

ESTUDIO DE SUELOS

Proyecto Ejecutivo

Centro de Comando y Control
del Municipio de Medellín

Desarrollado por



Medellín

2019

ESTUDIO DE SUELOS

Proyecto Ejecutivo

Centro de Comando y Control
del Municipio de Medellín

Elaborado por



Disciplina	Diseñador	Matricula	Firma
Ingeniera geotecnista	Lina Sabogal Londoño	17202-152675 CLD	

Contenido

1. INTRODUCCIÓN	5
2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	6
2.1 Descripción	7
2.2 Objetivo.....	7
2.3 Metodología	8
3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.....	9
3.1 Marco geológico regional	9
3.1.1 Depósitos Aluviales (Qal).....	12
3.1.2 Flujo de escombros y/o lodos maduros (NQFII, QFIII, QFIV)	12
3.1.3 Metabasitas del Picacho (JKmbP)	12
3.2 Geología local y/o formaciones superficiales	13
4. INVESTIGACIÓN DE CAMPO	14
5. INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO.....	17
5.1. Estratigrafía general del sitio	18
5.2. Parámetros del suelo	21
5.3. Diseño sismo resistente.....	22
5.4. Nivel freático	23
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	24
6.1. Cimentaciones	24
6.1.1. Zapatas aisladas	24
6.1.2. Pilas pre-excavadas	26
6.2. Excavaciones.....	31
6.3. Muros y tabiques divisorios.....	32
6.4. Estructura de pisos	32
6.5. Empujes de tierra en muros de contención.....	33
6.6. Edificaciones vecinas.....	33
6.7. Recomendaciones generales de construcción	34
6.8. Recomendaciones	36
7. LIMITACIONES	37
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	38
ANEXO 1. REGISTROS DE PERFORACIÓN	39
ANEXO 2. DESCRIPCIÓN DE LAS MUESTRAS RECUPERADAS	40

ANEXO 3. MEMORIAS DE CÁLCULO	41
------------------------------------	----

Figura

Figura 1. Localización georreferenciada del área de estudio (Tomado de Google EarthTM, 2016)	6
Figura 2. Planta del primer nivel de la estructura proyectada	7
Figura 3. Localización de la zona de estudio sobre el Mapa Geológico de la Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá 2016	11
Figura 4. Ubicación de los sondeos sobre la planta del lote en estudio.....	15
Figura 5. Recuperación de muestras del depósito aluvial.....	17
Figura 6. Imagen de la base de fotográfica de Tecnisuelos, con el sistema propuesto	25
Figura 7. Excavación manual de pila	27
Figura 8. Relación entre el Z_c y $\emptyset$	28
Figura 9. Asentamientos esperados vs cargas ejercidas en la pila.....	30

Tabla

Tabla 1. Descripción general del perfil de suelo identificado en la exploración	14
Tabla 2. Relación del programa de exploración ejecutado	15
Tabla 3. Estimación de parámetros de resistencia	22
Tabla 4. Parámetros para el diseño sismo resistente	23
Tabla 5. Nivel freático en sondeos exploratorios	23
Tabla 6. Parámetros geotécnicos utilizados para el diseño de las pilas pre – excavadas.....	29
Tabla 7. Carga admisible para pilas individuales en toneladas.....	29
Tabla 8. Asentamientos esperados.....	30

1. INTRODUCCIÓN

Por solicitud del arquitecto Javier Hernández la firma **PICORP S.A. de C.V.**, **TECNISUELOS S.A.S** realizó el estudio de suelos para la construcción del Centro de Comando y Control, ubicada en la Calle 48 No. 60-71 del municipio de Medellín, departamento de Antioquia.

En este informe se presenta una descripción detallada de las investigaciones de campo y laboratorio necesarias para la determinación de las características físicas y mecánicas de los distintos tipos de suelos que conforman el sitio de interés, se presentan y discuten los resultados obtenidos y se dan las conclusiones y recomendaciones pertinentes al tipo de cimentación más adecuado.

2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La zona de estudio se encuentra en el costado este de la autopista regional, en la dirección Calle 48 # 60 – 71, del municipio de Medellín, departamento de Antioquia. (Ver Figura 1).

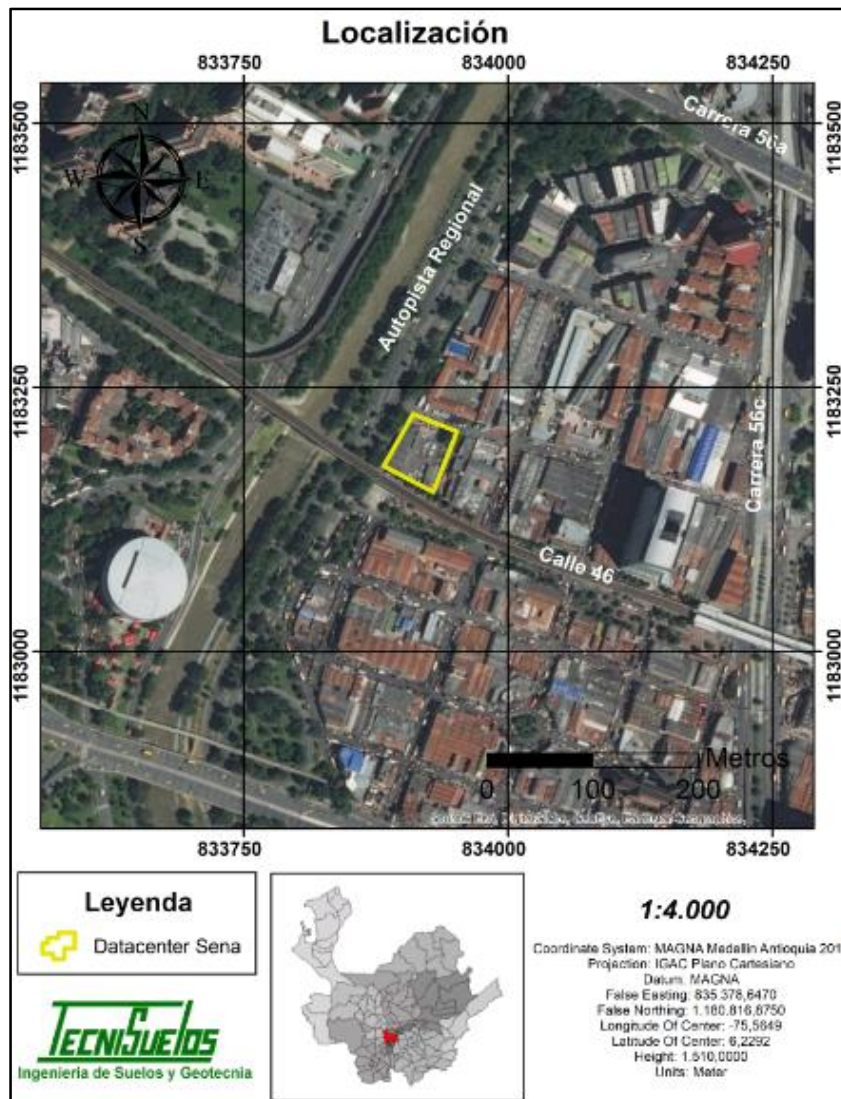


Figura 1. Localización georreferenciada del área de estudio (Tomado de Google EarthTM, 2016)

2.1 Descripción

El proyecto consiste en la construcción de una edificación, la cual está proyectada para cuatro niveles y cuya área del lote es de 3.839 m² aproximadamente, y se localiza en la Calle 48 # 60 – 71, del municipio de Medellín, departamento de Antioquia. En la Figura 2.

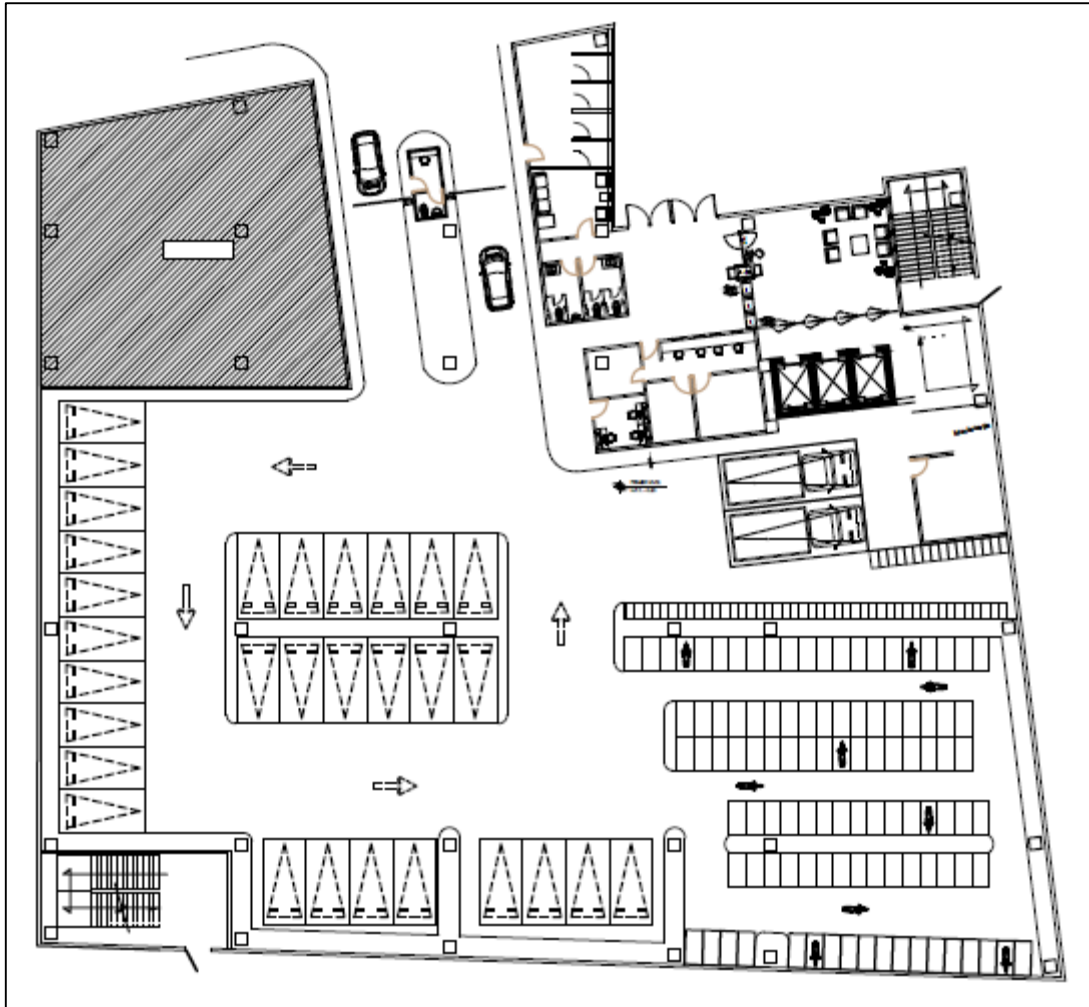


Figura 2. Planta del primer nivel de la estructura proyectada

2.2 Objetivo

Evaluar el tipo de cimentación más adecuada para la edificación proyectada, así como las recomendaciones para las obras de drenaje, estructuras de

contención, entre otras, que puedan ser necesarias como resultado de la construcción.

Una vez se tenga el proyecto definitivo y definidas las cargas de servicio transmitidas al subsuelo, se deberá suministrar dicha información a **TECNISUELOS S.A.S** para revisar que la solución de cimentación dada sea acorde al proyecto estructural y se deberá enviar copia del plano de cimentaciones a esta oficina para verificar que las conclusiones y recomendaciones fueron adecuadamente interpretadas por los proyectistas.

2.3 Metodología

La investigación se desarrolló de la siguiente manera:

- Visitas de campo y reconocimiento geológico – geotécnico de la zona.
- Exploración de campo mediante sondeos ejecutados con equipo mecánico de percusión y lavado, con muestreo y ensayo de SPT cada metro; y con equipo de rotación con corona de diamante en los sitios donde se requiriera.
- Descripción visual de las muestras recuperadas mediante la norma INVÍAS I.N.V. E – 102, para definir el perfil geotécnico del sitio de proyecto.
- Caracterización física de los materiales que conforman cada estrato identificado, mediante la realización de ensayos de laboratorio sobre las muestras más representativas (normas I.N.V. E – 122, 124, 125 y 127).
- Determinación de los parámetros geotécnicos de los materiales encontrados, mediante la realización de ensayos mecánicos sobre muestras inalteradas de suelo y roca; y correlación de los resultados del ensayo SPT (González G. Álvaro, 1999).
- Definición y recomendaciones para el tipo de cimentación más adecuado para las estructuras de contención de la zona, dependiendo

de los materiales encontrados y de las solicitudes de la estructura proyectada.

3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

Se describe a continuación la geología regional de la zona de estudio con base en la revisión bibliográfica, y la geología local a partir de las observaciones realizadas en campo; información complementada con la descripción de las muestras obtenidas de los sondeos de exploración.

3.1 Marco geológico regional

La zona de estudio se enmarca geológicamente en el Valle de Aburrá, localizado en medio de la Cordillera Central de Colombia en la parte norte de la Cordillera de los Andes; cordón montañoso que se asocia a la zona de subducción del norte de los Andes, la cual determina una compleja evolución geológica, representada por unidades litológicas de distinto origen, composición y edad; asociados a complejos sistemas tectónicos.

El valle de Aburrá es una depresión topográfica alargada, que en la zona del Municipio de Medellín presenta una dirección predominante Norte – Sur, cuyo principal rasgo tectónico asociado es el sistema de fallas Cauca – Romeral, con su expresión más oriental, denominada Falla de San Jerónimo, que representa una paleo-sutura entre las placas continental y oceánica.

Este marco tectónico según Rendón (1999) ha dado lugar a la conformación litológica del valle, en especial de las formaciones superficiales. Las rocas del basamento presentan una evolución compleja, comenzando por rocas de edad Paleozoico inferior hasta rocas de edad Cretácica, estas unidades están siendo intruidas por diversos cuerpos intrusivos. Los depósitos que cubren estas rocas de basamento han sido ampliamente estudiados y tienen un origen conocido, representados principalmente por depósitos de vertiente y depósitos de aluviales formados por el Río Medellín.

El registro estratigráfico del valle según González (1999) comienza en el Paleozoico inferior con dos franjas de Anfibolitas, una de las cuales es de edad Cretácica (Unidad de Anfibolitas del oriente del Valle de Aburrá) y se encuentra ligada a un posible Complejo Ofiolítico emplazado tectónicamente en el costado oriental del valle. Suprayaciendo este registro se encuentra la unidad denominada Complejo Cajamarca, conformado por grandes paquetes de esquistos actinolíticos y cloríticos de color verde intercalados con paquetes de esquistos cuarzo-sericíticos; estas unidades afloran especialmente en el costado occidental y sur oriental del Valle de Aburrá.

Estas unidades litológicas se encuentran intruidas por diferentes cuerpos plutónicos de composición intermedia como lo son: El Stock de Altavista, El Gabro de Romeral, El Batolito de Ovejas, El Batolito Antioqueño y el Stock de Belmira; crono-estratigráficamente se encuentran dos unidades volcánicas en el Valle de Aburrá: La Dunita de Medellín que hace parte de una secuencia Ofiolítica desmembrada remanente de la paleo-zona de sutura y que aflora en la ladera oriental del valle y algunos miembros del Complejo Quebradagrande que aflora en la parte sur occidental del mismo hacia el corregimiento de San Antonio de Prado. El registro estratigráfico culmina con las diversas unidades superficiales que cubren el valle como lo son los depósitos coluviales de la parte central y norte del valle y los grandes paquetes de depósitos aluviales formados por el Río Medellín en la parte sur del valle.

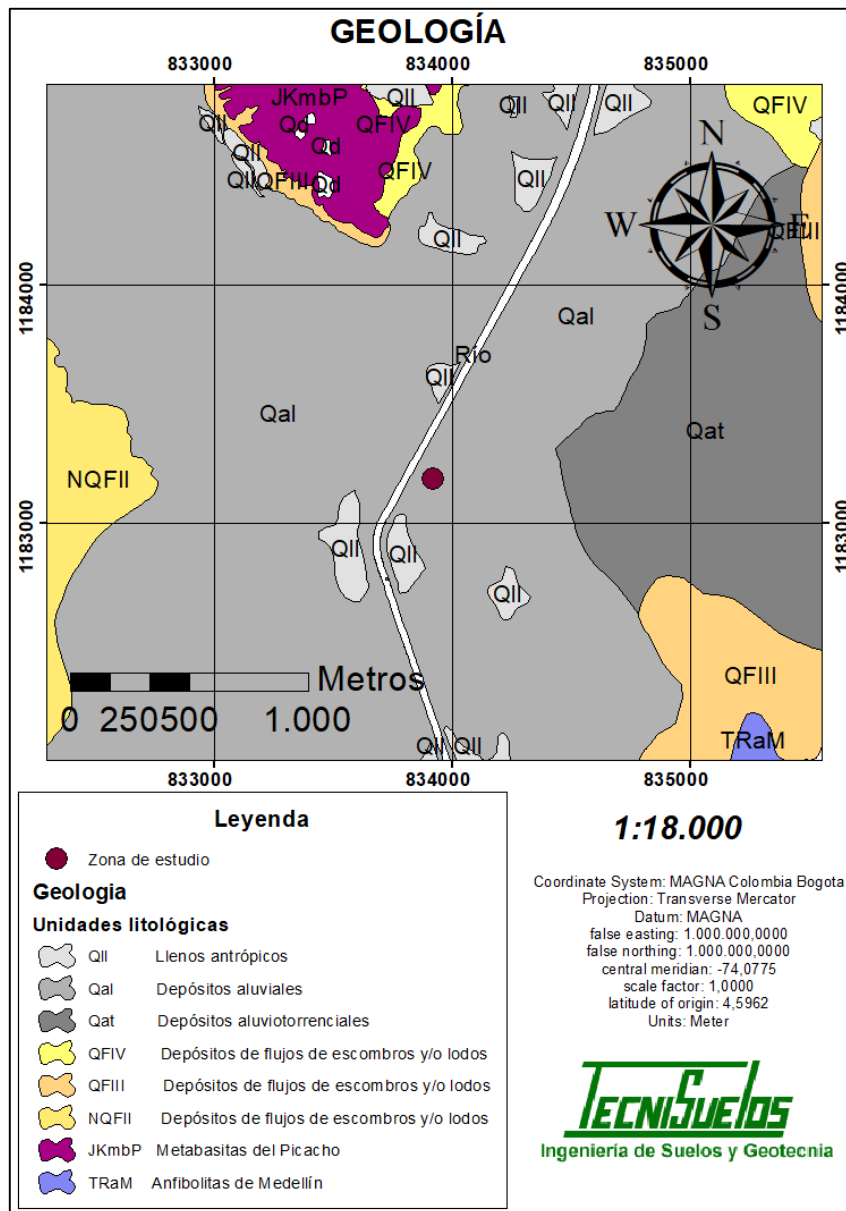


Figura 3. Localización de la zona de estudio sobre el Mapa Geológico de la Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá 2016

A continuación se describen las unidades geológicas que se pueden encontrar en la zona de estudio, tomadas textualmente del capítulo de Geología General del Área Urbana de Medellín, del documento *“Instrumentación y Microzonificación Sísmica del Área Urbana de Medellín, 1999”*.

3.1.1 Depósitos Aluviales (Qal)

Se presentan sobre los fondos de los valles del río Aburrá y sus afluentes principales, en las llanuras de inundación, como materiales de desborde; y en terrazas aluviales de diferentes niveles. Los depósitos asociados a estas zonas aluviales se caracterizan por presentar una ligera imbricación, selección moderada y alto grado de redondez de los bloques, que los diferencia de los depósitos aluviotorrenciales. Desarrollan geoformas de superficies suaves, prácticamente planas, dispuestos en franjas irregulares que siguen las principales corrientes que drenan el río Aburrá.

3.1.2 Flujo de escombros y/o lodos maduros (NQFII, QFIII, QFIV)

Estos depósitos están constituidos por bloques rocosos heterométricos cuya composición depende de la vertiente de la cual se haya desprendido, de forma que predominan las anfíbolitas y algo de dunitas para los del sector suroriental y con relación inversa para los del sector nororiental.

En cuanto a los del suroccidente, los bloques corresponden a las distintas facies del stock de Altavista, y los del noroccidente son prácticamente en su totalidad de anfíbolitas. Estos bloques poseen un grado de meteorización de moderado a alto, con sus bordes saprolitizados y el núcleo relativamente fresco. Además, los fragmentos más pequeños están alterados en su totalidad.

La matriz que los envuelve posee características que también varían según la vertiente, al igual que su proporción con respecto a los bloques; en general es un material arcillo limoso (CL) o limo arcilloso (ML) de colores claros como pardo, gris y amarillo que no presenta, en ocasiones, contactos tajantes con los bloques que envuelve.

3.1.3 Metabasitas del Picacho (JKmbP)

Estas rocas presentan una apariencia muy similar a la descrita para la anfíbolita en el sector de la quebrada La Espadera al oriente del valle y gabros

con orientación metamórfica en cercanías al cerro El Picacho (Restrepo 2008, en prensa). De hecho es una unidad litológica recientemente identificada en el Valle de Aburrá (Correa y Martens, 2000). Corresponde a metagabros con textura ígnea, gabros miloníticos y anfibolitas de varios tipos asociados a una secuencia de piso oceánico (ofiolita) que incluye las Dunitas de Medellín; dicha secuencia se emplazó sobre el continente y ha sufrido procesos de metamorfismo. Se trata de una unidad que ha sufrido dos eventos metamórficos, uno dinámico y otro regional, sin llegar a convertirse estrictamente en una anfibolita. Son frecuentes los cantos y bloques en los depósitos de vertiente de tipo flujos de escombros y sólo afloran en forma de ventanas erosivas de extensión variable. Estas rocas son de color gris moteado de blanco, con variaciones texturales, desde bandeada con alternancia de franjas claras y orientación de los minerales máficos. Generalmente, tanto las anfibolitas como el metagabro que lo conforman, se encuentran como suelo residual sin conservar estructura alguna de la roca original y como saprolito muy meteorizado. En pocas ocasiones se logra observar la roca en estado fresco. El suelo residual desarrollado por esta unidad de roca es de color variable sobresaliendo el gris claro, ligeramente moteado de blanco, el amarillo y el amarillo rojizo, con una granulometría limo arcillosa.

3.2 Geología local y/o formaciones superficiales

De acuerdo a las perforaciones realizadas en campo, se ha identificado un lleno heterogéneo el cual subyace un depósito aluvial grueso, como se observa en la Tabla 1.

Tabla 1. Descripción general del perfil de suelo identificado en la exploración

	
<i>Depósito aluvial grueso</i> Fragmentos de roca de diferentes litologías con meteorización heterogénea, con longitudes entre 2 -15 cm. En una matriz arenosa color café Porcentajes de recuperación: 29 – 68%	

4. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Para la correcta caracterización de los materiales que conforman el área de estudio, se realizaron cuatro (4) perforaciones con taladro mecánico por los sistemas de rotación con corona diamantada para el avance en suelo con profundidades de hasta 15.00 metros, de los cuales se obtuvieron muestras alteradas tomadas con barrena, para realizar una correcta descripción de los materiales explorados. En total se realizaron 60.00 metros lineales de perforación, para la caracterización del material en profundidad.

Todas las muestras de suelo recuperadas durante la ejecución de los sondeos en la etapa de exploración de campo, fueron debidamente empacadas y referenciadas para ser trasladadas al laboratorio de suelos de **TECNISUELOS S.A.S**, en Medellín, donde se sometieron a los ensayos correspondientes.

Las muestras tomadas permanecerán en el laboratorio de **TECNISUELOS S.A.S** durante un mes a partir de la fecha de entrega del informe; si durante este tiempo no se recibe ninguna instrucción sobre el uso que a las muestras

deba dárseles, Tecnisuelos dispondrá de ellas de la manera que considere más conveniente.

En la Tabla 2 se relacionan los sondeos ejecutados, con la profundidad de exploración y sus coordenadas.

Tabla 2. Relación del programa de exploración ejecutado

Sondeo	Profundidad	Coordenadas	
	(m)	X	Y
P1	15,00	833.938	1'183.187
P2	15,00	833.918	1'183.200
P3	15,00	833.909	1'183.171
P4	15,00	833.921	1'183.187

En la Figura 4 se presenta la ubicación de los sondeos realizados en el lote estudiado.

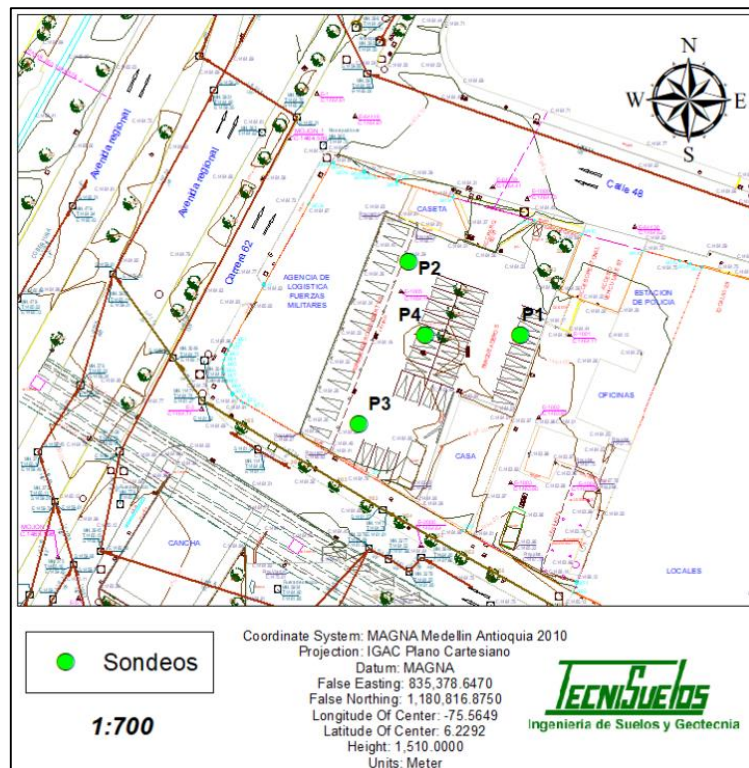


Figura 4. Ubicación de los sondeos sobre la planta del lote en estudio

En el Anexo 1 se pueden revisar los registros de perforación donde se presentan las columnas estratigráficas correspondientes a cada perforación realizada, con la descripción de cada uno de los estratos encontrados, la localización de las muestras tomadas, la posición del nivel freático en los sitios donde éste se encontró y un resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio ejecutados.

5. INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

Con el fin de realizar los ensayos necesarios para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo investigado, las muestras recuperadas fueron llevadas al laboratorio de suelos de **TECNISUELOS S.A.S**, en Medellín, en donde se efectuó la descripción de las muestras desde el punto de vista geológico y de propiedades índices tales como forma, color, humedad y consistencia del material, mediante un examen visual con base en la norma I.N.V. E – 102.

En el Anexo 2 del presente informe se presenta una descripción detallada de cada una de las muestras encontradas en todas las perforaciones, así como un registro fotográfico de las mismas.

Debido a las características grueso granulares (Aluvión de gravas y cantos de roca) de los materiales explorados y al procedimiento empleado para la recuperación de muestras de suelo (Rotación con broca de diamante diámetro NQ), no fue posible ejecutar ensayos de caracterización y de propiedades índices o mecánicas sobre estas. Ver foto adjunta en la figura 5.



Figura 5. Recuperación de muestras del depósito aluvial

5.1. Estratigrafía general del sitio

Estrato No. 1. Llenos de Origen Antrópico

Con profundidades y espesores variables desde la superficie y hasta profundidades que varían hasta 1.3 metros de profundidad, se encontró un horizonte de materiales heterogéneos, conformados por suelos de textura limo arcillosa de color café amarillento y rojizo, de consistencia media a firme, que eventualmente presenta materia orgánica y escombros de construcción, son suelos que de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de suelos (U.S.C.S), se ubican en el grupo **MH**, **ML** y **SM**, es decir, limos de alta compresibilidad, limos de baja compresibilidad y arenas limosas que corresponden a suelos de baja permeabilidad, con plasticidad media y contenido de humedad bajo. Se observan fragmentos de rocas meteorizadas milimétricos a centimétricos, en algunos se reconocen cristales de la roca.

Estrato No 2. Depósito Aluvial

Lo subyace hasta las profundidades exploradas un estrato de gravas areno limosas y areno arcillosas color café grisáceo a gris verdoso con zonas cafés, con lentes de arena de color gris verdoso y grava limosa de color café oscuro; suelos que dentro del sistema unificado (USCS) se ubican en el grupo **SM** y **GM**, que los define como materiales que plasticidad baja o carencia de ella, poca cohesión entre los granos o carencia absoluta de ella, alto grado de permeabilidad y características de compactación buenas.

Uno de los parámetros más significativos es la permeabilidad de los suelos ubicados en la zona. De acuerdo con lo observado durante la ejecución de las perforaciones, los suelos más representativos encontrados corresponden a depósitos aluviales conformados por materiales grueso granulares; gravas y arenas, con pequeños contenidos de limos y arcillas, estos suelos presentan permeabilidades muy altas, lo que significa que son suelos con alta conductividad hidráulica que generarán muchas dificultades constructivas, en aquellas zonas donde sea necesario excavar por debajo del nivel freático.

La permeabilidad medida en las perforaciones mediante la ejecución de ensayos del tipo Lefranc, de acuerdo con la recuperación de la lámina de agua controlada por el nivel freático arroja valores en el horizonte de grava varían entre 1×10^{-2} y >1 cm/s, que corresponde a una permeabilidad alta si se tiene en cuenta la gran área de terreno que puede quedar expuesta durante la ejecución de las excavaciones. No fue posible determinar con las perforaciones la existencia de un macizo rocoso impermeable, por lo tanto se deberán tomar medidas especiales durante la ejecución de las excavaciones.

El suelo y las rocas constituyen el medio poroso por el que circula el agua subterránea bajo la acción de diversas fuerzas. Este medio poroso, está formado por un agregado de partículas minerales, dejando huecos, poros o intersticios entre ellas, los cuales pueden estar llenos de agua, gases, o partículas orgánicas y minerales de menor tamaño.

La granulometría se emplea para materiales sueltos (incoherentes) y establece la distribución por tamaños de grano en la muestra. La representación más utilizada es la curva granulométrica acumulativa. Hazen define ciertos parámetros que permiten comparar unas curvas con otras con otras.¹

En la práctica no es frecuente encontrar uniformidad en los granos. Por tamizado y sedimentación se establece la granulometría del material en cuestión, aunque la determinación de la porosidad a partir de la granulometría es muy difícil de establecer si se considera que alguno de los factores determinantes de la porosidad (empaquetamiento, por ejemplo) no queda reflejados en una granulometría, lo que hace que los valores hallados a través de ensayos de este tipo deban tomarse con mucha reserva.

¹ Hidráulica de los macizos rocosos

Además, hay que indicar que en materiales sueltos, como un macizo de arenas por ejemplo, la porosidad depende del grado de compactación de los granos, de su forma y distribución por tamaño. Los granos pequeños pueden introducirse en los huecos existentes entre los granos de mayor diámetro, actuando de matriz, de forma que un medio heterométrico (granos de tamaños variados) suele tener una porosidad menor que otro en el que los granos estén bien clasificados (tamaños uniformes).

Evidentemente, lo que se acaba de decir no es aplicable a rocas que presentan permeabilidad por disolución o fracturación, como es el caso, por ejemplo, de las rocas calcáreas, de los materiales salinos (halita, yeso, anhidrita), de los granitos fisurados, etc., pues en materiales consolidados la porosidad depende del grado de cementación y del estado de disolución y de fracturación de la roca.

En el caso de que la porosidad dependa del tamaño y distribución de los granos de la roca, se la conoce como porosidad primaria, y secundaria cuando es producida por fenómenos tales como la disolución del cemento o matriz, disolución a gran escala de poros y fisuras en rocas solubles o controladas estructuralmente por la fracturación, como es el caso más frecuente de rocas como calizas, granitos, gneises, etc. Algunos tipos de rocas como las calizas y las areniscas pueden presentar ambos tipos de porosidad, primaria y secundaria.

La porosidad es una medida de la capacidad acuífera de un medio y, como se puede esperar, juega un importante papel en la aptitud del mismo a efectos de la transmisión del agua.

Esta aptitud se expresa por la conductibilidad hidráulica (k). La relación entre la porosidad y la conductibilidad hidráulica no es simple, ya que, además de la porosidad, intervienen otros factores que también la afectan. Por ejemplo las arenas tienen una porosidad menor que las arcillas, que están constituidas por

partículas laminares de gran superficie específica lo que origina fuerzas moleculares entre el agua y las partículas, que “atrapan” el agua y no la dejan circular libremente por el macizo rocoso. A pesar de su menor porosidad, los materiales arenosos tienen una buena conductibilidad hidráulica y constituyen buenos acuíferos.

Tipo de suelo	k (cm/s)
Grava mal graduada (GP)	≥ 1
Grava uniforme (GP)	0,2-1
Grava bien graduada (GW)	0,05-0,3
Arena uniforme (SP)	5×10^{-3} -0,2
Arena bien graduada (SW)	10^{-3} -0,1
Arena limosa (SM)	10^{-3} - 5×10^{-3}
Arena arcillosa (SC)	10^{-4} - 10^{-3}
Limo de baja plasticidad (ML)	5×10^{-5} - 10^{-4}
Arcillas de baja plasticidad (CL)	10^{-5} - 10^{-8}

Permeabilidad (m/día)	10^4	10^3	10^2	10^1	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
Tipo de terreno	Grava limpia		Arena limpia; mezcla de grava y arena		Arena fina; arena arcillosa; mezcla de arena, limo y arcilla; arcillas estratificadas				Arcillas no meteorizadas		
Calificación	Buenos acuíferos					Acuíferos pobres				Impermeables	
Capacidad de drenaje	Drenan bien						Drenan mal		No drenan		

Rango de valores de coeficiente de permeabilidad en suelos (González et al., 2002)

5.2. Parámetros del suelo

A continuación se presentan valores estimativos para diferentes tipos de suelos a partir del tamaño de los granos que lo componen y su consistencia, según el Manual de Carreteras de Luis Bañón y José Beviá, en donde se seleccionan los siguientes valores de los parámetros de resistencia de los materiales:

- Peso Unitario Húmedo: 1.90 Ton/m³
- Ángulo de fricción: 33 °
- Cohesión: 0 Ton/m²

Estos valores han sido adoptados a partir, de los valores de referencia utilizados en el documento Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá 2016, los cuales son consecuentes con los valores obtenidos en dicha investigación para los depósitos aluviales del Río Medellín.

Tabla 3. Estimación de parámetros de resistencia

Características físicas típicas de diversos suelos			
TIPO DE SUELO	γ (T/m ³)	ϕ (grados)	c (T/m ²)
Bloques y bolos sueltos	1.70	35-40°	-
Grava	1.70	37.5°	
Grava arenosa	1.90	35°	
Arena compacta	1.90	32.5-35°	-
Arena semicompacta	1.80	30-32.5°	
Arena suelta	1.70	27.5-30°	
Limo firme	2.00	27.5°	1-5
Limo	1.90	25°	1-5
Limo blando	1.80	22.5°	1-2.5
Marga arenosa rígida	2.20	30°	20-70
Arcilla arenosa firme	1.90	25°	10-20
Arcilla media	1.80	20°	5-10
Arcilla blanda	1.70	17.5	2-5
Fango blando arcilloso	1.40	15°	1-2
Suelos orgánicos (turba)	1.10	10-15°	-

5.3. Diseño sismo resistente

De acuerdo con las clasificaciones que establece el Código Colombiano para Construcción de Edificaciones Sismo Resistentes NSR – 10, el suelo en la zona del proyecto se puede definir de la siguiente manera:

Tabla 4. Parámetros para el diseño sismo resistente

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE	
Municipio	Medellín
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Aa (aceleración horizontal pico efectiva)	0,15
Av (velocidad horizontal pico efectiva)	0,20
Tipo de Perfil de suelo	C
Fa (Factor de amplificación para periodos cortos)	1,2
Fv (Factor de amplificación para periodos intermedios)	1,6

5.4. Nivel freático

El nivel freático fue detectado en todos los sondeos ejecutados, hasta la profundidad explorada.

Tabla 5. Nivel freático en sondeos exploratorios

Sondeo	Profundidad	Nivel Freático
	(m)	(m)
P1	15,00	3,40
P2	15,00	3,60
P3	15,00	3,80
P4	15,00	3,50

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe se basan en los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio que se describen en los capítulos pertinentes, en la magnitud de las obras proyectadas y en la experiencia de los profesionales que participaron en los estudios.

6.1. Cimentaciones

Para el diseño de las fundaciones se analizaron dos alternativas para cimentar el Centro de Comando y Control:

- Mediante zapatas aisladas desplantadas a 2.50 metros de profundidad.
- Mediante pilas pre- excavadas de 4.50 metros de profundidad.

6.1.1. Zapatas aisladas

De acuerdo con el resultado de las investigaciones realizadas en el lote, se considera que una cimentación adecuada corresponde a la construcción de zapatas aisladas, diseñadas para transmitir al suelo las presiones de contacto que no superen las 40 ton por metro cuadrado, pero se recomienda utilizar 30.0 toneladas por metro cuadrado, desplantadas a 2.50 metros de profundidad con respecto al nivel actual del terreno. Apoyadas sobre el material denominado **Depósito Aluvial Grueso** que se encontró a partir del primer metro.

Las zapatas para el caso de la columna con una carga de servicio de 300 ton requieren un área de contacto de $A = 300 \text{ ton} / 30 \text{ ton/m}^2 = 10 \text{ m}^2$ que equivale a una zapata cuadrada de 3.15 m de lado aproximadamente.

Los pedestales de las columnas se unirán mediante la construcción de vigas de amarre en concreto reforzado inmediatamente por debajo del nivel de pisos acabados en el edificio, que se diseñaran como vigas aéreas, es decir sin

considerar el soporte que les pueda proporcionar el suelo de apoyo tal como se muestra en la fotografía de la Figura 6.



Figura 6. Imagen de la base de fotografía de Tecnisuelos, con el sistema propuesto

Settlement and rotation of foundation - input data

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Analysis carried out with accounting for coefficient κ_1 (influence of foundation depth).

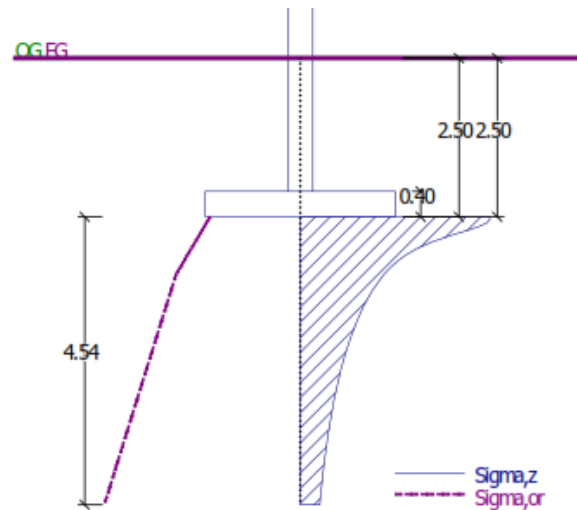
Stress at the footing bottom considered from the finished grade.

Computed weight of spread footing $G = 84.83$ kN

Computed weight of overburden $Z = 437.37$ kN

Layer No.	Origin [m]	End [m]	Thickness [m]	Edef [MPa]	σ_{or} [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Settlement [mm]
1	2.5	2.55	0.05	25	45.97	95.71	0.14
2	2.55	2.6	0.05	25	46.92	94.72	0.14
3	2.6	2.65	0.05	25	47.88	92.15	0.14
4	2.65	2.7	0.05	25	48.82	88.05	0.13
5	2.7	2.75	0.05	25	49.77	83.09	0.12
6	2.75	2.8	0.05	25	50.72	77.9	0.12
7	2.8	2.9	0.1	25	52.15	70.77	0.21
8	2.9	3	0.1	25	54.05	62.62	0.19
9	3	3.1	0.1	25	55.95	56.23	0.17
10	3.1	3.2	0.1	25	57.85	51.23	0.15
11	3.2	3.3	0.1	25	59.75	47.22	0.14
12	3.3	3.4	0.1	25	61.65	43.92	0.13
13	3.4	3.65	0.25	25	63.85	39.49	0.29
14	3.65	3.9	0.25	25	66.35	34.33	0.26
15	3.9	4.15	0.25	25	68.85	30.29	0.23
16	4.15	4.4	0.25	25	71.35	26.95	0.2
17	4.4	4.65	0.25	25	73.85	24.13	0.18
18	4.65	4.9	0.25	25	76.35	21.71	0.16
19	4.9	5.4	0.5	25	80.1	18.77	0.28
20	5.4	5.9	0.5	25	85.1	15.55	0.23
21	5.9	6.12	0.22	25	88.7	13.68	0.09
22	6.12	6.4	0.28	25	91.2	12.6	0.1
23	6.4	6.52	0.12	25	93.2	11.78	0.04
24	6.52	6.9	0.38	25	95.7	10.93	0.12
25	6.9	7.04	0.14	25	98.28	10.08	0.01

Settlement of mid point of edge x - 1 = 3.4 mm
 Settlement of mid point of edge x - 2 = 3.4 mm
 Settlement of mid point of edge y - 1 = 3.7 mm
 Settlement of mid point of edge y - 2 = 3.2 mm
 Settlement of foundation center point = 5.7 mm
 Settlement of characteristic point = 4.0 mm
 (1-max.compressed edge; 2-min.compressed edge)



6.1.2. Pilas pre-excavadas

Tomando como referencia el alcance del proyecto, la exploración de campo y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, se considera que una cimentación adecuada corresponde a la construcción de pilas pre-excavadas y vaciadas en el sitio. Las pilas se apoyarán dentro del estrato descrito como depósito aluvial grueso, que se detectó en toda la profundidad de exploración y se diseñarán para las presiones de contacto por efecto de punta con capacidad admisible de hasta 300 ton/m² a una profundidad mínima de 4.50 metros, y se recomienda usar una de 114 ton/m² basados en la heterogeneidad del depósito aluvial.

En los registros de exploración del subsuelo los porcentajes de recuperación obtenidos en los sondeos varían entre el 20% y el 70%, con una media del 45%, que nos indica que la composición del depósito es de 45% gravas y

cantos rodados y 55% entre arenas y materiales finos. Los cuales no están uniformemente distribuidos sino que varían en toda la profundidad explorada.

Las cargas del edificio evaluadas a partir de la información enviada por el contratante, se obtienen cargas verticales de servicio del orden de 300 ton. Con la capacidad de soporte recomendada se tendría que para una columna con una carga de 300 ton se requiere un área de contacto en la base de la pila de $A = 300 \text{ ton} / 110 (\text{ton/m}^2) = 2.72 \text{ m}^2$, que equivalen a un área circular con un diámetro de 1.86 m. En este caso la pila tendrá 1.3 m de diámetro en el fuste que se sería el área mínima requerida para la excavación manual, con una campana o pata de elefante en la base de 1.86 m, es decir, para garantizar la carga más desfavorable se requiere ampliar el diámetro de la pila en la base en algo menos que 30 cm. El modo de construcción se ilustra en la Figura 7.

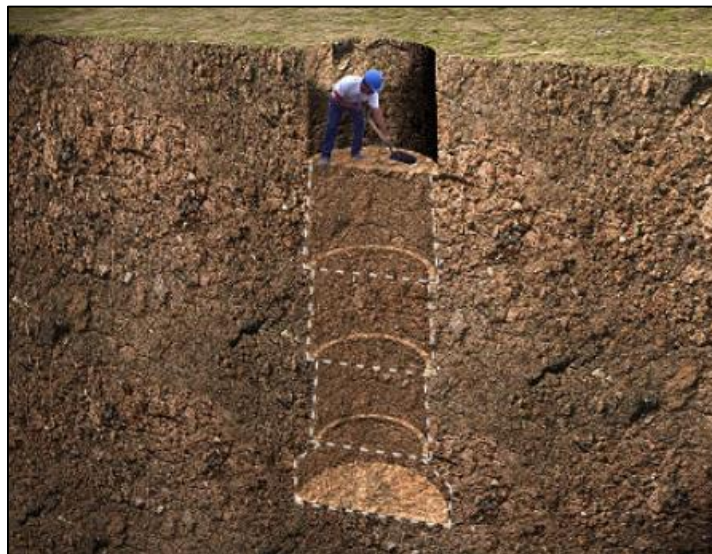


Figura 7. Excavación manual de pila

Con el fin de minimizar la superposición de efectos en el suelo, las pilas se deben separar entre sí, al menos una distancia equivalente a 3 diámetros entre ejes de pilas adyacentes. Las “cabezas” de las pilas deben unirse entre sí mediante la construcción de vigas reforzadas de amarre para conformar una retícula cerrada, con el fin de garantizar un adecuado arriostramiento de la

estructura y deberán ser diseñadas como elementos aéreos, es decir, sin tener en cuenta el soporte que les pueda proporcionar el suelo de apoyo.

1. Para calcular la carga admisible P_{adm} para el pilote, se consideró la resistencia del pilote por punta P_{bu} y se desechó la resistencia por fricción P_{su}
2. Se consideró una profundidad crítica $Z_c = 6.0m$, a partir de la cual el esfuerzo vertical permanece constante. Este valor se obtuvo de la correlación propuesta por Poulos & Davis (1980), la cual se muestra en la Figura 7.
3. Para determinar la carga admisible en el pilote P_{adm} , se utilizó un Factor de Seguridad = 1.5 para la resistencia por fuste o por fricción, y un Factor de Seguridad = 3.0 para la resistencia por punta.
4. Los parámetros geotécnicos se obtuvieron a partir de las correlaciones anunciadas, con el ángulo de fricción interna, desde 1.5 m y hasta la profundidad de 15.5m, correspondiente al Estrato Nro 2, identificado como depósito. Para el depósito aluvial.

En la tabla Nro. 6, se relacionan los parámetros utilizados para el diseño de las pilas pre – excavadas.

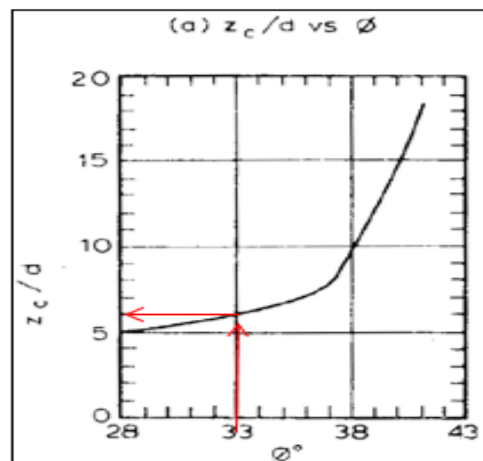


Figura 8. Relación entre el Z_c y ϕ

Tabla 6. Parámetros geotécnicos utilizados para el diseño de las pilas pre – excavadas

Unidad Geotécnica	Profundidad (m)	Ángulo de fricción interno (ϕ)	γh (ton/m³)
Depósito aluvial	1.5 -15.0	33° (SPT)	1.70

Las pilas serán diseñadas para los diámetros 1.0, 1.3 y 1.5m, desplantadas a una profundidad máxima de 5.0 m sobre el depósito aluvial, respecto al nivel actual del terreno, con base a la profundidad explorada. En la Tabla No 7 se presentan las cargas de servicio que se transmitirán por efecto de fricción y de punta, según el diámetro de la pila y la profundidad de desplante.

Tabla 7. Carga admisible para pilas individuales en toneladas

Diámetro / Profundidad	1.0m	1.3m	1.5m	1.8 m	2.0 m
4.5 m	85.8	143	194	250.	345

Bajo cada fundación se colocarán tantas pilas como sea necesario de acuerdo con los requerimientos de carga vertical. Con el fin de minimizar la superposición de efectos las pilas se deben separar entre sí, al menos una distancia equivalente a tres diámetros entre ejes de pilas adyacentes. También se puede considerar un ensanchamiento de la base de apoyo de la pila (campana) para incrementar el área de contacto y así aumentar la capacidad de carga.

Las cabezas de las pilas se unirán entre sí mediante la construcción de un cabezote o encepado y estos cabezotes a su vez se unirán entre sí mediante la construcción de vigas reforzadas de amarre.

Para el diseño de las pilas a carga horizontal se debe tener en cuenta un coeficiente de reacción lateral del subsuelo (K_s) variable linealmente desde 0 en la cabeza de la pila, hasta 18.000 ton/m²/m en el "pie" de la misma.

La curva representa los asentamientos esperados para distintos niveles de carga para una pila de 1.30 m de diámetro y 4.50 m de profundidad.

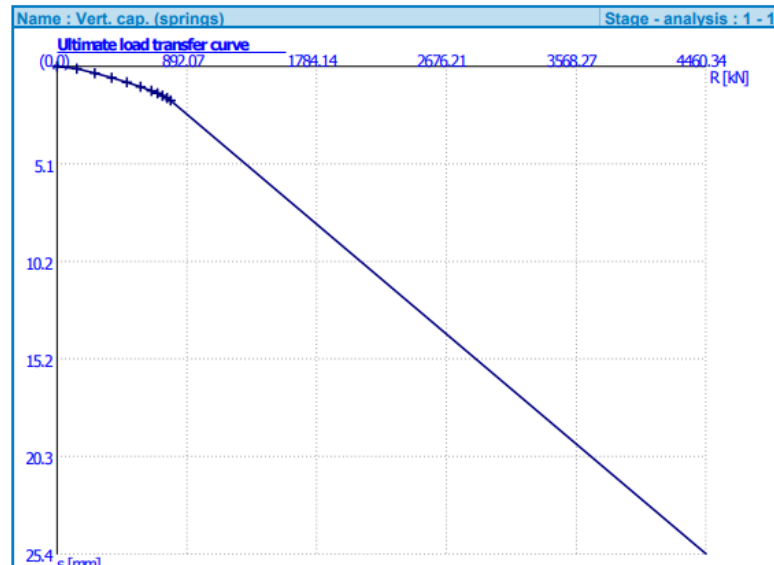


Figura 9. Asentamientos esperados vs cargas ejercidas en la pila

Tabla 8. Asentamientos esperados.

Curva de transferencia de cargas		
No.	Load [kN]	Settlement [mm]
1	0.00	0.0
2	135.26	0.2
3	259.46	0.5
4	375.30	0.8
5	480.17	1.2
6	574.70	1.5
7	649.53	1.8
8	690.77	2.0
9	725.53	2.2
10	755.48	2.4
11	780.66	2.5
12	3280.27	25.4

6.2. Excavaciones

Excavación de las pilas: Las excavaciones de las pilas de cimentación se deben realizar con maquinaria especializada para este fin. Se realizarán con entibado metálico recuperable, con el fin garantizar la interacción del concreto fresco con las paredes de la excavación y así permitir que se desarrolle la fricción a lo largo del fuste que es un parámetro considerado en el cálculo de la capacidad portante. De esta manera se evitan los bombeos indiscriminados que puedan causar efectos negativos como asentamientos en las edificaciones o “fallas de fondo” durante la excavación de las mismas.

Las excavaciones deben permanecer expuestas a la intemperie el menor tiempo posible, evitando filtraciones de aguas lluvias o desecaciones que sean perjudiciales para el suelo de soporte de las estructuras.

Los bombeos deben realizarse bajo inspección permanente para evitar que se produzca arrastre de finos que ocasionen cárcavas o derrumbes dentro de las excavaciones de las pilas, y asentamiento en la masa de suelo adyacente al bombeo por efecto de la consolidación de las masas de suelo.

Excavación de las Zapatas: Para las zapatas aisladas de 2.50 metros de profundidad propuestas para la cimentación de la estructura de ser necesario en el momento de la construcción se recomienda ejecutar un sistema de contención mediante un entibado de madera.



Según la envolvente de presión de Peck (1969), para el material que se encuentra en la zona de estudio, la presión lateral del suelo para el corte que se proyecta en el terreno es la siguiente:

- Coeficiente de empuje activo (K_a): 0.33
- Peso unitario del suelo (kN/m^3): 19.0
- Profundidad de excavación (m): 2.50
- Presión lateral del suelo (kN/m^2): 10.19

6.3. Muros y tabiques divisorios

Los muros y tabiques divisorios que no cumplan ninguna función estructural se deben apoyar de acuerdo con el tipo de cimentación adoptado, sobre una viga en concreto simple dimensionada para transmitir al subsuelo presiones de contacto que no superen las 5 toneladas por metro cuadrado.

6.4. Estructura de pisos

Los pisos se conformarán mediante la construcción de una losa de concreto (losa de contrapiso) de 10 centímetros de espesor, apoyada sobre una capa de material del tipo súb-base granular de 20 cm de espesor, que se colocará debidamente compactada.

- ✓ Súb-base Granular: 20 cm
- ✓ Losa de piso: 10 cm
- ✓ Acabados finales

Por ningún motivo, los muros, muros divisorios, vigas de amarre, ni la estructura de piso se apoyaran sobre materiales inadecuados como llenos, capa vegetal, lodos, escombros o basuras, estos materiales deben ser retirados durante la etapa de descapote y movimiento de tierras y reemplazarse por materiales del tipo “súbase granular” en un espesor de por lo menos 0.50 metros y se colocarán compactados en capas no mayores de

20 cm, hasta alcanzar densidades secas equivalentes al 95% de la densidad seca máxima obtenida en el ensayo de Próctor Modificado.

6.5. Empujes de tierra en muros de contención

Los muros de contención que se necesiten construir se podrán diseñar del tipo cortina, y con los siguientes parámetros para el cálculo de los empujes laterales de tierras.

- Coeficiente de empuje activo (K_a): 0.33
- Coeficiente de empuje pasivo (K_p): 3.00
- Coeficiente de empuje en reposo (K_o): 0.50
- Densidad del lleno al respaldo de los muros: 1.8 Ton/m³
- Coeficiente de fricción suelo – Concreto: 0.45

Al respaldo de los muros de contención en toda la altura del contacto suelo muro se deben colocar un filtro en material granular y envuelto en tela geotextil del tipo no tejido, con tubería perforada flexible, con el fin de disipar las sobrepresiones que se puedan generar por efecto de las aguas freáticas y de infiltración.

En las zonas donde se construyan recintos para la protección de las edificaciones vecinas, no se requiere la construcción de filtros al respaldo de los muros de contención, pero se colocará finalmente un muro de limpieza. Entre el recinto y el muro de limpieza se construirá una cañuela para desalojar las aguas de infiltración.

6.6. Edificaciones vecinas

Las edificaciones vecinas se pueden ver afectadas durante la construcción por diversas causas asociadas a los procesos de construcción, por lo tanto se recomienda levantar un acta de vecindades, documentada con fotos y videos

con el fin de evitar que se adjudiquen a la nueva construcción daños existentes no ocasionados por las obras en construcción.

Durante la ejecución de los recintes para la protección de las edificaciones se debe llevar un estricto control e inspección con el fin de detectar grietas o asentamientos que puedan afectar las edificaciones vecinas.

6.7. Recomendaciones generales de construcción

Las siguientes son unas recomendaciones de carácter general que se deben tener en cuenta durante la construcción del proyecto.

Si el suelo especificado para soportar las fundaciones no se encuentra a la profundidad indicada, la excavación debe continuar hasta encontrarlo. A las pilas de cimentación, se les incrementará la longitud, por lo que se recomienda figurar el acero de las pilas en obra.

Si se tienen dudas sobre la identificación de los suelos propuestos para servir de apoyo a la infraestructura se dará aviso oportuno a TECNISUELOS que enviará a uno de sus ingenieros para instruir al profesional residente en la obra sobre los parámetros necesarios para su reconocimiento.

En las excavaciones para las fundaciones, una vez se alcance el nivel adecuado para desplantar las cimentaciones se vaciará un solado en concreto pobre de espesor no menor a 10 centímetros con el fin de garantizar una superficie limpia y homogénea a las actividades de armado y vaciado de la infraestructura en el caso de que el vaciado de la pila no se pueda realizar el mismo día en el que se termine la excavación.

El fondo de la excavación de las pilas previo al vaciado se debe limpiar de lodos, terrones de tierra, materiales sueltos para evitar que se puedan producir asentamientos de la fundación perjudiciales a la estructura. Esta limpieza se debe realizar manualmente.

No es conveniente la excavación simultánea de dos pilas adyacentes, la excavación de una pila solo se iniciará hasta tanto la pila vecina se encuentre vaciada y fraguada.

Los llenos estructurales para el confinamiento de pedestales o sobre cimientos se conformarán con materiales adecuados (gravas arenosas o material es del tipo subbase), los cuales se colocarán debidamente compactados (hasta densidades secas equivalentes al 95% de la densidad seca máxima obtenida en el respectivo ensayo de Próctor Modificado) a fin de garantizar un adecuado confinamiento a los pedestales de las columnas.

Se recomienda que una copia del informe de suelos permanezca en la obra con el fin de agilizar las consultas del caso.

6.8. Recomendaciones

Las siguientes son unas recomendaciones de carácter general que se deben tener en cuenta durante la construcción del proyecto.

Si se tienen dudas sobre la identificación de los suelos propuestos para servir de apoyo a la infraestructura se dará aviso oportuno a **TECNISUELOS S.A.S**, que enviará a uno de sus ingenieros para instruir al profesional residente en la obra sobre los parámetros necesarios para su reconocimiento.

Las aguas lluvias serán captadas y conducidas adecuadamente por un sistema de canoas, bajantes y cunetas, que entreguen estas aguas de manera adecuada al sistema general de alcantarillado de aguas lluvias. No es conveniente dejar esta agua vertiendo libremente sobre el terreno.

7. LIMITACIONES

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente informe se basan en las investigaciones de campo y laboratorio que se describen en capítulos pertinentes y en la experiencia de los profesionales que participaron en los estudios.

Si durante las etapas de diseño y construcción se encuentran condiciones del subsuelo diferentes a las descritas como típicas en este informe se dará aviso oportuno a **TECNISUELOS S.A.S** para complementar la información y las conclusiones y recomendaciones.

Durante la ejecución del estudio no se investigó la localización ni el estado de las redes que pudieran existir en el lote.

Atentamente,

LUIS GUILLERMO HINCAPIÉ URIBE

Gerente

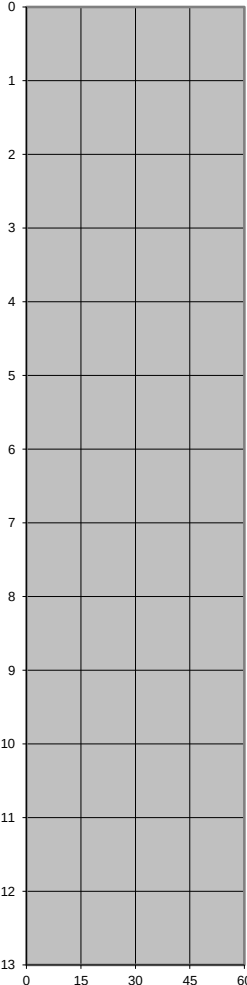
TECNISUELOS S.A.S

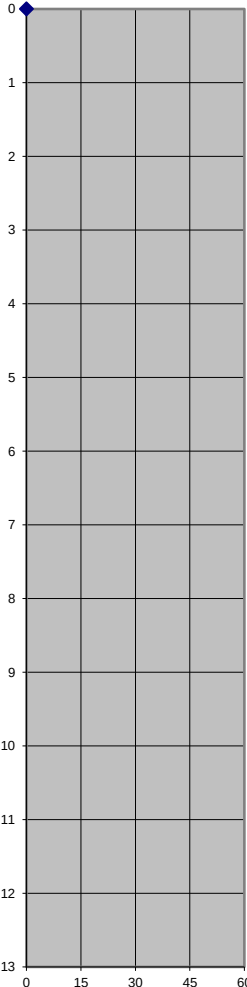
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- GONZÁLEZ, H., Mapa Geológico del Departamento de Antioquia-Geología, Recursos Minerales y Amenazas Potenciales, Escala 1:400.000, memorias explicativas, Archivo electrónico formato PDF, INGEOMINAS, 2001.
- GONZÁLEZ DEVALLEJO, Luis I. Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid, 2002. 744p.
- ÁLVARO J. GONZÁLEZ G. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. X Jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana. Universidad Nacional – Bogotá - Dic, 1999.
- Braja. D. M. (1999). “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”. Cuarta edición. California State University, Sacramento.
- Ministerio de Ambiente, V. y. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Bogotá D.C., Colombia, 2010.
- Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá. Consorcio Microzonificación Sísmica, 2008.

ANEXO 1. REGISTROS DE PERFORACIÓN

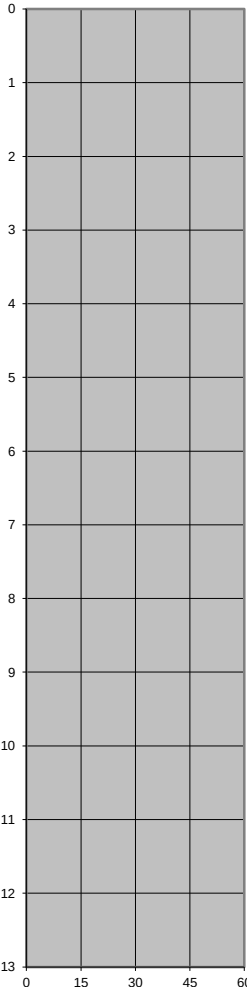
[illegible]

						SEGURITECH ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES, EN LA CIUDAD DE MEDELLIN, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA.		Perforación No: P-1		Ingeniero: K.Y.Q.O		GRÁFICO No.1 INFORME 104/2018											
								Localización: X:833938 Y:1183187															
								Fecha: 20 de Noviembre de 2018		Revisó: L.G.H													
								Equipo: Mecánico.		Operador: Gabriel Marin													
EXPLORACIÓN DE CAMPO						ENSAYOS DE LABORATORIO																	
Profundidad	Muestra	Muestreador	Golpes/30cm	SIMBOLO	Nivel Freático	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	Curva de Evolución ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (Profundidad vs. Número de golpes)	Humedad	Peso Unitario Húmedo	Compresión Simple	Límite Líquido	Índice Plástico	Clasificación U.S.C	Clasificación AASTHO	Índice de Consistencia	Índice de grupo	GRANULOMETRÍA						
m.	No							%	g/cm3	Kg/cm2	%	%	Grupo	Grupo	%		PORCENTAJE MAS FINO POR PESO						
																	1"	N.4	N.10	N.40	N.200		
13,00	7	Broca BQ	28%			FRAGMENTOS DE ROCA DE DIFERENTES LITOLÓGÍAS CON METEORIZCIÓN EN LAS FRACTURAS, CON LONGITUDES ENTRE 8 -10 CM. EN UNA MATRIZ ARCILLOSA COLOR GRIS.																	
14,00	8																						
15,00			27%																				
Fin de la Perforación 15m.																							

						SEGURITECH ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES, EN LA CIUDAD DE MEDELLIN, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA.		Perforación No:		GRÁFICO No.2 INFORME 104/2018														
								Localización:																
								X:833918 Y:1183200																
								Fecha:																
		27 de noviembre de 2018		Revisó: L.G.H		Operador:																		
		Equipo: Mecánico.		Gabriel Marin																				
EXPLORACIÓN DE CAMPO						ENSAYOS DE LABORATORIO																		
Profundidad	Muestra	Muestreador	Golpes/30cm	SIMBOLO	Nivel Freático	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	Curva de Evolución ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (Profundidad vs. Número de golpes)	Humedad	Peso Unitario Húmedo	Compresión Simple	Límite Líquido	Índice Plástico	Clasificación U.S.C	Clasificación AASTHO	Índice de Consistencia	Índice de grupo	GRANULOMETRÍA							
m.	No								%	g/cm3	Kg/cm2	%	%	Grupo	Grupo	%		PORCENTAJE MAS FINO POR PESO						
																		1"	N.4	N.10	N.40	N.200		
13,00	8	Broca BQ	28%			FRAGMENTOS DE ROCA DE DIFERENTES LITOLOGÍAS CON METEORIZACIÓN HETEROGÉNEA, CON LONGITUDES ENTRE 1 -30 CM. EN UNA MATRIZ ARENOSA COLOR CAFÉ																		
14,00	9		27%																					
15,00																								
Fin de la Perforación 15m.																								

SEGURITECH

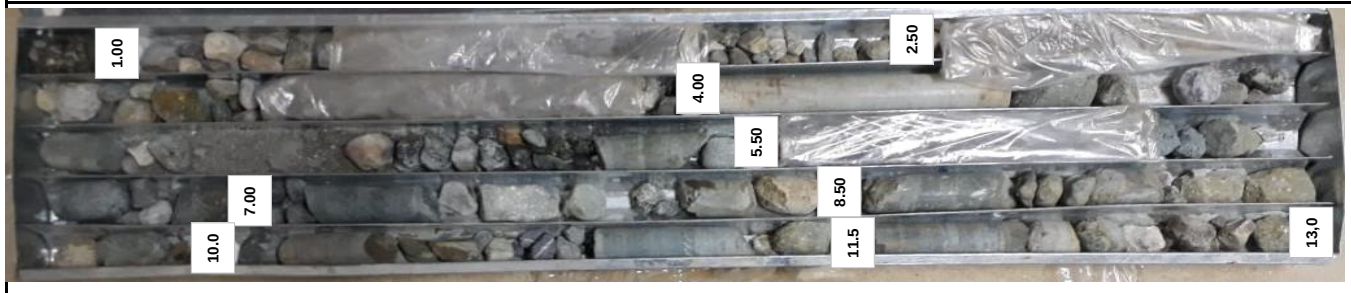
SEGURITECH

						SEGURITECH ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES, EN LA CIUDAD DE MEDELLIN, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA.		Perforación No: P-4		Ingeniero: K.Y.Q.O Revisó: L.G.H Operador: Hildorfo Ladino		GRÁFICO No.4 INFORME 104/2018									
								Localización:													
								X:833921 Y:1183187													
								Fecha:													
		27 de noviembre de 2018																			
		Equipo: Mecánico.																			
EXPLORACIÓN DE CAMPO										ENSAYOS DE LABORATORIO											
Profundidad	Muestra	Muestreador	Golpes/30cm	SIMBOLO	Nivel Freático	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	Curva de Evolución ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (Profundidad vs. Número de golpes)	Humedad	Peso Unitario Húmedo	Compresión Simple	Limite Líquido	Índice Plástico	Clasificación U.S.C	Clasificación AASTHO	Índice de Consistencia	Índice de grupo	GRANULOMETRÍA				
																	PORCENTAJE MAS FINO POR PESO				
m.	No							%	g/cm3	Kg/cm2	%	%	Grupo	Grupo	%		1"	N.4	N.10	N.40	N.200
13,00	5	Broca BQ	21%			ROCAS DE DIFERENTES LITOLOGÍAS CON METEORIZACIÓN HETEROGÉNEA, DE LONGITUDES ENTRE 1 -16 CM. EN UNA MATRIZ DE ARENA MEDIA, DE COLOR GRIS CON PRESENCIA DE MICAS.															
14,00																					
15,00																					
Fin de la Perforación 15m.																					

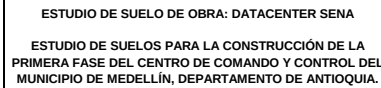
ANEXO 2. DESCRIPCIÓN DE LAS MUESTRAS RECUPERADAS

						ESTUDIO DE SUELO DE OBRA: DATACENTER SENA ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRIMERA FASE DEL CENTRO DE COMANDO Y CONTROL DEL MUNICIPIO DE MEDELLÍN, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA.			Perforación 1 Localización: X: 833938 Y: 1183187 Fecha: ver informe	Ingeniero: A.C.E.B Revisó: Luis Guillermo Hincapié Operador: Gabriel Marín	MEDELLÍN- ANT INFORME 104/2018
PROFUNDIDAD	HERRAMIENTA	MUESTRA	REVESTIMIENTO	NIVEL REALTICO	SÍMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	RECUPERACION	RQD	COLOR RETORNO AGUA	OBSERVACIONES	ESTRATO
1,00	Broca BQ	1	NQ	3.40 m		Fragmentos de roca de diferentes litologías con meteorización heterogénea, con longitudes entre 2 - 15 cm. En una matriz arenosa color café	39%				Depósito aluvial grueso
2,50											
2,50		2					55%				
4,00											
4,00		3					68%				
5,50											
5,50		4					38%				
7,00											
7,00		5					29%				
8,50											
8,50		6					33%				
10,00											
10,00		7					32%				
11,50											
11,50		8					20%				
13,30											

CAJA Nº 1 Prof: 1,00 - 13,00 m



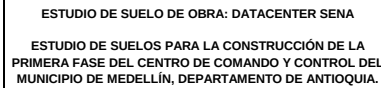
						ESTUDIO DE SUELO DE OBRA: DATACENTER SENA ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRIMERA FASE DEL CENTRO DE COMANDO Y CONTROL DEL MUNICIPIO DE MEDELLÍN, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA.		Perforación 1 Localización: X: 833938 Y: 1183187 Fecha: ver informe			Ingeniero: A.C.E.B Revisó: Luis Guillermo Hincapié Operador: Gabriel Marín		MEDELLIN- ANT INFORME 104/2018	
PROFUNDIDAD	HERRAMIENTA	MUESTRA	REVESTIMIENTO	NIVEL PRELATIO	SÍMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	RECUPERACION	RQD	COLOR RETORNO AGUA	OBSERVACIONES	ESTRATO			
13,30		9				Fragmentos de roca de diferentes litologías con meteorización en las fracturas, con longitudes entre 8 -10 cm. En una matriz arcillosa color gris.	27%				Depósito aluvial grueso			
15,00														
CAJA Nº 2 Prof: 13,30.- 15,00 m														
														



Fecha: ver informe

Gabriel Marin

CAJA Nº 1 Prof: 1,00 - 15,00 m

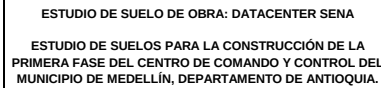


MEDELLIN- ANT

INFORME 104/2018

Alejandro Álvarez

CAJA Nº 4 Prof: 0,00 - 15,00 m



Fecha: ver informe

Hildorfo Ladino

INFORME 104/2018

CAJA N° 5 Prof: 0,00 - 15,00 m

ANEXO 3. MEMORIAS DE CÁLCULO

Spread footing verification

Input data

Project

Task : INFO 104 CENTRO DE MANDO SAGRADO CORAZÓN
Description : ANÁLISIS DE ZAPATA
Customer : SEGURITECH
Author : TECNISUELOS S.A.S
Date : 29/11/2018

Settings

FS-NSR10

Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11

Settlement

Analysis method : Analysis using oedometric modulus
Restriction of influence zone : by percentage of Sigma, Or
Coeff. of restriction of influence zone : 10.0 [%]

Spread Footing

Analysis for drained conditions : Standard approach
Analysis of uplift : Standard
Allowable eccentricity : 0.170
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor for vertical bearing capacity :	$SF_v =$	3.00 [-]
Safety factor for sliding resistance :	$SF_h =$	1.50 [-]

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Lleno Heterogéneo		25.00	0.00	17.00	10.00	
2	Depósito Aluvial		33.00	2.00	19.00	10.00	

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

Lleno Heterogéneo

Unit weight : $\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$
Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 25.00^\circ$
Cohesion of soil : $c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$
Deformation modulus : $E_{def} = 8.00 \text{ MPa}$
Poisson's ratio : $\nu = 0.35$
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Depósito Aluvial

Unit weight :	γ	=	19.00 kN/m ³
Angle of internal friction :	ϕ_{ef}	=	33.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	2.00 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	25.00 MPa
Poisson's ratio :	ν	=	0.30
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	20.00 kN/m ³

Foundation

Foundation type: centric spread footing

Depth from original ground surface	h_z	=	2.50 m
Depth of footing bottom	d	=	2.50 m
Foundation thickness	t	=	0.40 m
Incl. of finished grade	s_1	=	0.00 °
Incl. of footing bottom	s_2	=	0.00 °
Unit weight of soil above foundation = 23.56 kN/m ³			

Geometry of structure

Foundation type: centric spread footing

Spread footing length	x	=	3.00 m
Spread footing width	y	=	3.00 m
Column width in the direction of x	c_x	=	0.40 m
Column width in the direction of y	c_y	=	0.40 m
Spread footing volume		=	3.60 m ³

Sand-gravel bed

Soil used for the SG pad - Depósito Aluvial

SG pad overhangs foundation	d_{sp}	=	0.61 m
Sand-gravel pad depth	h_{sp}	=	1.52 m

Material of structure

Unit weight γ = 23.56 kN/m³

Analysis of concrete structures carried out according to the standard ACI 318-11.

Concrete : Concrete ACI	
Compressive strength	$f_{c'}$ = 20.00 MPa
Tensile-bending strength	f_r = 2.79 MPa
Elasticity modulus	E_{cm} = 21166.51 MPa
Longitudinal steel : A615/60	
Tensile strength	f_y = 413.69 MPa
Transverse steel: A615/40	
Tensile strength	f_y = 275.79 MPa

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	1.00	Lleno Heterogéneo	
2	14.00	Depósito Aluvial	

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
3	-	Depósito Aluvial	

Load

No.	Load new	change	Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
1	YES		D+L	Design	3000.00	0.00	0.00	600.00	0.00
2	YES		D+L - service	Service	750.00	0.00	0.00	187.50	0.00

Ground water table

The ground water table is at a depth of 3.40 m from the original terrain.

Global settings

Type of analysis : analysis for drained conditions

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Load case verification

Name	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Utilization [%]	Is satisfied
D+L	0.07	0.00	409.98	1636.57	75.15	Yes

Analysis of bearing capacity - partial results

φ _d	=	33.000 °
c _d	=	2.000 kPa
γ _{1brum}	=	18.200 kN/m ³
γ _{2brum}	=	12.470 kN/m ³
b _{ef}	=	2.864 m
N _q	=	26.092
N _c	=	38.638
N _γ	=	24.442
s _q	=	1.520
s _c	=	1.191
s _γ	=	0.714
d _q	=	1.089
d _c	=	1.093
d _γ	=	1.000
i _q	=	0.688
i _c	=	0.688
i _γ	=	0.688
b _q	=	1.000
b _c	=	1.000
b _γ	=	1.000
g _q	=	1.000
g _c	=	1.000

$$g_v = 1.000$$
$$R_d = 1636.571 \text{ kPa}$$

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Computed weight of spread footing $G = 84.83 \text{ kN}$
Computed weight of overburden $Z = 437.37 \text{ kN}$

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : general
Most severe load case No. 1. (D+L)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface $z_{sp} = 5.29 \text{ m}$
Length of slip surface $l_{sp} = 16.81 \text{ m}$

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 1636.57 \text{ kPa}$
Extreme contact stress $\sigma = 409.98 \text{ kPa}$

Factor of safety = 3.99 > 3.00

Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY

Verification of load eccentricity

Max. excentricity in direction of base length $e_x = 0.023 < 0.170$
Max. eccentricity in direction of base width $e_y = 0.000 < 0.170$
Max. overall eccentricity $e_t = 0.023 < 0.170$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

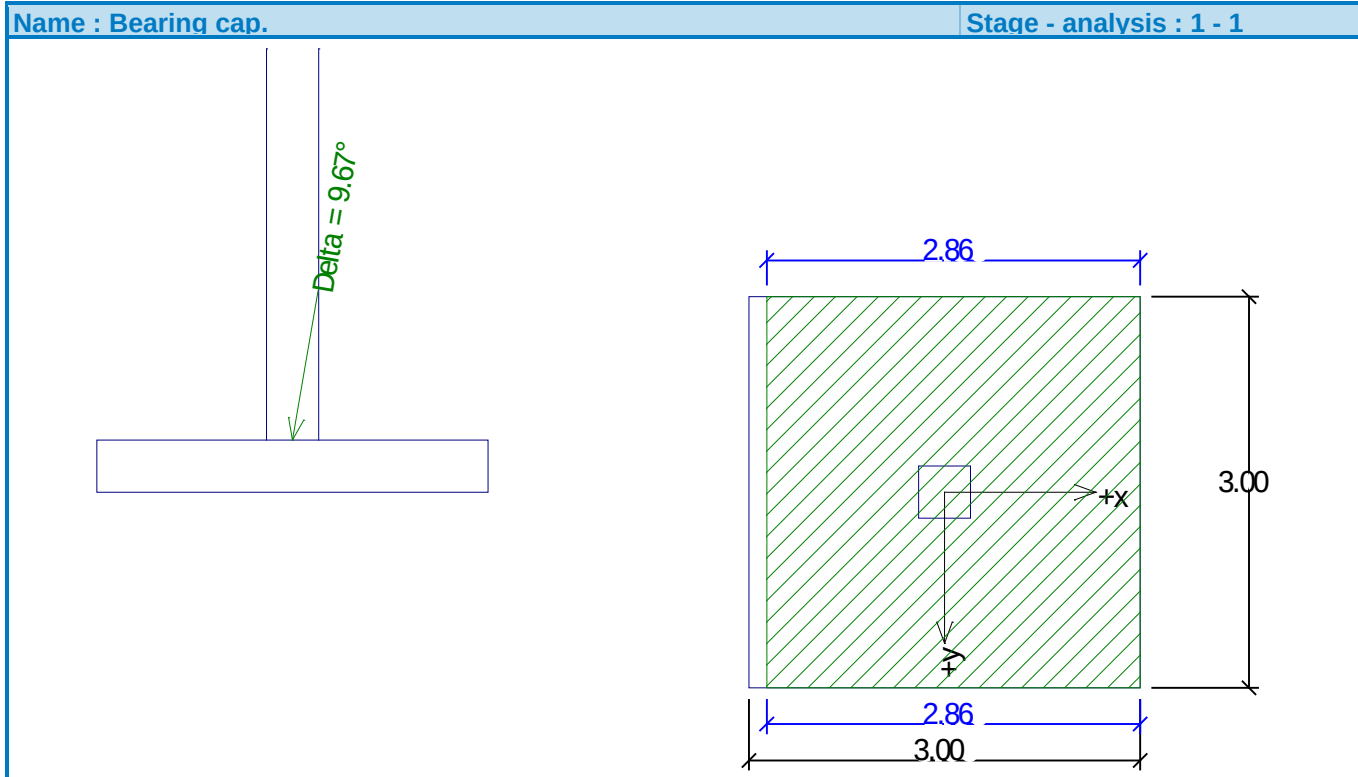
Horizontal bearing capacity check

Most severe load case No. 1. (D+L)
Earth resistance: 1/3 pass., 2/3 at rest
Design magnitude of earth resistance $S_{pd} = 69.53 \text{ kN}$
Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 2374.05 \text{ kN}$
Extreme horizontal force $H = 600.00 \text{ kN}$

Factor of safety = 3.96 > 1.50

Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation is SATISFACTORY



Verification No. 1

Settlement and rotation of foundation - input data

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.
Analysis carried out with accounting for coefficient κ_1 (influence of foundation depth).
Stress at the footing bottom considered from the finished grade.

Computed weight of spread footing $G = 84.83$ kN

Computed weight of overburden $Z = 437.37$ kN

Settlement and rotation of foundation - partial results

Layer No.	Origin [m]	End [m]	Thickness [m]	E_{def} [MPa]	σ_{or} [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Settlement [mm]
1	2.50	2.55	0.05	25.00	45.97	95.71	0.14
2	2.55	2.60	0.05	25.00	46.92	94.72	0.14
3	2.60	2.65	0.05	25.00	47.88	92.15	0.14
4	2.65	2.70	0.05	25.00	48.82	88.05	0.13
5	2.70	2.75	0.05	25.00	49.77	83.09	0.12
6	2.75	2.80	0.05	25.00	50.72	77.90	0.12
7	2.80	2.90	0.10	25.00	52.15	70.77	0.21
8	2.90	3.00	0.10	25.00	54.05	62.62	0.19
9	3.00	3.10	0.10	25.00	55.95	56.23	0.17
10	3.10	3.20	0.10	25.00	57.85	51.23	0.15
11	3.20	3.30	0.10	25.00	59.75	47.22	0.14

Layer No.	Origin [m]	End [m]	Thickness [m]	E_{def} [MPa]	σ_{or} [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	Settlement [mm]
12	3.30	3.40	0.10	25.00	61.65	43.92	0.13
13	3.40	3.65	0.25	25.00	63.85	39.49	0.29
14	3.65	3.90	0.25	25.00	66.35	34.33	0.26
15	3.90	4.15	0.25	25.00	68.85	30.29	0.23
16	4.15	4.40	0.25	25.00	71.35	26.95	0.20
17	4.40	4.65	0.25	25.00	73.85	24.13	0.18
18	4.65	4.90	0.25	25.00	76.35	21.71	0.16
19	4.90	5.40	0.50	25.00	80.10	18.77	0.28
20	5.40	5.90	0.50	25.00	85.10	15.55	0.23
21	5.90	6.12	0.22	25.00	88.70	13.68	0.09
22	6.12	6.40	0.28	25.00	91.20	12.60	0.10
23	6.40	6.52	0.12	25.00	93.20	11.78	0.04
24	6.52	6.90	0.38	25.00	95.70	10.93	0.12
25	6.90	7.04	0.14	25.00	98.28	10.08	0.01

Settlement of mid point of edge x - 1 = 3.4 mm

Settlement of mid point of edge x - 2 = 3.4 mm

Settlement of mid point of edge y - 1 = 3.7 mm

Settlement of mid point of edge y - 2 = 3.2 mm

Settlement of foundation center point = 5.7 mm

Settlement of characteristic point = 4.0 mm

(1-max.compressed edge; 2-min.compressed edge)

Settlement and rotation of foundation - results

Foundation stiffness:

Computed weighted average modulus of deformation $E_{def} = 25.00$ MPa

Foundation in the longitudinal direction is rigid ($k=2.01$)

Foundation in the direction of width is rigid ($k=2.01$)

Verification of load eccentricity

Max. excentricity in direction of base length $e_x = 0.020 < 0.170$

Max. eccentricity in direction of base width $e_v = 0.000 < 0.170$

Max. overall eccentricity $e_t = 0.020 < 0.170$

Eccentricity of load is SATISFACTORY

Overall settlement and rotation of foundation:

Foundation settlement = 4.0 mm

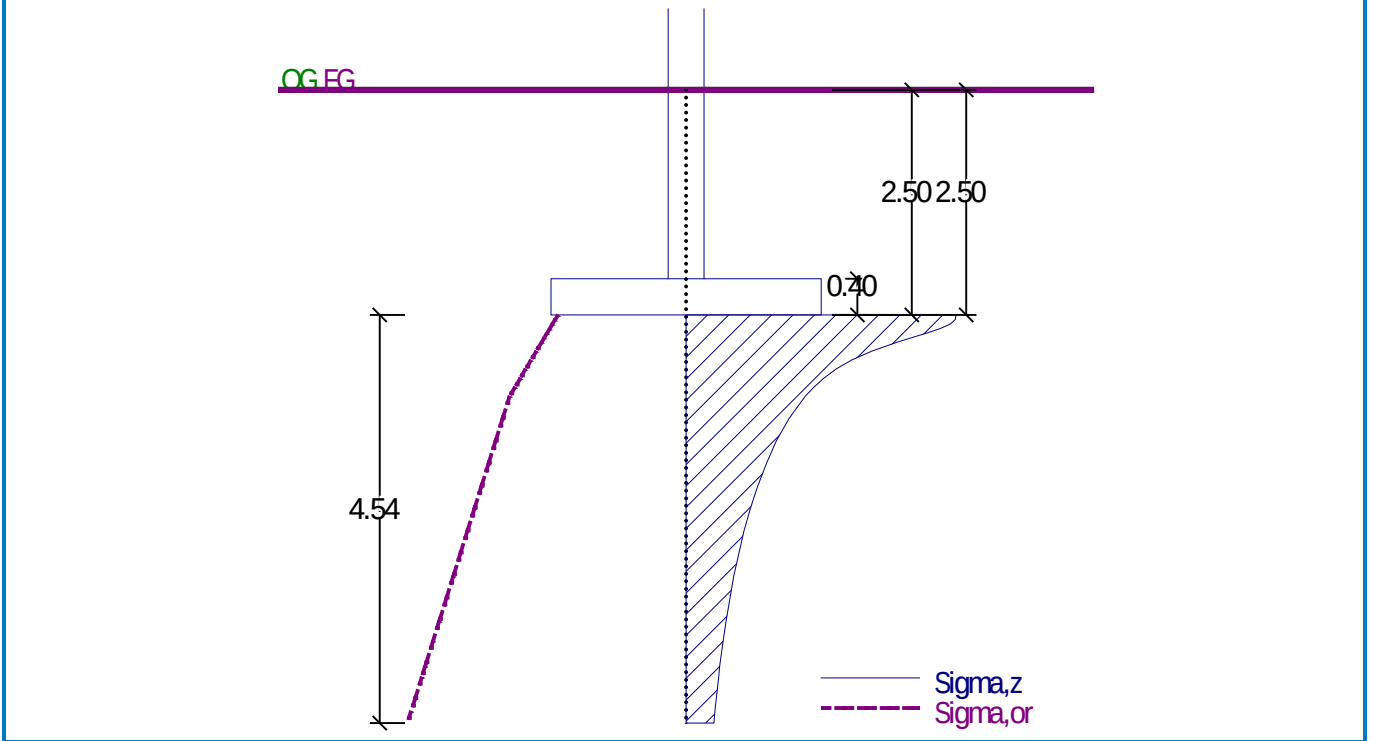
Depth of influence zone = 4.54 m

Rotation in direction of x = 0.187 (tan*1000); (1.1E-02 °)

Rotation in direction of y = 0.000 (tan*1000); (8.5E-18 °)

Name : Settlement

Stage - analysis : 1 - 1



Pile verification

Input data

Project

Task : CENTRO DE MANDO SAGRADO CORAZON
Part : ANALISIS DE PILA
Customer : SEGURITECH
Author : TECNISUELOS S.A.S
Date : 29/11/2018
Project ID : INFO 104 DE 2018

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Piles

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for compressive pile :	$SF_{cd} =$	3.00	[-]
Safety factor for tensile pile :	$SF_{td} =$	1.50	[-]

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	ν [-]
1	Lleno Heterogéneo		25.00	0.00	17.00	0.35
2	Depósito Aluvial		33.00	0.00	19.00	0.34

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

No.	Name	Pattern	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Lleno Heterogéneo		-	8.00	18.00	-	-
2	Depósito Aluvial		-	25.00	20.00	-	-

Parameters of soils to compute modulus of subsoil reaction

No.	Name	Pattern	k [MN/m ³]	β [°]
1	Lleno Heterogéneo		100.00	22.00
2	Depósito Aluvial		55.00	20.00

Soil parameters

Lleno Heterogéneo

Unit weight :	γ	=	17.00 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	25.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	0.00 kPa
Poisson's ratio :	ν	=	0.35
Deformation modulus :	E_{def}	=	8.00 MPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	18.00 kN/m ³
Coefficient :	k	=	100.00 MN/m ³
Angle of dispersion :	β	=	22.00 °

Depósito Aluvial

Unit weight :	γ	=	19.00 kN/m ³
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	33.00 °
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	0.00 kPa
Poisson's ratio :	ν	=	0.34
Deformation modulus :	E_{def}	=	250.00 MPa
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	20.00 kN/m ³
Coefficient :	k	=	55.00 MN/m ³
Angle of dispersion :	β	=	20.00 °

Geometry

Pile profile: circular

Dimensions

Diameter d = 1.30 m

Length l = 4.50 m

Location

Off ground height h = 0.00 m

Depth of finished grade h_z = 1.00 m

Technology

Piles with excavation of soil from a bore hole

Pile type: continuous flight auger pile

Base resistance reduction = 0.80

Skin resistance reduction = 0.60

Modulus of subsoil reaction assumed linear.

Material of structure

Unit weight γ = 23.56 kN/m³

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Cylinder compressive strength f_{ck} = 20.00 MPa

Tensile strength f_{ctm} = 2.20 MPa

Elasticity modulus E_{cm} = 30000.00 MPa

Shear modulus G = 12500.00 MPa

Longitudinal steel : A36

Yield strength f_{yk} = 410.00 MPa

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	1.00	Lleno Heterogéneo	
2	14.00	Depósito Aluvial	
3	-	Depósito Aluvial	

Load

No.	Load new	Load change	Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _v [kNm]	H _x [kN]	H _v [kN]
1	YES		Load No. 1	Design	3000.00	0.00	0.00	750.00	0.00
2	YES		Load No. 1 - service	Service	3200.00	0.00	0.00	625.00	0.00

Ground water table

The ground water table is at a depth of 3.40 m from the original terrain.

Global settings

Analysis of vertical bearing capacity : spring method

Analysis type : analysis for drained conditions

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification methodology : without reduction of soil parameters

Verification No. 1

Input data

Maximum displacement 25.4 mm

Coeff. of increase of limit skin friction due to technology 1

Depth of influence zone is post-computed.

Load transfer curve

No.	Load [kN]	Settlement [mm]
1	0.00	0.0
2	171.39	0.1
3	321.97	0.4
4	463.00	0.7
5	591.03	1.0
6	706.91	1.2
7	799.16	1.5
8	850.38	1.6
9	893.95	1.8

No.	Load [kN]	Settlement [mm]
10	931.98	1.9
11	964.48	2.0
12	5153.88	25.4

Loading $Q = 3200.00$ kN yields pile settlement 14.4 mm, depth of influence zone below the pile base is 2.42 m ($1.861 \times D$)

Analysis for load $F = 171.39$ kN

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.00	171.39	1.00	0.00	0.00
0.45	166.29	0.97	5.10	0.03
0.90	161.20	0.94	10.19	0.06
1.35	156.12	0.91	15.27	0.09
1.80	151.05	0.88	20.34	0.12
2.25	145.98	0.85	25.41	0.15
2.70	140.91	0.82	30.48	0.18
3.15	135.85	0.79	35.54	0.21
3.60	130.78	0.76	40.61	0.24
4.05	125.72	0.73	45.67	0.27
4.50	120.66	0.70	50.73	0.30

Analysis for load $F = 321.97$ kN

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.00	321.97	1.00	0.00	0.00
0.45	316.87	0.98	5.10	0.02
0.90	301.56	0.94	20.41	0.06
1.35	286.26	0.89	35.71	0.11
1.80	270.99	0.84	50.98	0.16
2.25	255.73	0.79	66.24	0.21
2.70	240.48	0.75	81.49	0.25
3.15	225.23	0.70	96.74	0.30
3.60	209.99	0.65	111.98	0.35
4.05	194.75	0.60	127.22	0.40
4.50	179.52	0.56	142.45	0.44

Analysis for load $F = 463.00$ kN

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.00	463.00	1.00	0.00	0.00
0.45	457.90	0.99	5.10	0.01

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.90	442.59	0.96	20.41	0.04
1.35	417.08	0.90	45.92	0.10
1.80	391.58	0.85	71.42	0.15
2.25	366.10	0.79	96.90	0.21
2.70	340.63	0.74	122.37	0.26
3.15	315.18	0.68	147.82	0.32
3.60	289.72	0.63	173.28	0.37
4.05	264.29	0.57	198.71	0.43
4.50	238.85	0.52	224.15	0.48

Analysis for load F = 591.03 kN

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.00	591.03	1.00	0.00	0.00
0.45	585.92	0.99	5.10	0.01
0.90	570.62	0.97	20.41	0.03
1.35	545.11	0.92	45.92	0.08
1.80	509.39	0.86	81.64	0.14
2.25	473.68	0.80	117.34	0.20
2.70	438.00	0.74	153.03	0.26
3.15	402.31	0.68	188.72	0.32
3.60	366.63	0.62	224.40	0.38
4.05	330.96	0.56	260.07	0.44
4.50	295.30	0.50	295.73	0.50

Analysis for load F = 706.91 kN

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.00	706.91	1.00	0.00	0.00
0.45	701.80	0.99	5.10	0.01
0.90	686.50	0.97	20.41	0.03
1.35	660.99	0.94	45.92	0.06
1.80	625.27	0.88	81.64	0.12
2.25	579.35	0.82	127.56	0.18
2.70	533.44	0.75	173.46	0.25
3.15	487.54	0.69	219.37	0.31
3.60	441.64	0.62	265.26	0.38
4.05	395.76	0.56	311.15	0.44
4.50	349.87	0.49	357.04	0.51

Analysis for load F = 799.16 kN

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.00	799.16	1.00	0.00	0.00
0.45	794.06	0.99	5.10	0.01
0.90	778.75	0.97	20.41	0.03
1.35	753.24	0.94	45.92	0.06
1.80	717.52	0.90	81.64	0.10
2.25	671.60	0.84	127.56	0.16
2.70	616.66	0.77	182.50	0.23
3.15	561.73	0.70	237.43	0.30
3.60	506.81	0.63	292.35	0.37
4.05	451.88	0.57	347.28	0.43
4.50	396.98	0.50	402.18	0.50

Analysis for load F = 850.38 kN

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.00	850.38	1.00	0.00	0.00
0.45	845.28	0.99	5.10	0.01
0.90	829.97	0.98	20.41	0.02
1.35	804.46	0.95	45.92	0.05
1.80	768.74	0.90	81.64	0.10
2.25	722.82	0.85	127.56	0.15
2.70	667.88	0.79	182.50	0.21
3.15	607.35	0.71	243.02	0.29
3.60	546.83	0.64	303.54	0.36
4.05	486.32	0.57	364.06	0.43
4.50	425.80	0.50	424.57	0.50

Analysis for load F = 893.95 kN

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.00	893.95	1.00	0.00	0.00
0.45	888.85	0.99	5.10	0.01
0.90	873.54	0.98	20.41	0.02
1.35	848.03	0.95	45.92	0.05
1.80	812.32	0.91	81.64	0.09
2.25	766.40	0.86	127.56	0.14
2.70	711.46	0.80	182.50	0.20
3.15	650.93	0.73	243.02	0.27
3.60	585.03	0.65	308.92	0.35
4.05	519.14	0.58	374.81	0.42

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
4.50	453.26	0.51	440.70	0.49

Analysis for load F = 931.98 kN

x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.00	931.98	1.00	0.00	0.00
0.45	926.88	0.99	5.10	0.01
0.90	911.57	0.98	20.41	0.02
1.35	886.06	0.95	45.92	0.05
1.80	850.34	0.91	81.64	0.09
2.25	804.42	0.86	127.56	0.14
2.70	749.48	0.80	182.50	0.20
3.15	688.95	0.74	243.02	0.26
3.60	623.05	0.67	308.92	0.33
4.05	551.78	0.59	380.19	0.41
4.50	480.52	0.52	451.46	0.48

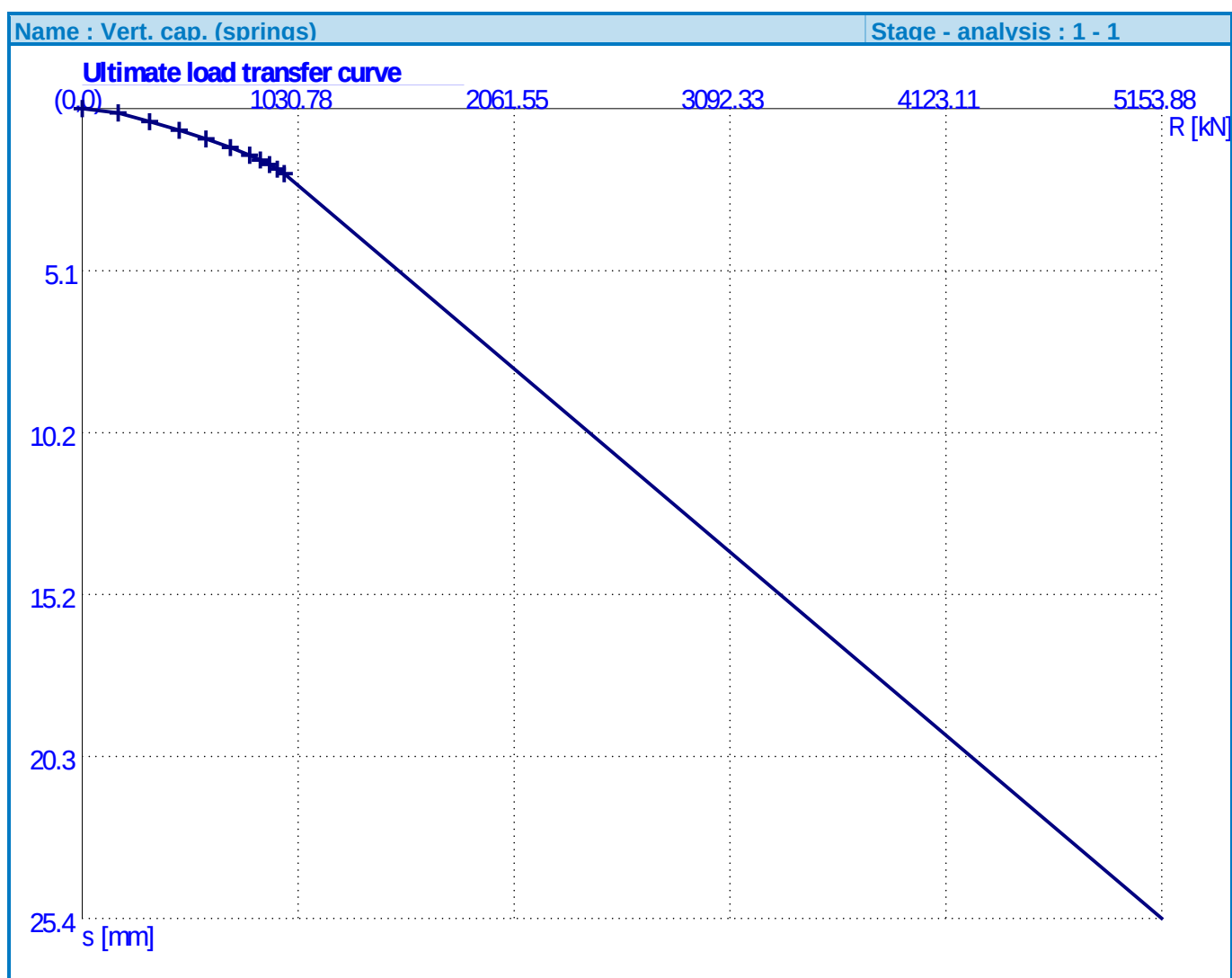
Analysis for load F = 964.48 kN

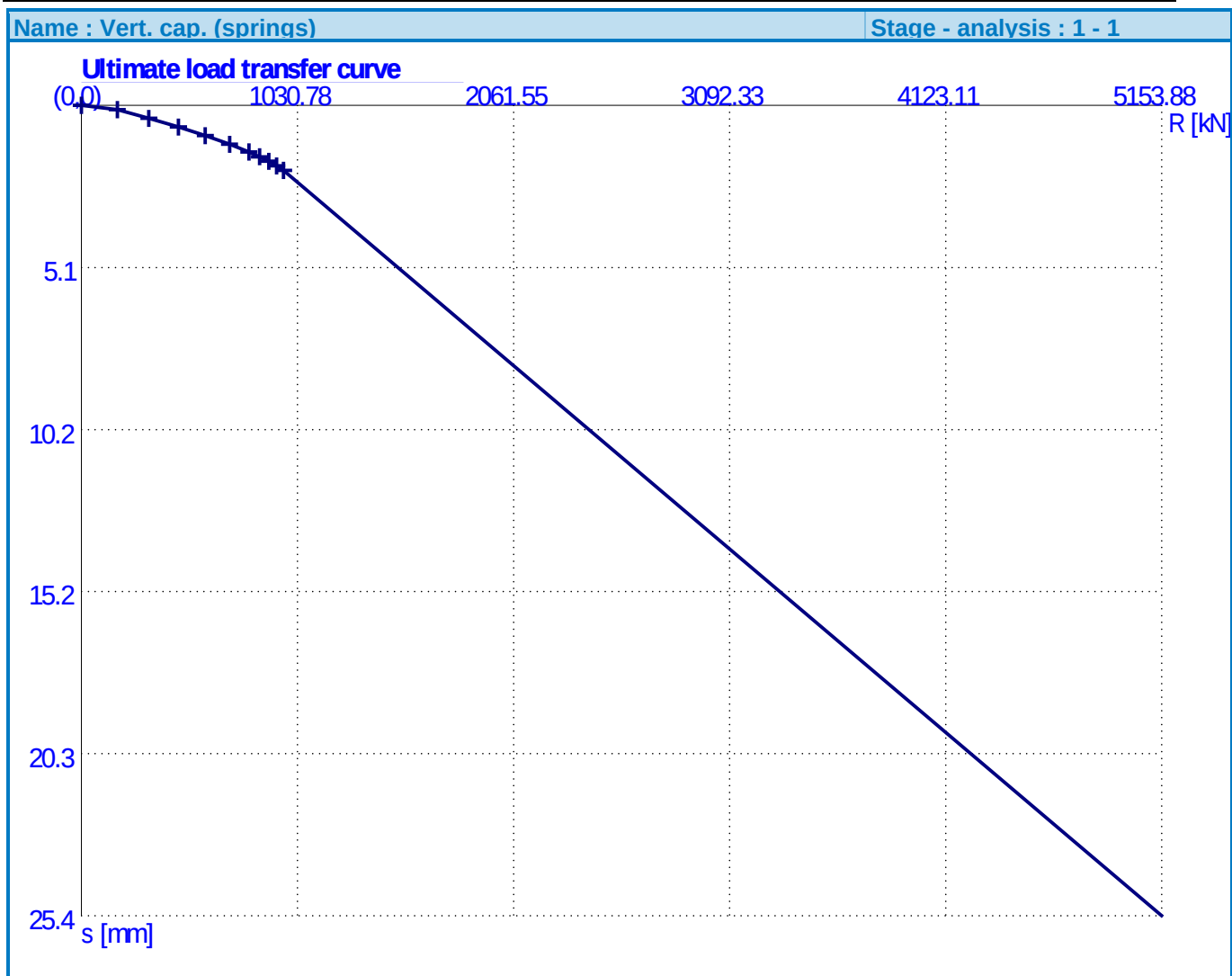
x [m]	Norm. force [kN]	Rel. norm. [-]	Shear [kN]	Rel. shear [-]
0.00	964.48	1.00	0.00	0.00
0.45	959.38	0.99	5.10	0.01
0.90	944.08	0.98	20.41	0.02
1.35	918.56	0.95	45.92	0.05
1.80	882.85	0.92	81.64	0.08
2.25	836.93	0.87	127.56	0.13
2.70	781.99	0.81	182.50	0.19
3.15	721.46	0.75	243.02	0.25
3.60	655.56	0.68	308.92	0.32
4.05	584.29	0.61	380.19	0.39
4.50	507.65	0.53	456.83	0.47

Shear - deformation dependence at a depth of 4.00m

No.	Displacement [mm]	Shear [kPa]
1	0.0	0.00
2	0.1	2.75
3	0.4	8.29
4	0.7	13.84
5	1.0	19.41

No.	Displacement [mm]	Shear [kPa]
6	1.2	24.97
7	1.5	29.88
8	1.6	32.93
9	1.8	35.85
10	1.9	38.78
11	2.0	39.92
12	25.4	39.92





Verification No. 1

Input data to compute pile horizontal bearing capacity

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Type of soil : cohesionless

Angle of internal friction

$$\varphi = 30.00^\circ$$

Unit weight

$$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$$

Coeff. of soil modulus variation

$$\eta_h = 1.00 \text{ MN/m}^3$$

Red. coeff. of cross-section strength

$$\gamma_k = 1.00$$

Red. coeff. of bearing capacity

$$\gamma_{Ou} = 1.00$$

Type of pile : restrained

Pile type criteria

Short pile

$$\eta_l < 2.00$$

Intermediate pile

$$2.00 < \eta_l < 4.00$$

Long pile

$$\eta_l > 4.00$$

Reinforcement

6.00 prof. 30.0mm,cover 75.0mm

Results

Value $\eta_l = 0.85$ ---> Pile is short

Flexure bearing capacity $M_u = 2661.51$ kNm

Value on horizontal axis $= 0.00$

Value taken from chart $= 19.04$

Pile resistance $Q_u = 2258.68$ kN

Analysis of deflection :

Value taken from chart $= 10.00$

Deflection of the pile at ground level. $y = 225.9$ mm

Maximum horizontal force $Q_{max} = 750.00$ kN

Reduced resistance of pile $Q_u = 2258.68$ kN

Horizontal pile resistance is SATISFACTORY