.0 -kN
 Shear Load, P= 0.0 -kN
 Moment, M= 0.0 -kN-m

Profile:

Pile Length, L= 13.0 -m
 Top Height, H= -2.0 -m
 Slope Angle, As= 0
 Batter Angle, Ab= 0

Nocontributing Zone, Ln1=Ln2=Ln3=0.

Soil Data:

Depth -m	Gamma -kN/m3	Phi	C -kN/m2	K -MN/m3	e50 or Dr %	Nspt
0	3.1	0.0	2034.9	13.5	1.07	7
1.20	10.2	0.0	49.7	64.1	0.98	8
2.30	10.2	29.1	24.8	64.1	0.98	8
7.20	11.0	32.7	56.3	203.7	0.59	19
15	9.5	38.0	0.0	25.9	65.80	30

Pile Data:

Depth -m	Width -cm	Area -cm2	Per. -cm	I -cm4	E -MP	Weight -kN/m
0.0	80	5026.5	251.3	2010619.3	20683	11.863
13.0						

Vertical capacity:

Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 90.08-kN *Soil Weight is not included
 Side Resistance (Down)= 2195.363-kN Side Resistance (Up)= 1873.534-kN
 Tip Resistance (Down)= 3494.990-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
 Total Ultimate Capacity (Down)= 5690.353-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 1963.617-kN
 Total Allowable Capacity (Down)= 2262.678-kN Total Allowable Capacity (Up)= 1026.850-kN
 OK! Qallow > Q

Settlement Calculation:

At Q= 10.00-kN Settlement= 0.00133-cm
 At Xallow= 2.50-cm Qallow= 4185.22461-kN

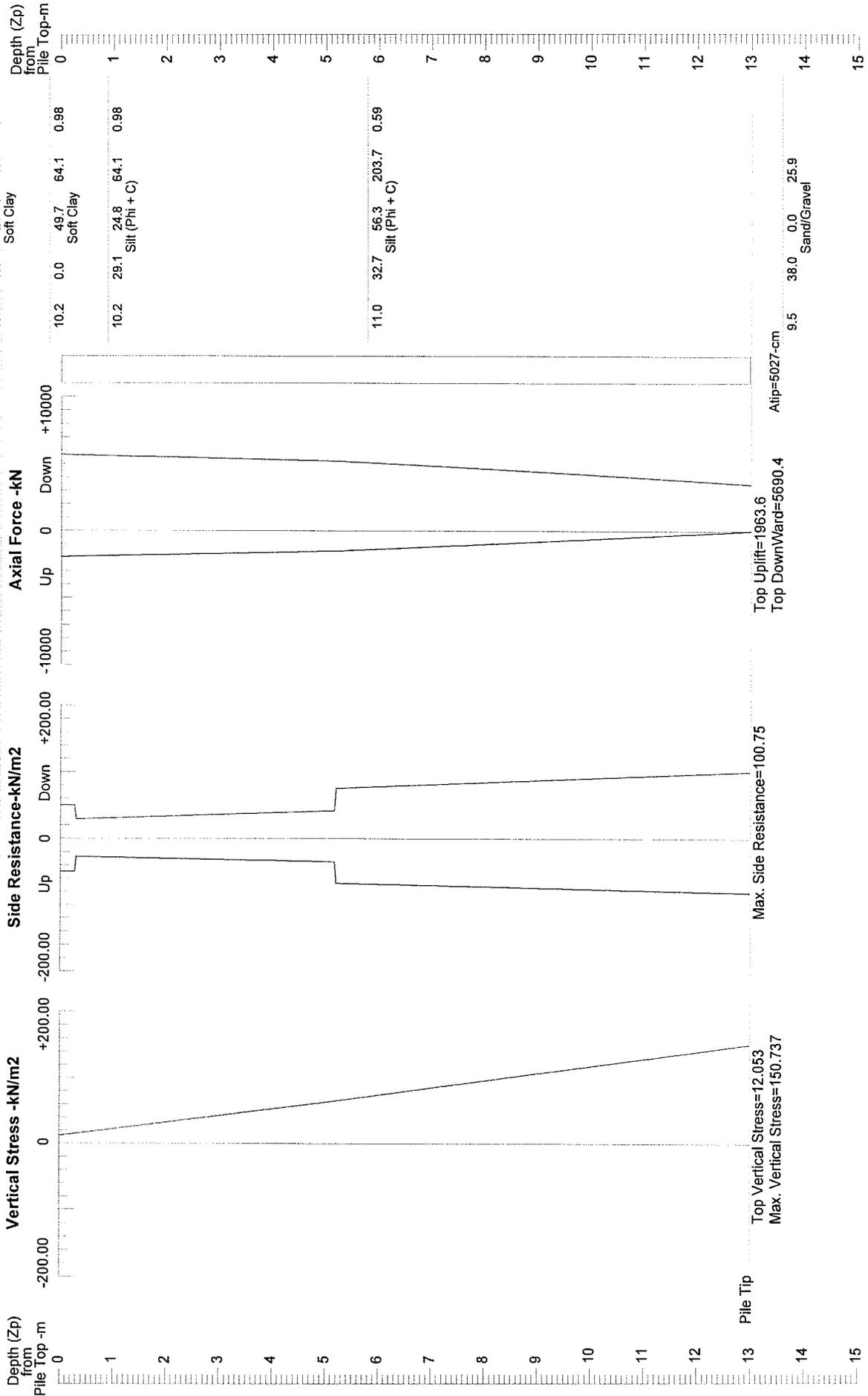
Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 9999.



SOIL STRESS, SIDE RESISTANCE, & AXIAL FORCE VS DEPTH

Based on Ultimate Load Condition

Pile below Ground (NTS)
Water above Pile
G-kN/m³ Phi C-kN/m² k-MN/m³se50 %
3.1 0.0 2034.9 13.5 1.07
Soft Clay

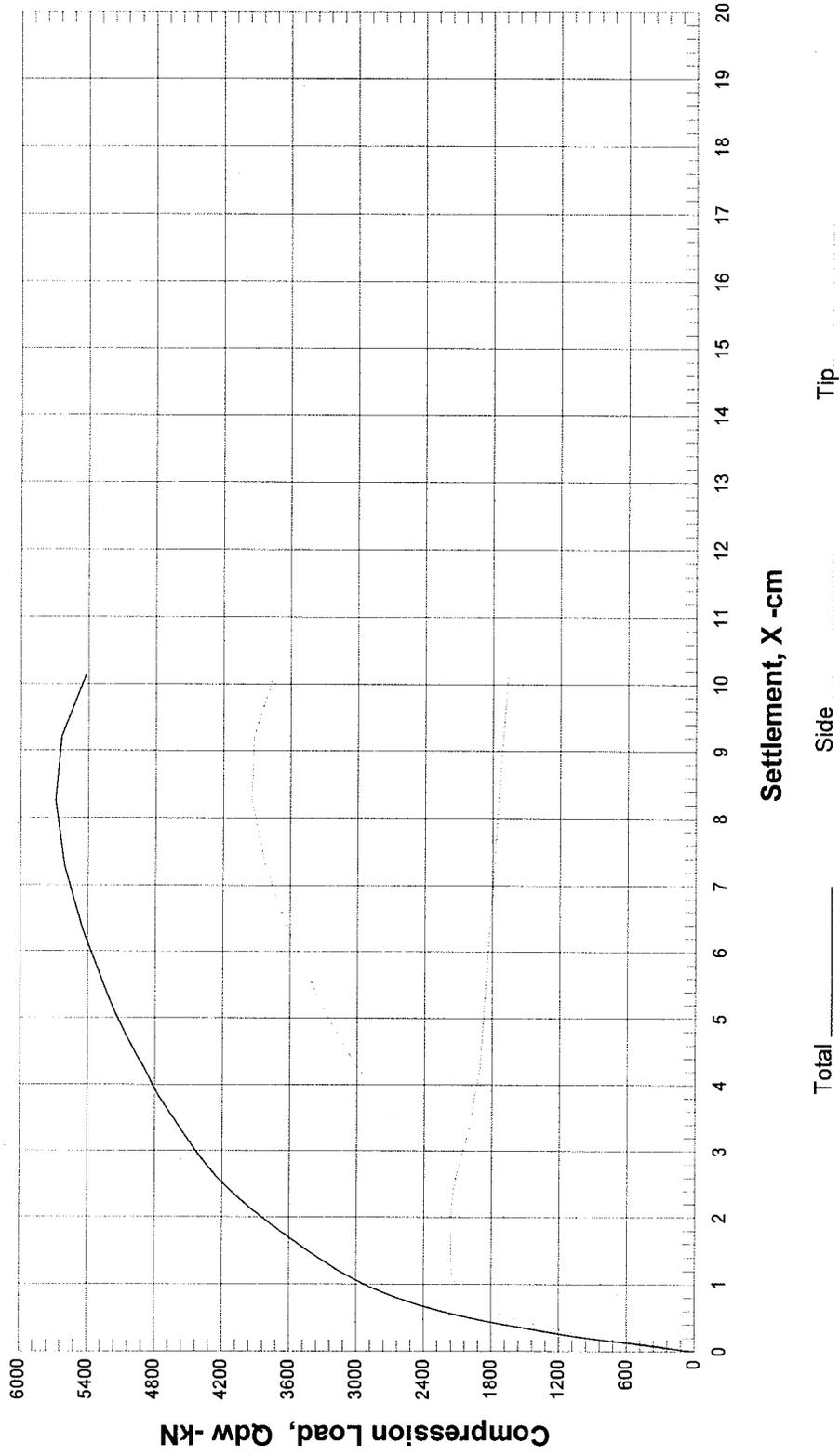


GEOWAYS

**AUTOPISTAS DL SOL
CANO FISTULA - ATLANTICO**

Figure 1

Vertical Load vs. Settlement

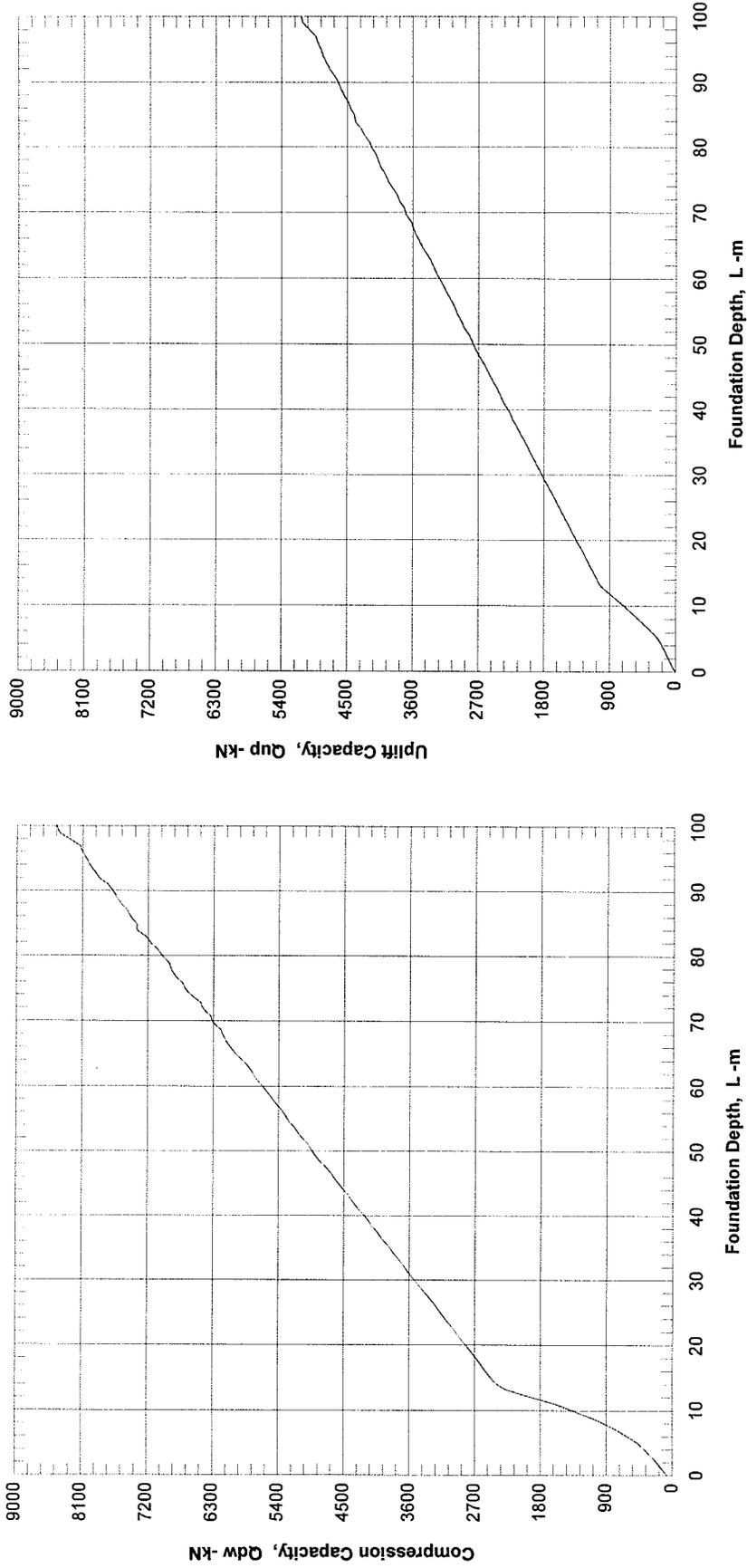


GEOWAYS

**AUTOPISTAS DL SOL
CAÑO FISTULA - ATLANTICO**

Figure 1

ALLOWABLE CAPACITY VS FOUNDATION DEPTH

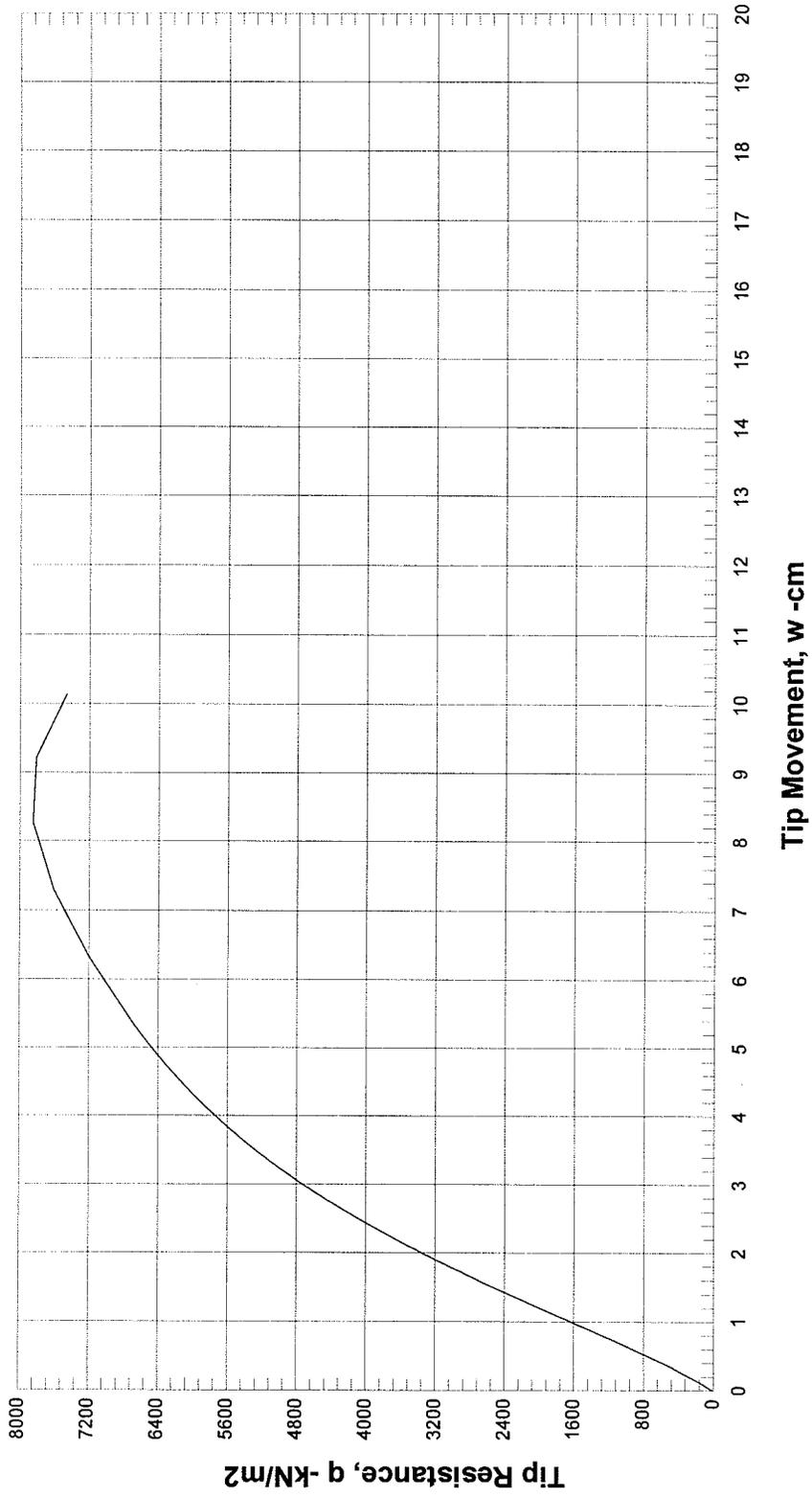


GEOWAYS

**AUTOPISTAS DL SOL
CAÑO FISTULA - ATLANTICO**

Figure 1

Tip Resistance vs. Tip Movement (q-w)



CÁLCULO DE PILOTES DE CONCRETO - MÉTODO DE POULOS & DAVIS

Proyecto: Construcción Puente sobre el caño Fistula - Atlantico

Fecha: 27-nov-10

Longitud Mínima	10.00 m			<u>ASENTAMIENTOS ESTIMADOS</u>	
Longitud Máxima	15.00 m				
Longitud pilote L	13.00 m		Carga (kN)	1187.26	kN
Diám. pilote D	1.00 m		L/D	13.00	adm.
cu (Suelo)	37.00 kPa		vs	0.35	adm.
γ_t (Suelo)	16.00 kN/m ³		Eu (No drenado)	5254.63	kN/m ²
Esuelo	4729.17 kN/m ²		l_0	0.11	adm.
γ (Pilote)	24.00 kN/m ³		Rk	1.00	adm.
Q _{Fuste}	1007.40 kN		Rh	1.00	adm.
Q _{Punta}	261.54 kN		Ru	0.97	adm.
W _{Pilote}	245.04 kN		$\rho_{1Pilote}$	2.12E-05	m/kN
Q _{Ultimo}	<u>1187.26</u> kN		Asentamiento	<u>25.17</u>	mm

Diámetro (m)	Longitud (m)	Q Aplicada (kN)	Asentamiento (mm)
0.40	10.00	304.73	11.72
	11.25	338.16	12.12
	12.50	371.59	12.43
	13.75	405.01	12.67
	15.00	438.44	12.83
0.60	10.00	478.31	15.14
	11.25	527.60	15.79
	12.50	576.89	16.36
	13.75	626.18	16.87
	15.00	675.47	17.32
0.80	10.00	666.02	17.94
	11.25	730.61	18.73
	12.50	795.20	19.45
	13.75	859.79	20.12
	15.00	924.38	20.74
1.00	10.00	867.86	20.43
	11.25	947.19	21.30
	12.50	1026.52	22.12
	13.75	1105.84	22.90
	15.00	1185.17	23.62
1.20	10.00	1223.18	27.71
	11.25	1396.60	29.56
	12.50	1570.03	31.30
	13.75	1743.46	32.92
	15.00	1916.89	34.43

EFFECTIVE STRENGTH PARAMETERS WITH SPT

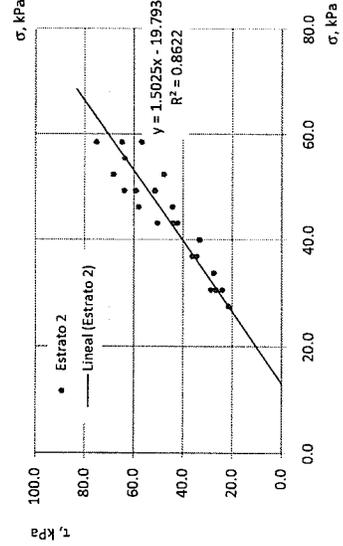
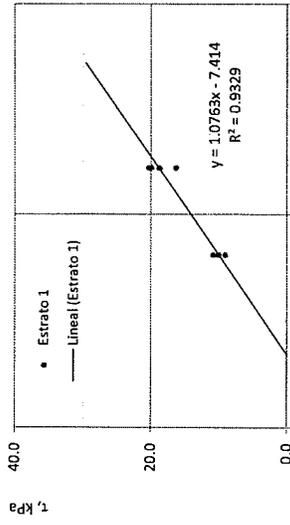
Alvaro J. González G.

Project: CAÑO FISTULA - TRAMO SABANALARGA PALMAR DE VARELA - ATLANTICO.
Date: 30-nov-10

Ground water depth NF: 1.20 m
Unit weight γ_t 16.20 kN/m³

Boring No.	Depth m	N	Total stress σ_v , kPa	Effective stress σ_v' , kPa	(N) ₆₀	S_{UGR} , kPa	ϕ_{eq}	Shear strength τ_c , kPa
S-01	1.00	8	16.20	16.20	8	50.00	31.84	10.06
S-02	1.00	6	16.20	16.20	6	37.50	29.38	9.12
S-03	1.00	10	16.20	16.20	10	64.26	33.82	10.85
S-04	1.00	8	16.20	16.20	8	50.00	31.84	10.06
S-01	2.00	19	32.40	24.40	18	120.06	39.28	19.96
S-02	2.00	10	32.40	24.40	10	64.26	33.82	16.34
S-03	2.00	20	32.40	24.40	19	126.73	39.80	20.33
S-04	2.00	16	32.40	24.40	15	99.96	37.55	18.76
S-02	2.50	17	40.50	27.50	16	106.72	38.16	21.61
S-01	3.00	17	48.60	30.60	16	106.72	38.16	24.05
S-03	3.00	24	48.60	30.60	22	146.74	41.21	26.80
S-04	3.00	30	48.60	30.60	27	180.09	43.20	28.73
S-02	3.50	20	56.70	33.70	18	120.06	39.28	27.57
S-01	4.00	31	64.80	36.80	31	200.00	44.54	36.21
S-03	4.00	27	64.80	36.80	27	180.09	43.20	34.55
S-02	4.50	20	72.90	39.90	19	126.73	39.80	33.24
S-01	5.00	37	81.00	43.00	35	200.00	45.72	44.10
S-03	5.00	32	81.00	43.00	31	200.00	44.54	42.31
S-04	5.00	54	81.00	43.00	52	200.00	49.56	50.45
S-02	5.50	31	89.10	46.10	29	193.43	43.89	44.35
S-04	5.50	68	89.10	46.10	64	200.00	51.54	58.04
S-01	6.00	54	97.20	49.20	56	200.00	50.27	59.20
S-03	6.00	36	97.20	49.20	37	200.00	46.26	51.42
S-04	6.00	68	97.20	49.20	70	200.00	52.39	63.86
S-02	6.50	25	105.30	52.30	25	166.75	42.45	47.84
S-04	6.50	70	105.30	52.30	71	200.00	52.52	68.22
S-01	7.00	49	113.40	55.40	49	200.00	48.99	63.70
S-02	7.50	31	121.50	58.50	30	200.10	44.22	56.93
S-03	7.50	45	121.50	58.50	44	200.00	47.95	64.85
S-04	7.50	70	121.50	58.50	68	200.00	52.12	75.19
S-01	8.00	46	129.60	61.60	44	200.00	47.95	68.28
S-02	8.50	44	137.70	64.70	41	200.00	47.26	70.02
S-03	8.50	48	137.70	64.70	45	200.00	48.16	72.27

	c'	value	ϕ'
Estrato 1	7.40	1.0760	47.10
Estrato 2	19.73	1.5025	56.35
Estrato 3	24.60	1.5340	56.90



EFFECTIVE STRENGTH PARAMETERS WITH SPT

Alvaro J. González G.

Project: CAÑO FISTULA - TRAMO SABANALARGA PALMAR DE VARELA - ATLANTICO.

Date: 30-nov-10

Ground water depth NF: 1.20 m
 Unit weight γ_t : 16.20 kN/m³

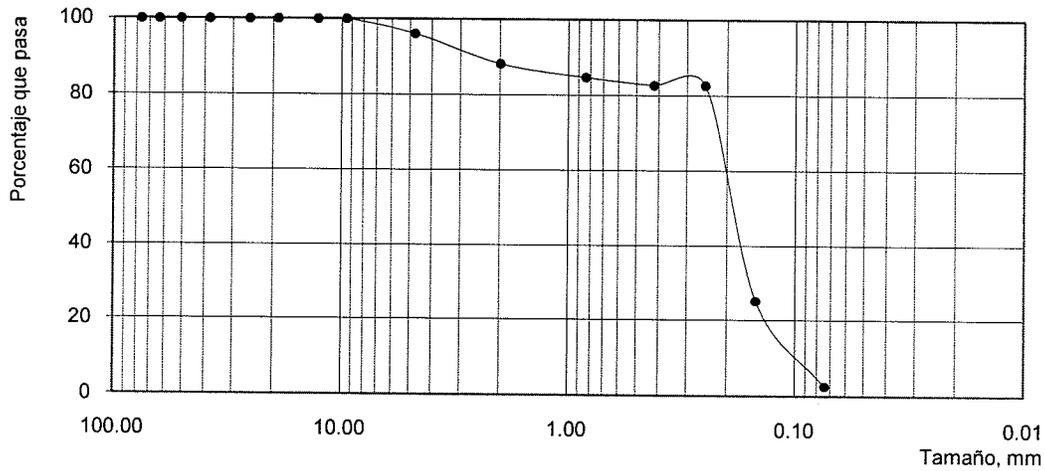
Boring No.	Depth m	N	Total stress σ_v , kPa	Effective stress σ'_v , kPa	$(N_1)_{60}$	$S_{u_{SPT}}$, kPa	ϕ'_{eq}	Shear strength τ , kPa
------------	------------	---	----------------------------------	---------------------------------------	--------------	---------------------	--------------	--------------------------------

LOCALIZACION	TRAMO SABANALARGA PALMAR DE VARELA		
	CAÑO FISTULA - ATLANTICO		
SONDEO No.	S-1	ENSAYO	ASTM D421-58
MUESTRA No.	M-6	FECHA	25-nov-10
PROFUNDIDAD, m	6.00	REALIZADO POR	VMJC
DESCRIPCION	ARENA CARMELITA		

Peso muestra seca, gr 155.00

Tamiz No.	Tamaño, mm	Peso Retenido, gr	Retenido, %	Pasa, %
3"	76.20			100.00
2½"	63.50			100.00
2"	50.80			100.00
1½"	38.10			100.00
1"	25.40			100.00
¾"	19.05			100.00
½"	12.70			100.00
3/8"	9.53			100.00
4	4.76	6.10	3.94	96.06
10	2.00	12.20	7.87	88.19
20	0.84	5.30	3.42	84.77
40	0.42	3.10	2.00	82.77
60	0.25			82.77
100	0.15	89.20	57.55	25.23
200	0.07	35.20	22.71	2.52
Fondo		3.90	2.52	

Suma	155.00	100.00
------	--------	--------



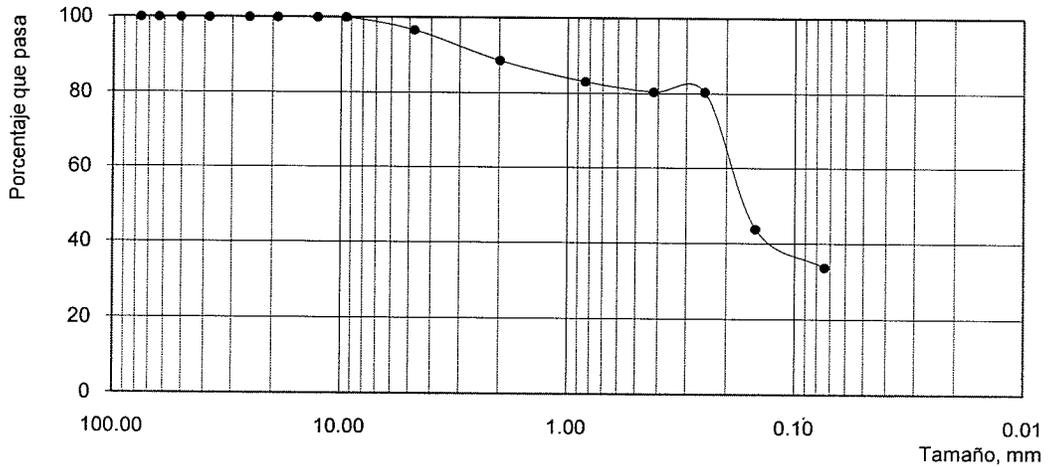
Observaciones: _____

LOCALIZACION	TRAMO SABANALARGA PALMAR DE VARELA		
	CAÑO FISTULA - ATLANTICO		
SONDEO No.	S-2	ENSAYO	ASTM D421-58
MUESTRA No.	M-7	FECHA	25-nov-10
PROFUNDIDAD, m	6.50	REALIZADO POR	VMJC
DESCRIPCION	ARENA GRIS CON GRAVAS ARENOSAS		

Peso muestra seca, gr 155.00

Tamiz No.	Tamaño, mm	Peso Retenido, gr	Retenido, %	Pasa, %
3"	76.20			100.00
2½"	63.50			100.00
2"	50.80			100.00
1½"	38.10			100.00
1"	25.40			100.00
¾"	19.05			100.00
½"	12.70			100.00
3/8"	9.53			100.00
4	4.76	5.20	3.35	96.65
10	2.00	12.40	8.00	88.65
20	0.84	8.50	5.48	83.16
40	0.42	4.20	2.71	80.45
60	0.25			80.45
100	0.15	56.80	36.65	43.81
200	0.07	15.60	10.06	33.74
Fondo		52.30	33.74	

Suma	155.00	100.00
------	--------	--------



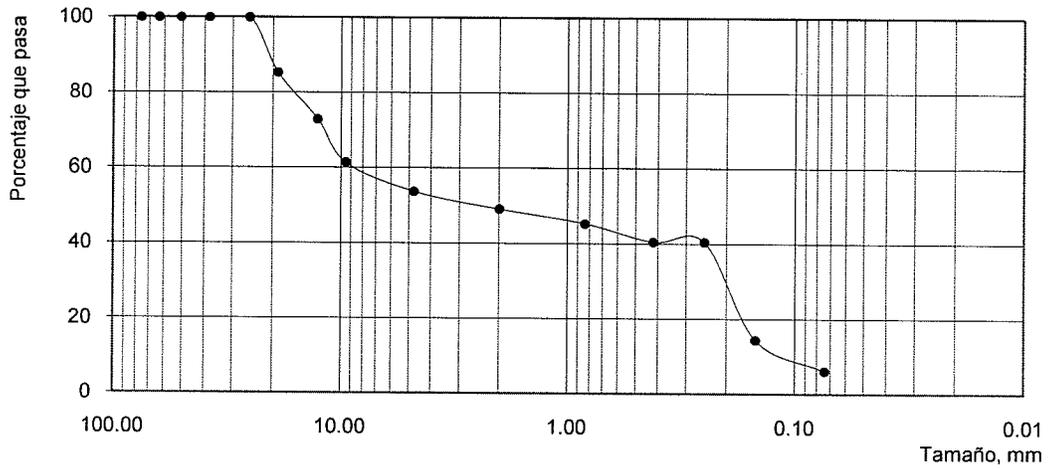
Observaciones: W=22.3%

LOCALIZACION	TRAMO SABANALARGA PALMAR DE VARELA		
	CAÑO FISTULA - ATLANTICO		
SONDEO No.	S-2	ENSAYO	ASTM D421-58
MUESTRA No.	M-11	FECHA	25-nov-10
PROFUNDIDAD, m	10.50	REALIZADO POR	VMJC
DESCRIPCION	ARENA GRIS CON GRAVAS ARENOSAS		

Peso muestra seca, gr 125.00

Tamiz No.	Tamaño, mm	Peso Retenido, gr	Retenido, %	Pasa, %
3"	76.20			100.00
2½"	63.50			100.00
2"	50.80			100.00
1½"	38.10			100.00
1"	25.40			100.00
¾"	19.05	18.30	14.64	85.36
½"	12.70	15.70	12.56	72.80
⅜"	9.53	14.30	11.44	61.36
4	4.76	9.60	7.68	53.68
10	2.00	5.80	4.64	49.04
20	0.84	4.70	3.76	45.28
40	0.42	6.00	4.80	40.48
60	0.25			40.48
100	0.15	32.50	26.00	14.48
200	0.07	10.40	8.32	6.16
Fondo		7.70	6.16	

Suma	125.00	100.00
------	--------	--------



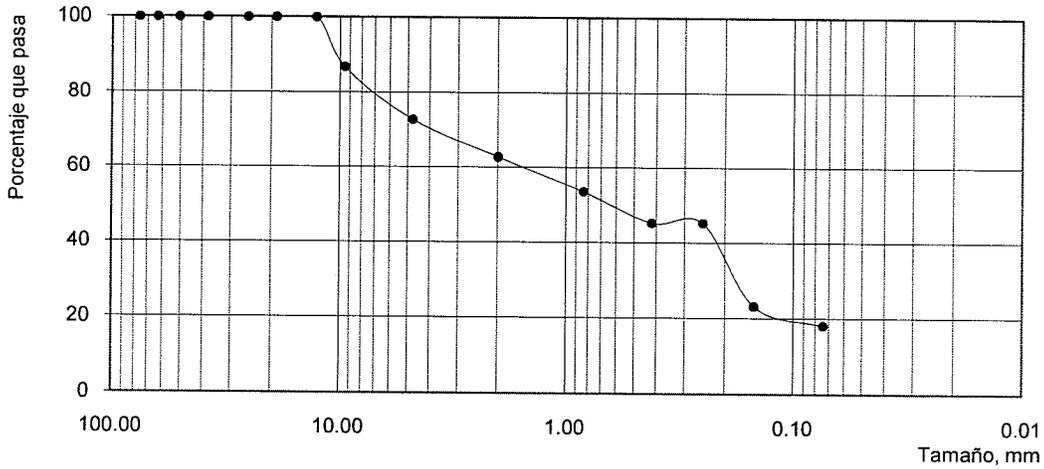
Observaciones: W= 19.8%

LOCALIZACION	TRAMO SABANALARGA PALMAR DE VARELA		
	CAÑO FISTULA - ATLANTICO		
SONDEO No.	S-4	ENSAYO	ASTM D421-58
MUESTRA No.	M-6	FECHA	26-nov-10
PROFUNDIDAD, m	6.00	REALIZADO POR	VMJC
DESCRIPCION	ARENA GRIS CARMELITA		

Peso muestra seca, gr 115.00

Tamiz No.	Tamaño, mm	Peso Retenido, gr	Retenido, %	Pasa, %
3"	76.20			100.00
2½"	63.50			100.00
2"	50.80			100.00
1½"	38.10			100.00
1"	25.40			100.00
¾"	19.05			100.00
½"	12.70			100.00
3/8"	9.53	15.20	13.22	86.78
4	4.76	16.30	14.17	72.61
10	2.00	11.40	9.91	62.70
20	0.84	10.50	9.13	53.57
40	0.42	9.60	8.35	45.22
60	0.25			45.22
100	0.15	25.40	22.09	23.13
200	0.07	5.80	5.04	18.09
Fondo		20.80	18.09	

Suma	115.00	100.00
------	--------	--------



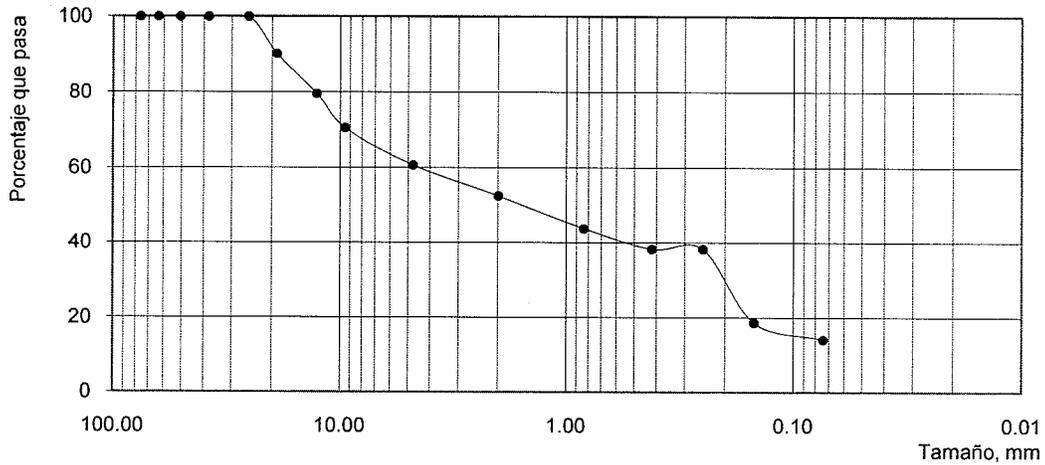
Observaciones: W= 19.8%

LOCALIZACION	TRAMO SABANALARGA PALMAR DE VARELA		
	CAÑO FISTULA - ATLANTICO		
SONDEO No.	S-4	ENSAYO	ASTM D421-58
MUESTRA No.	M-10	FECHA	26-nov-10
PROFUNDIDAD, m	9.50	REALIZADO POR	VMJC
DESCRIPCION	ARENA GRIS CON GRAVAS ARENOSAS		

Peso muestra seca, gr 115.00

Tamiz No.	Tamaño, mm	Peso Retenido, gr	Retenido, %	Pasa, %
3"	76.20			100.00
2½"	63.50			100.00
2"	50.80			100.00
1½"	38.10			100.00
1"	25.40			100.00
¾"	19.05	11.30	9.83	90.17
½"	12.70	12.20	10.61	79.57
⅜"	9.53	10.40	9.04	70.52
4	4.76	11.30	9.83	60.70
10	2.00	9.50	8.26	52.43
20	0.84	10.00	8.70	43.74
40	0.42	6.30	5.48	38.26
60	0.25			38.26
100	0.15	22.50	19.57	18.70
200	0.07	5.20	4.52	14.17
Fondo		16.30	14.17	

Suma	115.00	100.00
------	--------	--------



Observaciones: W= 19.8%

ANEXO C
REGISTRO FOTOGRÁFICO



**Localización del eje del puente
Sobre el caño FISTULA**

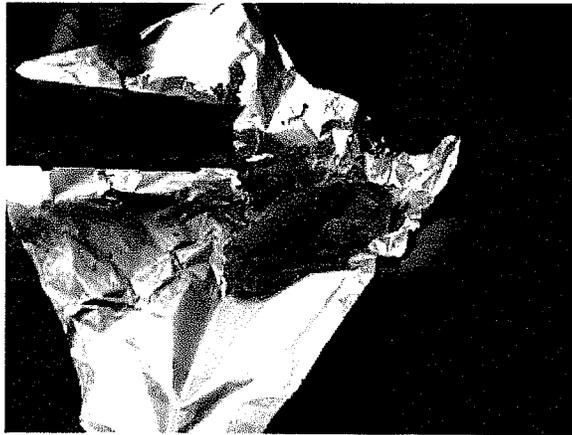
Adecuación del sitio de las perforaciones



Se presento bastante dificultad para el acceso al sitio de las perforaciones.

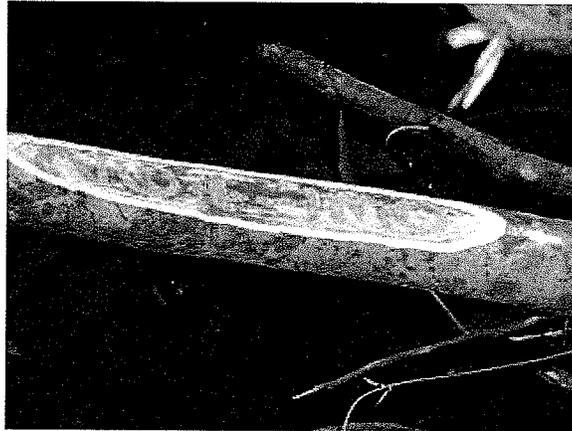


**Muestra de arena fina a media gris
carmelita a 10.00m de profundidad.**



**Ejecución del ensayo estándar de
penetración, para el avance a percusión y
lavado.**

**Referencia de la ubicación del sitio
del puente sobre el caño FISTULA.
K26+130**



**Personal empleado en la adecuación y
avance de las perforaciones.**