

**DIAGNOSTICO DEL ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA ASENTAMIENTOS
DIFERENCIALES EN ESTRUCTURA DE 5 NIVELES. CASO DE ESTUDIO:
HOTEL SAN GABRIEL CALLE 49 # 9-44 MUNICIPIO DE
BARRANCABERMEJA SANTANDER**

**IVAN SANTIAGO CORREDOR CARDOZO.
IVAN RENE RODRIGUEZ ORTIZ.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2017**

**DIAGNOSTICO DEL ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA ASENTAMIENTOS
DIFERENCIALES EN ESTRUCTURA DE 5 NIVELES. CASO DE ESTUDIO:
HOTEL SAN GABRIEL CALLE 49 # 9-44 MUNICIPIO DE
BARRANCABERMEJA SANTANDER**

**IVAN SANTIAGO CORREDOR CAROZO.
IVAN RENE RODRIGUEZ ORTIZ.**

**Trabajo de grado para optar por el título de
Ingeniero Civil**

**DIRECTOR
Luis Alberto Capacho Silva Ph.D.
Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2017

DEDICATORIA

Quiero agradecer en primer lugar a Dios, por haberme guiado y fortalecido en esta etapa de mi vida.

A mi familia, en especial a mis padres, Elías Rodríguez Meneses y Bernarda Ortiz Amaya, quienes con sus consejos fueron un gran apoyo, muchas gracias por su paciencia y comprensión, y sobre todo por su amor.

A mi director de proyecto Capacho, quien con su conocimiento y su experiencia fue muy importante para darle desarrollo a este proyecto de grado.

A mi compañero Iván Santiago Corredor Cardozo por alcanzar estos logros juntos pese a los obstáculos y las dificultades surgidas en el camino.

A todas aquellas personas que estuvieron presentes en la realización de esta meta, de este sueño que es tan importante para mí, agradecer todas sus ayudas, sus palabras motivadoras, sus conocimientos, sus consejos y su dedicación.

Por último, A mis compañeros, quienes a través de tiempo fuimos fortaleciendo una amistad, muchas gracias por toda su colaboración, por convivir todo este tiempo conmigo, por compartir experiencias, alegrías, frustraciones, llantos, tristezas, peleas, celebraciones y múltiples factores que ayudaron a que hoy seamos como una familia, por aportarme confianza y por crecer juntos como profesionales, muchas gracias.

¡Muchas gracias por todo!

IVAN RENE RODRIGUEZ ORTIZ.

A Dios por darme la sabiduría, la guía y la fortaleza en el cumplimiento de este proyecto de vida.

A mi madre Luz Amanda Cardozo Corzo, a mi tía Emilia Cardozo y mi hermano Fabián David Cardozo por ser los apoyos incondicionales a cada momento de la carrera.

A quienes considero han sido mis mejores profesores durante la carrera para que sigan con esa gran labor de la docencia al servicio del aprendizaje y la investigación (Eduardo Orozco, Isabel Domínguez, Oscar Begambre, José Benjumea y muchos más que se me escapan), muchas gracias.

A mi director de proyecto Luis Alberto Capacho Silva por su paciencia, ayuda y guía en cada una de las etapas de la elaboración de este proyecto.

A mi compañero de proyecto Iván René Ortiz por alcanzar este logro pese a todas las dificultades surgidas en el camino.

A mi amiga Lizeth por estar pendiente a cada momento del avance de mi carrera y la realización del proyecto y a todos mis amigos y conocidos en especial (Rodrigo, Cindy y Karol Vanesa) que, gracias a ellos, se tuvo momentos inolvidables en el paso por la universidad.

IVAN SANTIAGO CORREDOR CARDOZO

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen este trabajo a:

A Dios por ser nuestra fortaleza y guía durante la elaboración de este proyecto y cada una de las etapas de nuestra vida.

A nuestros familiares por su apoyo y confianza depositados para el cumplimiento de esta meta.

A nuestro director de proyecto Luis Alberto Capacho Silva por su paciencia y ayuda durante el desarrollo de este proyecto.

A todas las personas que de una u otra forma colaboraron y colocaron su granito de apoyo para que este proyecto se llevara a cabo.

Ingeniera Mabel (especialista en estructuras), por sus aportes estructurales y conocimiento para el cálculo de cargas.

Ingeniero Luis Fernando Orozco (especialista en suelos), por su atención y aporte a la solución final del estudio realizado.

Ingeniero Juan Carlos Obando (especialista en suelos), por su aporte y los documentos recomendados para la solución final.

Don Freddy (Dueño del Hotel San Gabriel) y a sus empleados que nos colaboraron, por permitirnos el ingreso y la atención durante los días del estudio.

Ingeniero Eduardo Castañeda (Docente planta UIS) por el préstamo de los equipos de laboratorio para la realización de los ensayos.

Al ingeniero Daniel y a la ingeniera Marleny por el préstamo de los equipos topográficos en la sede UIS Barrancabermeja.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	15
1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	17
1.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA	17
1.2 GEOLOGÍA DE LA ZONA	18
1.3 PERFIL DEL SUELO	18
1.4 DESCRIPCIÓN DE AMPLIACIÓN DE LA ESTRUCTURA	19
1.5 DIAGNOSTICO VISUAL	19
1.6 NIVEL FREÁTICO Y DE CIMENTACIÓN	20
2. ANALISIS DEL PROBLEMA	21
2.1 DETERMINACIÓN DE EJES DE ASENTAMIENTO POR LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	21
2.2 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE	23
2.2.1 Posición fisiográfica	23
2.2.2 Hidrología y nivel freático	23
2.2.3 Suelo existente	24
2.2.4 Resultados sondeos	25
2.2.5 Características del suelo	26
2.3 CÁLCULO CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS	27
2.4 ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN Y GRAVEDAD ESPECÍFICA	28
2.4.1 Resultados ensayo gravedad específica	28
2.4.2 Resultado ensayo de consolidación	29
2.5 DETERMINACIÓN DE ASENTAMIENTOS	31
2.5.1 Métodos de análisis de asentamientos de la herramienta software	31
2.5.2 Análisis de asentamiento	32

2.6	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	34
2.7	ANÁLISIS DE COLAPSO DEL SUELO	35
2.8	DEFORMACIÓN POTENCIAL DE HIDROCOLAPSO	36
3.	SOLUCION DEL PROBLEMA	37
3.1	MÉTODO DE RECALCE DE CIMENTACIÓN	37
3.1.1	Uso de pilotes como solución alternativa	38
3.1.2	Características de pilotes a implementar	38
3.1.3	Teoría de capacidad de carga	39
3.1.4	Cálculos de capacidad de carga	41
3.2	MÉTODO JET-GROUTING	43
3.2.1	Descripción del método	45
3.2.2	Tipos de Jet Grouting	46
3.2.3	Diseño – Propiedades del suelo tratado	48
3.2.4	Diseño método empírico	48
4.	CONCLUSIONES	53
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	55
	BIBLIOGRAFÍA	57

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Diferencia derivas	23
Tabla 2. Profundidades nivel freático	24
Tabla 3. Perfil típico de suelo en el sondeo 1 y 2	24
Tabla 4. Resultados Sondeo 2 STP-Mecánico año 2010	26
Tabla 5. Dimensiones, esfuerzos y asentamientos en cada zapata.	33
Tabla 6. Valores máximos de asentamientos diferenciales (H.4.9-1)	35
Tabla 7. Clasificación de colapso (H-9.3-1)	36
Tabla 8. Ángulos de fricción para el sondeo 2	41
Tabla 9. Cálculo de N_q , N_c , N_{cor} y f_{prom}	42
Tabla 10. Valores de RC	49
Tabla 11. Valores de k	49
Tabla 12. Diámetros y contenidos de cemento en las columnas. Dosificaciones de lechada a/c de 0,67 a 1	50
Tabla 13. Coeficientes F_c y F_ϕ	51

LISTA DE FIGURAS

	Pàg.
Figura 1. Ubicación zona de estudio municipio de Barrancabermeja.	17
Figura 2. Mapa Geológico de la zona	18
Figura 3. Edificación en estudio y visualización de grietas	20
Figura 4. Vectores de desplazamiento (derivadas)	22
Figura 5. Perfil estratigráfico suelo	26
Figura 6. Áreas de trabajo según capacidad de carga	27
Figura 7. Resultados gravedad específica.	29
Figura 8. Gráfica recarga consolidación	30
Figura 9. Gráfica final consolidación	31
Figura 10. Modelo de asentamientos zapata 6B	33
Figura 11. Perfil de asentamientos Eje B y C	34
Figura 12. Cargas actuantes en el pilote	39
Figura 13. Gráfica de ecuación de Meyerhof para N_q y N_c	40
Figura 14. Ubicación de los pilotes en la zapata	43
Figura 15. Simulación asentamientos zapata A4	43
Figura 16. Inyección de lechadas de cemento	44
Figura 17. Rango de aplicaciones para técnicas de inyección	44
Figura 18. Proceso constructivo	46
Figura 19. Método simple	46
Figura 20. Método doble	47
Figura 21. Método triple	48

RESUMEN

TITULO: DIAGNOSTICO DEL ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN ESTRUCTURA DE 5 NIVELES. CASO DE ESTUDIO: HOTEL SAN GABRIEL CALLE 49 # 9-44 MUNICIPIO DE BARRANCABERMEJA SANTANDER.*

AUTORES: IVAN SANTIAGO CORREDOR CARDOZO, IVAN RENE RODRIGUEZ ORTIZ.**

PALABRAS CLAVES: Asentamientos, deriva, fundación, pilas, colapso, inyección de aceite.

En este trabajo de investigación se presentan posibles soluciones a los asentamientos diferenciales presentados en una estructura de 5 niveles ubicada en la ciudad de Barrancabermeja a través de diagnósticos en campo y oficina. Se realiza un análisis visual de problemas y estudios topográficos en varias fechas donde se evalúan los ejes de asentamiento por medio de la medición de derivas presentadas en el edificio con respecto a la verticalidad de las esquinas y su desplazamiento en el tiempo, se efectúa además una excavación a nivel superficial para tomar muestras de suelo que posteriormente se someten a ensayos de laboratorio.

Con el objetivo de establecer si es necesario intervenir las condiciones del suelo, se modelan las zapatas con las propiedades del suelo en software especializado para asentamientos y haciendo uso de los datos y características del suelo halladas en el laboratorio, se determinan los asentamientos presentados y la consolidación total que tendría la estructura con las cargas actuantes a la que es sometida y consecutivamente se toma la decisión de buscar una solución a los problemas presentados con base a las indicaciones de la NSR-10. Las soluciones presentadas son descritas y sustentadas numéricamente para ser aplicadas en el caso de estudio de manera funcional y que permitan controlar los asentamientos presentados.

*Trabajo de grado

** Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico – Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director: Luis Alberto Capacho Silva PhD. Ingeniero Civil

ABSTRACT

TITLE: DIAGNOSIS OF THE ALTERNATIVE SOLUTION FOR DIFFERENTIAL SETTLEMENTS IN 5-LEVEL STRUCTURE. CASE STUDY: HOTEL SAN GABRIEL STREET 49 # 9-44 MUNICIPALITY OF BARRANCABERMEJA SANTANDER.*

AUTHORS: IVAN SANTIAGO CORREDOR CARDOZO, IVAN RENE RODRIGUEZ ORTIZ. **

KEYWORDS: settlements, drift, foundation, piles, collapse, jet grouting.

This research presents possible solutions in the differential settlements presented in a structure of 5 levels located in the city of Barrancabermeja through diagnostics in the field and the office. A visual analysis of problems and topographic studies is carried out in several dates where the axes of settlement are evaluated by means of the measurement of drifts presented in the building with respect to the verticality of the corners and its displacement in the time, an excavation of a surface level is also carried out to take soil samples that are later assembled in laboratory tests.

In order to establish whether it is necessary to intervene in soil conditions, model with the properties of the soil in specialized software for settlements and making use of the data and characteristics of the soil found in the laboratory, it is determined the settlements presented and the total consolidation that tend to the structure with the acting loads to which it is submitted and consecutively the decision is made to find a solution to the problems presented with the basis of the NSR-10 indications. The presented solutions are descriptions and numerical supports to be applied in the case of functional study and that allow controlling the presented settlements.

*Degree Paper

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de investigación se realiza un diagnóstico de los asentamientos presentados por una estructura ubicada en el municipio de Barrancabermeja de uso comercial, para ello se realiza una recopilación bibliográfica de posibles soluciones que contrarresten las deformaciones del suelo. Lo anterior se complementará con un estudio topográfico en el cual se analizará los ejes del asentamiento y la posterior toma de muestras del suelo para ser sometidas a ensayos en el laboratorio especificados en las normas INVIAS y estimar las características del terreno para el correcto análisis de asentamiento mediante uso de software Settle3D. Luego proponer una alternativa que pueda ser aplicada, viable y que esté al alcance de implementación.

Durante la construcción y en la vida útil de una estructura, pueden darse casos no deseados en los que pueden verse afectados todo tipo de componentes, tanto estructurales como no estructurales; produciéndose grietas, colapsos y hasta desplomes en edificaciones. Los factores que inciden en esta problemática pueden ser muchos, desde un deficiente estudio de suelos hasta un mal proceso constructivo que al final representaran pérdidas económicas significativas para los propietarios.

En los últimos años se ha presentado la tendencia de construir edificios de gran altura y esto representa un reto para nuestros ingenieros especialmente en el diseño estructural y el correcto estudio de suelos. En Colombia los estudios geotécnicos están regulados por el reglamento NSR-10. La mayoría de estudios se limitan a cumplir con los requerimientos del código, como reglamentar la ejecución de un número mínimo y profundidad de sondeos y determinar los

parámetros básicos requeridos para el diseño de la fundación, esta debe diseñarse para cumplir un valor de asentamientos permisibles. Bogotá fue una de las ciudades del país que presento gran cantidad de daños en edificaciones antes de entrar en firmeza las normas sismo resistentes al país, pues no había un control riguroso sobre las consecuencias ante asentamientos excesivos, diferenciales y totales que pueden darse en presencia de suelos blandos.

Pocas veces en el departamento de Santander se puede observar un efecto de asentamientos en una edificación, en razón a que los suelos son considerados de buena capacidad portante sin embargo, existen casos particulares como el de la edificación en estudio en que se hace necesario aplicar una metodología que sea trabajada en otros lugares y pueda ser sustentable en los proyectos de estabilización en la zona.

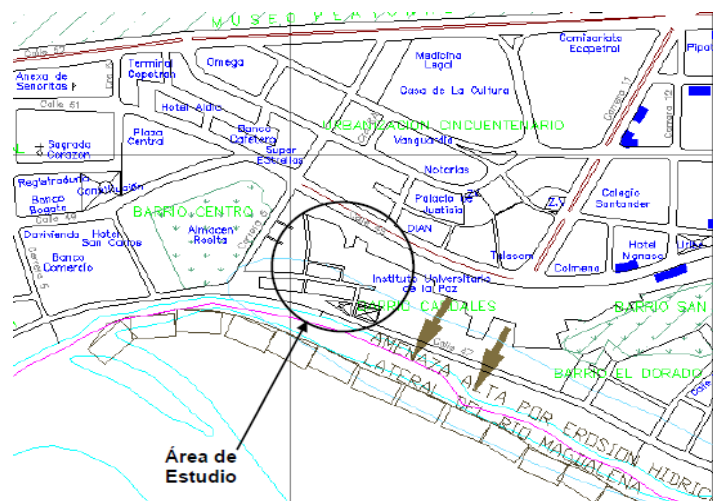
1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

1.1 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

El hotel San Gabriel es una estructura comercial en funcionamiento que se encuentra en el sector “El comercio” del municipio de Barrancabermeja, inicialmente fue construido con 3 niveles sobre un predio relativamente cercano al río Magdalena y por tanto en zona de amenaza alta por erosión hídrica.

Hoy en día el hotel realiza sus actividades con normalidad, colindante a él se encuentra un almacén de ropa y una casa antigua con solar amplio que fue adquirida por el propietario del hotel debido a que resultó afectada por los desplazamientos en la cimentación, el frente de la edificación se encuentra en la calle 49 y atraviesa la manzana hasta la calle 48. El primer piso se utiliza como bodega de ropa para los almacenes y a partir del segundo nivel funciona el hotel.

Figura 1. Ubicación zona de estudio municipio de Barrancabermeja.



1.2 GEOLOGÍA DE LA ZONA

El lote en estudio sobre el cual fue construido el hotel hacía parte de las riberas del río y debido a la necesidad de ampliación del casco urbano de Barrancabermeja se intervino parte de esas áreas generando superficies relativamente planas para la construcción y usando materiales de relleno tales como suelos de diversos perfiles y medianamente compactados.

Por medio de imágenes satelitales proporcionadas por el geoportal del IGAC se puede apreciar la proximidad de la zona en estudio con el Río Magdalena y la ciénaga Miramar lo que lo cataloga como un terreno susceptible a inundación con fuerte presencia de suelo arenoso.

Figura 2. Mapa Geológico de la zona



1.3 PERFIL DEL SUELO

El título A de la NSR-10 permite hacer una clasificación del tipo de suelo según los valores de la velocidad media de ondas de corte, éste valor está directamente relacionado con el N del ensayo STP de penetración estándar y puede ser

calculado con los números de golpes [1]. Para el caso propio del suelo se usaron los datos del sondeo 2 que arrojan la mayoría de valores de V_s entre 180 y 360 que según la clasificación de la norma es para un suelo de tipo D

1.4 DESCRIPCIÓN DE AMPLIACIÓN DE LA ESTRUCTURA

En el año 2010 se realiza una ampliación en el solar del Hotel añadiendo una edificación de 5 niveles en la parte trasera con un largo de 33.02 [m] por medio de una unión a la estructura antigua de 3 niveles, sin embargo, para el diseño estructural que se realizó de la nueva estructura se proyectó una ampliación con 3 niveles únicamente, es decir, en el proceso constructivo no se siguió los diseños iniciales y añadieron dos niveles más sin tomar en cuenta las cargas extras que se estaban agregando al sistema estructural.

1.5 DIAGNOSTICO VISUAL

En la edificación nueva se presentaron grietas críticas en el muro lateral colindante con el patio de la casa de aproximadamente 4cm de espesor que han intentado ser disimuladas con grapas y pañetes pero con el pasar del tiempo se abren de nuevo o surgen nuevas grietas en otros lugares, además de la dificultad para mover libremente algunas ventanas y puertas. Dentro del edificio se puede apreciar levemente un desnivel en el pasillo hacía el costado izquierdo que linda con el solar y hacía el fondo, debido a ello algunas losas de enchape se encuentran fracturadas.

Estos síntomas problemáticos indican que posiblemente en las zapatas del edificio estén ocurriendo asentamientos indeseados que se originaron por falta de sustentación del suelo de apoyo o por un movimiento no uniforme en su nivel de desplante debido al exceso de cargas [2].

Figura 3. Edificación en estudio y visualización de grietas



1.6 NIVEL FREÁTICO Y DE CIMENTACIÓN

Con el fin de extraer muestras de suelo para analizar en el laboratorio se realiza una excavación en el solar de la casa de 1.5m x 1.5m a una profundidad de 1.2m, durante este proceso de excavación se encuentra agua correspondiente al nivel freático a 1m lo que indica un valor muy superficial teniendo en cuenta que el nivel de desplante de las zapatas se encuentra a 4,5m del nivel de suelo pero razonable debido a la proximidad del río Magdalena.

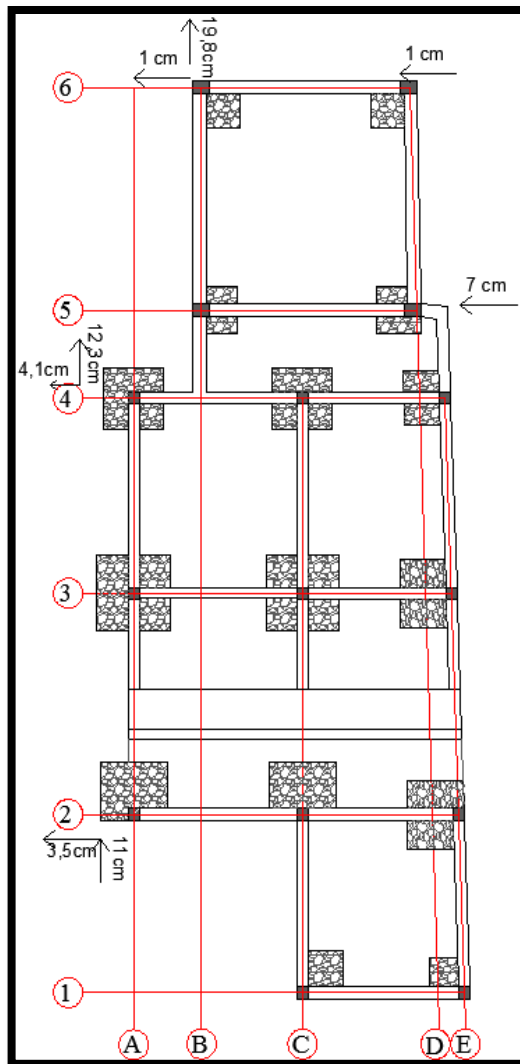
2. ANALISIS DEL PROBLEMA

2.1 DETERMINACIÓN DE EJES DE ASENTAMIENTO POR LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Se realizan dos levantamientos topográficos en diferentes fechas, uno el 17/10/2016 para determinar los ejes de asentamiento en la edificación con los datos obtenidos de las derivas y así establecer en qué dirección se está desplazando y otro tres meses después el 16/01//2017 luego que pasara un tiempo aceptable en que la estructura pudiera presentar movimientos nuevamente y así rectificar con los valores de derivas anteriores si la estructura se detuvo o continuo con la tendencia de movimiento.

Para la medición de las derivas se hizo necesario ubicar puntos bordeando diferentes zonas del edificio, se sitúa el teodolito lo más perpendicular a las fachadas posible y se toma de referencia las esquinas de la edificación desde el punto inferior para posteriormente ascender hasta encontrar el borde superior. La medición del desplazamiento se realiza desde borde de la esquina superior del edificio con respecto a la línea guía del instrumento haciendo uso de la mira topográfica.

Figura 4. Vectores de desplazamiento (derivas)



En la anterior figura se detalla los ejes correspondientes a cada zapata analizados topográficamente y la dirección y magnitud de desplazamiento horizontal que se encontraron por medio de la mira topográfica, posteriormente estos valores fueron rectificados desde los mismos puntos de la primera toma por medio de puntillas de acero enterradas en cada posición del teodolito. A continuación se presenta una tabla con los valores medidos en la primera y segunda visita.

Tabla 1. Diferencia derivas

Eje		Inicial (cm)	Final (cm)
A2	←	3,5	3,5
A2	↑	11	11,1
A4	←	4,1	4,3
A4	↑	12,3	12,5
B6	←	1	1,2
B6	↑	19,8	20,1
D6	←	1	1,1
D5	←	7	7,2

2.2 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE

Se encuentra el estudio de suelos realizado para la proyección de la cimentación en la edificación nueva del año 2010, en él se detallan los resultados de 3 sondeos STP de penetración estándar y se toman algunas características importantes.

2.2.1 Posición fisiográfica. El predio en estudio se encuentra localizado en la Calle 48 # 9 – 83 Barrio Cardales del municipio de Barrancabermeja. El relieve de la zona general es plano; el área total del proyecto que se construyó es de aproximadamente 239 m².

2.2.2 Hidrología y nivel freático. La cabecera del Municipio de Barrancabermeja está localizada a la margen derecha del Río Magdalena. La altura promedio sobre el nivel del mar es de 81 m. y el territorio en su mayor parte es plano; corresponde al valle del Río Magdalena y por tanto es factible encontrar niveles freáticos muy superficiales.



Las profundidades de nivel freático encontradas se detallan en la siguiente tabla.



Tabla 2. Profundidades nivel freático

Sondeo No.	Profundidad (metros)
1	1.0
2	2.0
3	2.5

2.2.3 Suelo existente. Según los resultados de la exploración del subsuelo, los materiales existentes se caracterizan por presentar un perfil de suelo Arenoso Limoso y posteriormente una Grava Limosa a más profundidad.

Tabla 3. Perfil típico de suelo en el sondeo 1 y 2

NIVEL - metros		SONDEO 1 - 2.	DETALLE
Desde	Hasta		
0.0	1.5		<p>Suelos Aluviales, material suelto, consisten en Arenas Limosas, de grano fino y grueso, saturadas, de clasificación SM.</p> <p>Limitaciones geotécnicas: no son competentes para la cimentación de estructuras.</p>
1.5	3.0		<p>Suelos Aluviales, material suelto, consisten en Arenas Limosas, de grano fino y grueso, saturadas, de clasificación SM.</p> <p>Limitaciones geotécnicas: no son competentes para la cimentación de estructuras.</p>

3.0	4.5		<p>Material que se desprende de la pared de perforación</p> <p>Suelos Aluviales, consiste en Arenas Mal Graduadas Ligeramente Limosas, densas, regularmente resistentes, color café y gris claro, de clasificación SP - SM.</p> <p>Limitaciones geotécnicas: algo competentes para la cimentación de estructuras.</p>
4.5	> 5.5		<p>Material que se desprende de la pared de perforación</p> <p>Suelos Aluviales, consiste en Arenas Mal Graduadas Ligeramente Limosas, densas, medianamente resistentes, color café y gris claro, de clasificación SP - SM.</p> <p>Limitaciones geotécnicas: competentes para la cimentación de estructuras.</p>

2.2.4 Resultados sondeos. Los ensayos de Penetración estándar realizados en el año 2010 dan una idea del comportamiento y resistencia del suelo, conjuntamente con las muestras excavadas se permitió la clasificaron del suelo por medio de inspección visual y ensayos de granulometría y límites.

2.2.5 Características del suelo. El perfil de suelo consiste en un estrato de Arena Limosa (SM) y/o Grava Limosa de color gris oscuro a negro y marrón. Todas las medidas son a partir del nivel de piso. En el siguiente esquema se resume la información recopilada de los sondeos

Figura 5. Perfil estratigráfico suelo

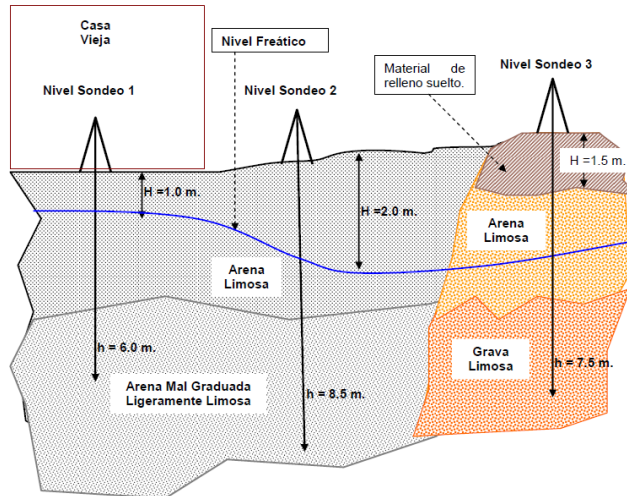


Tabla 4. Resultados Sondeo 2 STP-Mecánico año 2010

Prof. Mts	Cód. Mtra.	SUCS	No DE GOLPES			Golpes/5"				
			6	12	18	0	20	40	60	80
0-0,5	-	SM	2	2	3					
0,5-1			1	1	2					
1-1,5	M1		3	7	3					
1,5-2			2	1	2					
2-2,5	M2	2	5	8						
2,5-3		8	6	6						
3-3,5		8	12	5						
3,5-4	M3	GM	4	2	3					
4-4,5			2	3	3					
4,5-5			4	5	5					
5-5,5	M4		6	6	6					
5,5-6		8	9	11						
6-6,5		14	11	12						
6,5-7	M5	13	13	14						
7-7,5		16	16	15						
7,5-8		16	16	16						
8-8,5		16	20	RT						

2.3 CÁLCULO CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS

Se hizo necesario saber la capacidad portante del suelo para tener una idea de la presión que podría soportar al momento de ubicar las zapatas en el edificio nuevo que posteriormente se construyó, para ello se tomó en cuenta el valor de N_{cor} que se calculó con respecto al número de golpes del ensayo de penetración y por medio de fórmulas de presión admisibles de Meyerhof se hallaron las respectivas capacidades.

$$Q_a = \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2 * \frac{N}{12}$$

Q_a : Presión Admisible en Kg/cm²

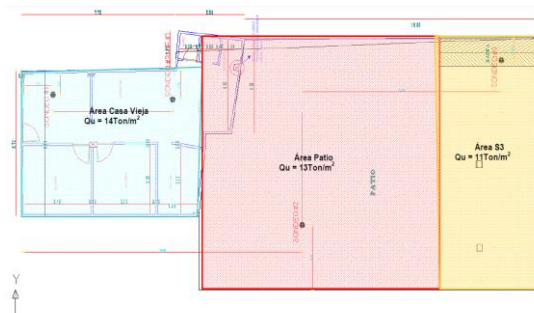
B : Ancho del Cimiento en metros

N : Número de Golpes por pie

De la misma forma se calculan las capacidades de carga promedio de diseño para cada uno de los sondeos en las 3 zonas principales.

En el siguiente gráfico se detallan las áreas de trabajo que se tuvo en cuenta en los diseños de la cimentación de la estructura y sus respectivas capacidades de carga para un desplante de zapatas con 4.5 m de profundidad. Los valores de capacidad de carga se calcularon para un asentamiento máximo de 2.5 cm.

Figura 6. Áreas de trabajo según capacidad de carga



Capacidad de zona celeste = **14 Ton/m²**,

Capacidad de zona rosada = **5 Ton/m²**,
Capacidad de zona amarilla= **11 Ton/m²**,

2.4 ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN Y GRAVEDAD ESPECÍFICA

El ensayo de consolidación permite hallar las constantes de un suelo No Lineal [3] mediante el uso de carga y recarga con pesas de distintas magnitudes; para el estudio, las tomas de muestra que se tomaron de la excavación realizada correspondiente a la zona rosada y cercana al lugar del sondeo 2 a una profundidad de 1,2 m. Las muestras de suelos se tomaron con anillos metálicos hincados, y seguidamente envueltos en papel de polietileno para conservar la humedad y sus propiedades. En Bucaramanga se envían a un laboratorio certificado para ser sometido al ensayo de consolidación y gravedad específica.

2.4.1 Resultados ensayo gravedad específica. El ensayo de gravedad específica permite hacer la relación entre el peso específico de la materia del suelo y el peso específico del agua. El valor de la gravedad específica es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo.

El cálculo de gravedad específica fue encontrado mediante la norma ASTM D 854 aplicada en los laboratorios de Construsuelos con una magnitud de 2.67 que corresponde a un valor normal presentado en Arenas con presencia de limos.

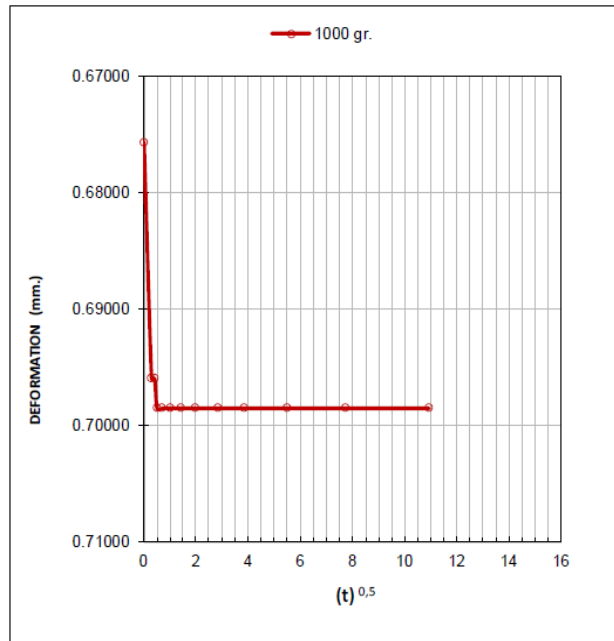
Figura 7. Resultados gravedad especifica.

Proyecto:	EDIFICACION BARRANCA		
Localización:	BARRANCA - SANTANDER		
Perforación			
Muestra #:	1		
Profundidad (m):	0,00-1,20		
Solicitado por:			
Fecha:	ENERO DE 2017		
Descripción del material:	GRAVAS LIMOSAS		
W %	14,69		
LL %:	28,00		
IP %:	3,00		
# 200:	28,45		
SUCS:	GM		
DATOS DEL ENSAYO			
W_b	Peso del frasco volumétrico vacío y seco =	127.70	gr
W_{bw}	Peso del frasco + agua destilada =	625.40	gr
W_{s-tara}	Peso de la muestra seca + tara =	59.50	gr
recipiente	Peso del recipiente =	9.50	gr.
W_s	Peso de la muestra seca =	50.00	gr.
W_{bws}	Peso del frasco + agua + muestra =	656.70	gr
T	Temperatura °C =	25,5	
K	Factor de corrección por temperatura =	0.9986	
$G_s = \frac{K \cdot W_s}{W_{bw} + W_s - W_{bws}}$		2.67	

2.4.2 Resultado ensayo de consolidación. El ensayo de consolidación, consiste en comprimir verticalmente una muestra confinada en un anillo rígido bajo la acción de un fluido incompresible como el agua, de modo que reciba toda la carga de presión y en un tiempo se transfiera a la muestra de suelo. El resultado de esas presiones se conoce comúnmente como asentamientos.

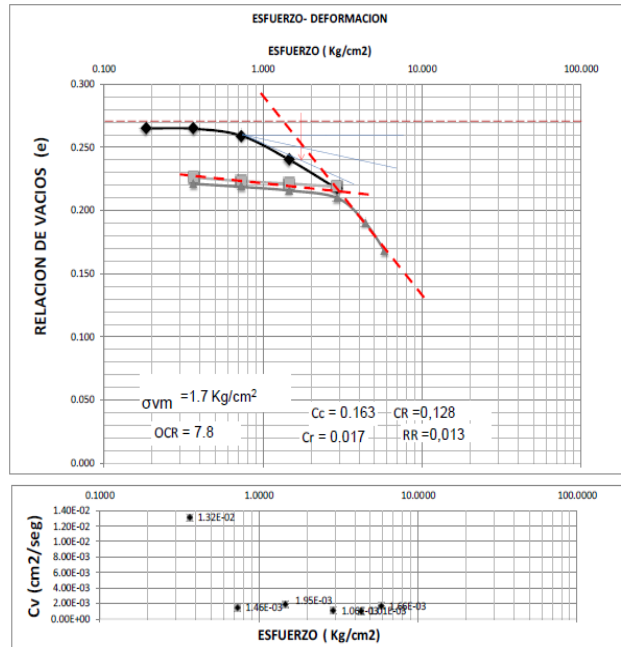
El procedimiento para realizar en ensayo de consolidación se describe en la norma I.N.V. E -151-13 y permite determinar las curvas de consolidación para las diferentes cargas a las que es sometida la muestra, se pueden determinar índice de compresión C_c , de recompresión C_r de expansión C_s y la relación de sobreconsolidación del suelo OCR.

Figura 8. Gráfica recarga consolidación



En la figura 8 se puede detallar la gráfica deformación vs raíz del tiempo para una recarga con pesas de 1 Kg, la curva presentada es característica del comportamiento de un suelo arenoso pues en los primeros segundos se da la consolidación total correspondiente a la consolidación inmediata, esto se da en razón al alto coeficiente de permeabilidad que transmite la carga sobre la muestra suelo en los primeros instantes.

Figura 9. Gráfica final consolidación



2.5 DETERMINACIÓN DE ASENTAMIENTOS

Para el proceso se utilizó una herramienta software llamado Settle3D, es un programa tridimensional creado por Rocscience para el análisis de consolidación y asentamientos producidos por la aplicación de diversas cargas. Se pueden modelar formas de cargas circulares, rectangulares o poligonales que pueden ser definidas por el usuario con magnitudes uniformes o variables para fundaciones tanto flexibles como rígidas de modo que se asemeje lo más posible a la realidad de la cimentación. Los asentamientos, esfuerzos y presiones de poro se calculan a lo largo del análisis tridimensional, y los resultados pueden ser visualizados en planos horizontales o verticales en 3 dimensiones.

2.5.1 Métodos de análisis de asentamientos de la herramienta software.

Para un correcto análisis de asentamientos el programa permite que sea el

usuario quién escoja el método de análisis de esfuerzos según los datos y la realidad del suelo de la cimentación estudiada, a continuación se presenta los métodos más utilizados por el programa [4].

- **Método de Boussinesq:** La ecuación de Boussinesq es uno de los métodos más utilizados para obtener la distribución de esfuerzos inducida por una carga vertical aplicada. Al desarrollar la fórmula de carga puntual, Boussinesq asumió que un medio del suelo es elástico, isotrópico y homogéneo. Sin embargo, para calcular los esfuerzos debidos a una carga distribuida, la solución de Boussinesq por defecto en el software está integrada sobre el área de la base.

- **Método 2:1:** El método 2:1 supone que la zona de influencia para una carga rectangular aplicada tiene una pendiente de 2:1.

De la misma manera, para una base de carga no rectangular, el esfuerzo se calcula con el área de la carga en la superficie y con el aumento de la profundidad; el área sobre la cual se aplica la carga aumenta en una proporción de 2:1 y por tanto la magnitud del esfuerzo de carga disminuye.

- **Método de Capas múltiples**

El método de múltiples capas tiene en cuenta la rigidez de cada capa de suelo, cuando el cálculo de la distribución del esfuerzo debido a la carga. Si las capas de suelo tienen significativamente diferentes valores de rigidez, a continuación, la distribución de tensiones resultante puede ser muy diferente de la solución de Boussinesq, que asume propiedades elásticas homogéneas.

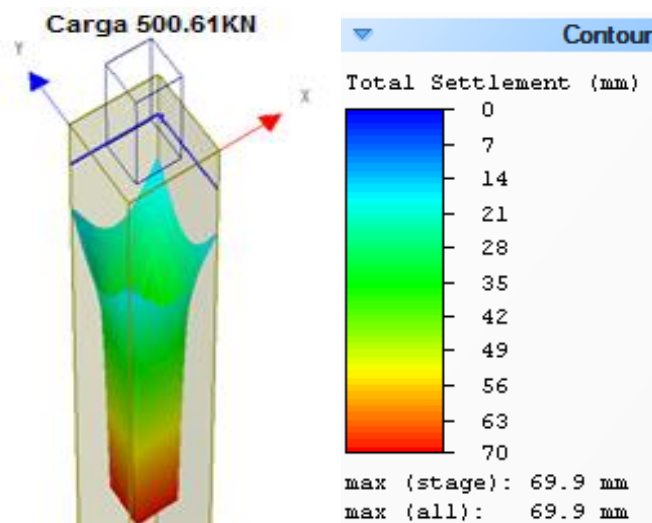
2.5.2 Análisis de asentamiento. El software tiene una interfaz gráfica que permite observar con facilidad la deformación del suelo, la magnitud y rango de colores según el valor de asentamiento, también se puede recopilar datos de consolidación inmediata, secundaria y total para diferenciar los asentamientos presentados en cada uno. De esta manera se procede a realizar el análisis para

cada una de las zapatas según los datos de dimensiones de zapata, características y los datos obtenidos con el ensayo de consolidación para determinar los valores de asentamiento que ha sufrido cada una, aplicando las cargas propias teniendo en cuenta los dos niveles extras del edificio construido. Los resultados se pueden observar a continuación:

Tabla 5. Dimensiones, esfuerzos y asentamientos en cada zapata.

Columna	P [KN]	Dimensiones [m]		Asentamiento presión [mm]		
		X	Y	Inmediato	Consolidado	total
6B	500,612111	1,4	1,4	28	41,9	69,9
6D	506,630377	1,4	1,4	28,4	42,5	70,9
5B	546,914895	1,3	1,4	31,9	51,4	81,5
5D	472,433873	1,3	1,4	27,6	45,2	71,1
4A	448,769334	1,8	1,8	19,4	23,2	42,6
4C	477,146853	1,8	1,8	20,4	24,6	45
4E	362,789837	1,4	1,6	19	24,5	43,6
3A	788,432688	2,2	2,2	27,4	17	35,2
3C	855,759547	2,2	2,2	29,8	18,1	37,8
3E	467,322332	1,7	2	20,6	17	33,4
2A	40,4439425	1,7	2	1,8	2,3	3,7
2C	415,300203	1,7	2	16,5	19,8	36,4
2E	37,4846296	1,7	2	1,6	2,2	3,5
1C	356,412866	1,4	1,4	19,9	13,9	27
1E	212,173765	1,2	1,2	13,9	10,8	19,8

Figura 10. Modelo de asentamientos zapata 6B

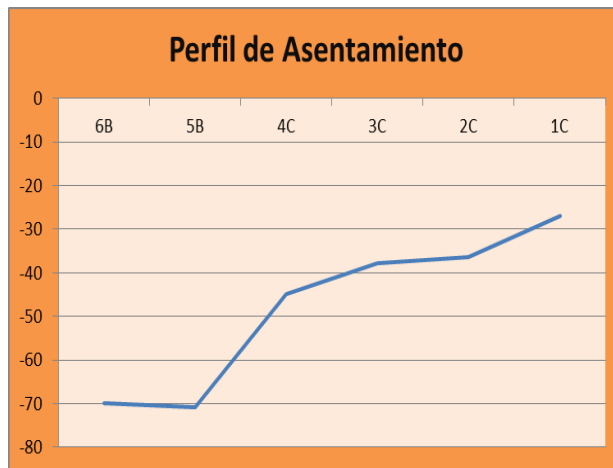


2.6 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Luego de completar el cálculo de asentamientos por medio del Software especializado se procede a comparar los resultados con los datos de derivas hallados topográficamente y se aprecia que los asentamientos máximos presentados se dan en las zapatas correspondientes a la zona de la antigua casa que es a su vez la zona con las derivas más excesivas, la diferencia notable entre el asentamiento de unas zonas a las otras dan a entender que la estructura se está asentando en diferentes magnitudes y por tanto se catalogan como asentamientos diferenciales.

Es posible notar los asentamientos diferenciales graficando los resultados del programa en los ejes de la estructura, para ello se toma de referencia las zapatas ubicadas en los ejes B y C en su respectivo orden y magnitud de asentamientos calculados [5].

Figura 11. Perfil de asentamientos Eje B y C



La norma NSR-10 especifica los asentamientos máximos diferenciales que pueden ocurrir en la estructura por medio del ítem H.4.9.3 y que dependen de la longitud entre luces [6].

Tabla 6. Valores máximos de asentamientos diferenciales (H.4.9-1)

Tipo de construcción	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

Una de las longitudes más críticas se encuentra entre las zapatas 2C y 1C con valor de 5,21 m, para la edificación del hotel que es construida con pórticos en concreto se aceptan asentamientos diferenciales de $\ell/300$ y por tanto la diferencia de asentamientos entre esas zapatas específicas no debe exceder los 1.73cm.

2.7 ANÁLISIS DE COLAPSO DEL SUELO

Se hace necesario un análisis de colapso del suelo para verificar si es necesario aplicar una solución y comprobar el potencial que tiene el suelo ya que por ser un suelo aluvial arenoso con presencia de limos es potencialmente colapsable.

Para determinar si el suelo es colapsable se hace una relación entre el peso unitario seco del suelo γ_d y el peso unitario crítico γ_{dcrit} [7].

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_L}$$

Donde:

$\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

$G_s =$ Gravedad específica 2.67

$w_L =$ Límite líquido = 0.28

$\gamma_d = W_s/V_m$

Ws= Peso seco muestra= 50 g

Vm= Volumen muestra= 62.2cm³

Yd= 0.8 g/cm³

Ydcirt= 1.52 g/cm³

$\frac{Y_d}{Y_{dcirt}} > 1$ el suelo es estable o expansivo, y si

$\frac{Y_d}{Y_{dcirt}} \leq 1$ el suelo es colapsable

Yd/Ydcirt= 0.52 por tanto es un suelo **colapsable**

2.8 DEFORMACIÓN POTENCIAL DE HIDROCOLAPSO

Para poder clasificar la severidad del suelo se toma en cuenta los parámetros del título H de la NSR-10 donde por medio de valores de deformación de potencial de hidrocolapso se puede diagnosticar qué tan problemático se encuentra.

Tabla 7. Clasificación de colapso (H-9.3-1)

Deformación potencial de hidrocolapso, ϵ_w	Clasificación de severidad
0 – 0.01	sin problema
0.01 – 0.05	moderada
0.05 – 0.10	problema potencial
0.10 – 0.20	severa
> 0.20	muy severa

El ϵ_w o índice de hidrocolapso se calcula por medio de la diferencia de relación de vacíos y la relación de vacíos inicial que pueden ser determinados por medio de la gráfica del ensayo de consolidación.

$$\epsilon_w = \frac{\Delta e}{(1+e_0)}$$

Donde $\Delta e = 0.253 - 0.154 = 0.099$

$$e_0 = 0.253$$

$\epsilon_w = 0.07$, que según la Tabla 6 se clasifica como problema potencial y requiere atención.

3. SOLUCION DEL PROBLEMA

Se pueden presentar muchos tipos de propuestas para estabilizar el suelo de una estructura afectada desde trabajos invasivos como no invasivos así como intervenciones profundas o superficiales dependiendo de las características del suelo, problemas presentados en la estructura y presupuesto para el proyecto [8], sin embargo hay que aclarar que todas ellas tienen en común dos objetivos principales, al hacer la intervención de la cimentación se debe garantizar el detener y corregir las deformaciones así como controlar las causas que las originan.

El título H de la norma NSR-10 en su índice H.7.4.6 [9] permite diagnosticar 14 alternativas diferentes que densifican y mejoran la resistencia del suelo, como propuesta de solución se toman de referencia dos alternativas que se consideran son las más viables para la estabilización del proyecto.

Para ello se hace una descripción de una técnica de refuerzo invasiva que actúan directamente sobre las cimentaciones superficiales y profundas como los pilotes, posteriormente se describe una técnica no invasiva, que no constituye una acción directa sobre la cimentación como lo es el Jet-grouting.

3.1 MÉTODO DE RECALCE DE CIMENTACIÓN

Cuando el firme no satisface las necesidades de la cimentación y la mejora del terreno mediante la inyección no es efectiva, se recurre a transferir las cargas a estratos profundos más competentes. La forma de llevar a cabo estos recalces es básicamente pilotes ó micropilotes. Esta técnica ha sido comúnmente usada en obras de restauración y rehabilitación de edificios y poco a poco ha sido

implementada en ciertas zonas del país con éxito ya que aunque son intervenciones invasivas se realizan con una maquinaria reducida y permite movimientos dentro de obras complejas y de difícil acceso.

3.1.1 Uso de pilotes como solución alternativa. Para un recalce tan complejo como el descrito en el proyecto la solución más viable son recalces con pilotes o micropilotes, diferenciándose uno del otro en la gran capacidad estructural aportante de los primeros y el bajo costo de aplicación de los segundos, si bien una solución con micropilotes puede llegar a ser más económica por el tamaño de estos, es preferible hacer una mayor inversión y asegurar un sistema que pueda soportar las cargas con profundidades suficientes para alcanzar suelo sustentable y evitar futuros fallos estructurales y por supuesto también controlar los asentamientos presentados por exceso de cargas.

3.1.2 Características de pilotes a implementar.

3.1.2.1 Material. Los pilotes de acero son a base de tubos que se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados [10]. Debido a su alta resistencia y ductilidad, los pilotes de acero pueden hincarse en suelos duros y soportar grandes cargas. También su resistencia en tracción es más alta que cualquier otro tipo de pilote.

3.1.2.2 Sistema constructivo. El proceso de hincado consiste el uso de unidades prefabricadas que se hincan hacia el suelo mediante martillos a vapor, neumáticos, diesel, o vibratorios. Son sencillos de unir y constituyen una buena opción cuando la longitud requerida es mayor que 18m, simplemente hinca la primera sección, luego suelda con la siguiente sección y continúa hincando hasta encontrar suelo apto.

3.1.3 Teoría de capacidad de carga. Los cálculos de capacidad de soporte en los pilotes varían según el tipo de suelo y dependen si es cohesivo o no cohesivo, también varían según la forma en que fue dispuesto el pilote en el terreno ya sea hincado o excavado. El suelo característico del proyecto es un suelo arenoso con presencia de limos y por tanto se asume que es un suelo no cohesivo.

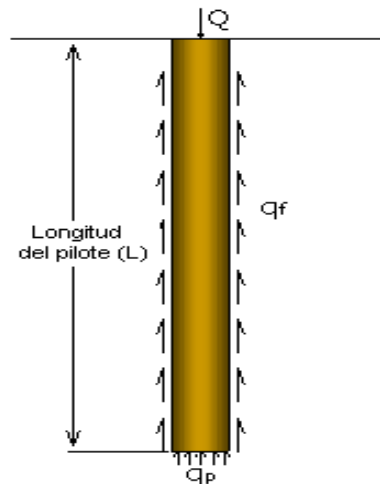
Método basado en la prueba de penetración estándar: La base del método estático o de mecánica de suelos para calcular la capacidad de carga final de un pilote es que la capacidad de carga final es igual a la suma de la resistencia última de la base del pilote y la fricción superficial final a lo largo del cuerpo del pilote enterrado.

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

Dónde: Q_p = Resistencia de la base.

Q_f = Resistencia por fricción del pilote.

Figura 12. Cargas actuantes en el pilote



3.1.3.1 Capacidad de carga en la base. La capacidad de carga de fuste o de punta del pilote se calcula por medio del área transversal del pilote por la presión en la punta [11]

$$Q_{\text{punta}} = A_p \times q_p$$

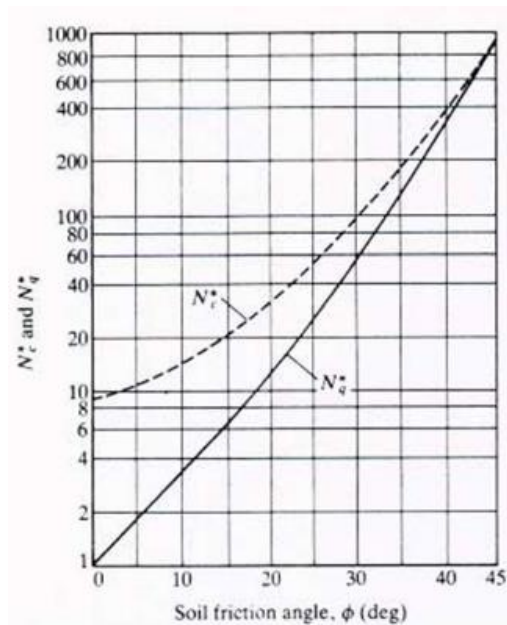
A_p = Área de la base del pilote

$$q_p = (C \cdot N_c + q' \cdot N_q)$$

$$q' = \gamma d \cdot L$$

Para casos específicos como las arenas donde teóricamente no existe cohesión el primer término de la ecuación de q_p es igual a 0 mientras que para el segundo término se debe calcular el esfuerzo efectivo en la punta q' con el peso específico de la arena y la longitud total del pilote.

Figura 13. Gráfica de ecuación de Meyerhof para N_q y N_c



3.1.3.2 Capacidad de carga por fricción o fuste.

A medida que se va hincando el pilote y cuando las cargas actuantes en él empiecen a trabajar, aparecerán esfuerzos de fricción lateral debidos al contacto con el suelo, para poder calcularlos es necesario encontrar la resistencia por fricción lateral

$$Q_{\text{fricción}} = P \times q_f$$

P= Perímetro del pilote

$$q_f = \sum(f\Delta L)$$

$f_{\text{prom}} = 2N_{\text{cor}}$ grandes desplazamientos

$f_{\text{prom}} = N_{\text{cor}}$ pequeños desplazamientos

3.1.4 Cálculos de capacidad de carga. Para el caso aplicativo se realizarán los cálculos del diámetro y la profundidad de pilotes necesarios para contrarrestar las cargas que están produciendo los asentamientos críticos en la zapata 4A. Ésta zapata en particular ha presentado asentamientos de 4.26 cm, es una zapata céntrica y simétrica de 1.8x1.8 m y se encuentra sometida a una fuerza axial de 448.76 KN, para el análisis se procederá a ubicar dos pilotes en direcciones alternas a una distancia media entre el centro y borde de la zapata [12].

La zona de ubicación de la zapata corresponde a los datos del sondeo 2 y por tanto se procederá a calcular el $N_{\text{corregido}}$, el N_q con base a los datos del STP y el ángulo de fricción pues son necesarios para la carga por fuste y posteriormente para el f_{prom} de la carga por fricción.

Tabla 8. Ángulos de fricción para el sondeo 2

Sondeo 2									
profundidad	N	H	W unit	rv'	Cn	Nf	Ncor	Ncor60%	Angulo fricción
0-0.5	5	0,5	1,4	0,065	1,88	5	9	6	28,88
0.5-1	3	1	1,4	0,195	1,67	3	5	3	28,00
1-1.5	10	1,5	1,4	0,39	1,44	10	14	9	29,76
1.5-2	3	2	1,5	0,669	1,2	3	3	2	27,70
2-2.5	13	2,5	1,5	1,017	0,99	13	12	8	29,47
2.5-3	12	3	1,5	1,435	0,82	12	9	6	28,88
3-3.5	17	3,5	1,6	1,956	0,68	17	11	7	29,17
3.5-4	5	4	1,6	2,55	0,56	5	2	2	27,70
4-4.5	6	4,5	1,7	3,261	0,47	6	2	2	27,70
4.5-5	10	5	1,7	4,051	0,4	10	3	2	27,70
5-5.5	12	5,5	1,7	4,919	0,34	12	4	3	28,00
5.5-6	20	6	1,7	5,867	0,29	20	5	3	28,00
6-6.5	23	6,5	1,7	6,893	0,25	23	5	3	28,00
6.5-7	27	7	1,8	8,064	0,22	27	5	3	28,00
7-7.5	31	7,5	1,8	9,318	0,19	31	6	4	28,29
7.5-8	32	8	1,8	10,66	0,17	32	5	3	28,00
8-8.5	22	8,5	1,8	12,08	0,15	22	3	2	27,70

Tabla 9. Cálculo de Nq, Nc, Ncor y fprom

Sondeo 2							
profundidad	ø	Nq	Nc	Ncor	Long	f	Lxf
0,5	28,88056	16,2258	27,6036	6	0,5	6	3
1	27,99514	14,712	25,7938	3	0,5	3	1,5
1,5	29,75626	17,9004	29,5621	12	0,5	12	6
2	27,69784	14,2403	25,2214	3	0,5	3	1,5
2,5	29,46544	17,3233	28,8919	13	0,5	13	6,5
3	28,88056	16,2258	27,6036	12	0,5	12	6
3,5	29,17354	16,7653	28,2393	15	0,5	15	7,5
4	27,69784	14,2403	25,2214	4	0,5	4	2
4,5	27,69784	14,2403	25,2214	4	0,5	4	2
5	27,69784	14,2403	25,2214	7	0,5	7	3,5
5,5	27,99514	14,712	25,7938	6	0,5	6	3
6	27,99514	14,712	25,7938	10	0,5	10	5
6,5	27,99514	14,712	25,7938	12	0,5	12	6
7	27,99514	14,712	25,7938	14	0,5	14	7
7,5	28,29136	15,1998	26,3814	16	0,5	16	8
8	27,99514	14,712	25,7938	16	0,5	16	8
8,5	27,69784	14,2403	25,2214	11	0,5	11	5,5
						f _{prom}	7,9167

Inicialmente se propondrán pilotes circulares de longitud 6.5 m y diámetro 0.4 m para contrarrestar la carga, para ello cada uno debe soportar una fuerza de 224.38 KN en un material arenoso con peso específico aproximadamente igual a 16 KN/m³

Capacidad de carga en punta:

$$Q_{\text{punta}} = A_p \times \gamma_d \times L \times N_q$$

$$Q_{\text{punta}} = 0.1256 \times 16 \times 6.5 \times 14.71$$

$$Q_{\text{punta}} = 192.27 \text{ KN}$$

Capacidad de carga por fricción:

$$Q_f = P \times \Sigma(f\Delta L)$$

$$Q_f = 1.256 \times \frac{0.5 \times 6 + 0.5 \times 3 + 0.5 \times 12 \dots}{6}$$

$$Q_f = 1.256 \times 8.2308$$

$$Q_f = 10.34 \text{ KN}$$

Capacidad total pilote:

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{punta}} + Q_f$$

$$Q_{\text{total}} = 192.27 + 10.34$$

$$Q_{\text{total}} = 202.61 \text{ KN}$$

El cálculo de capacidad final de cada pilote arroja un resultado menor al que debe resistir para que teóricamente se igualen las fuerzas verticales, sin embargo con los datos de carga de la zapata y las capacidades de los pilotes, se modelarán en el programa Settle3D para analizar cómo se afectan los asentamientos.

Figura 14. Ubicación de los pilotes en la zapata

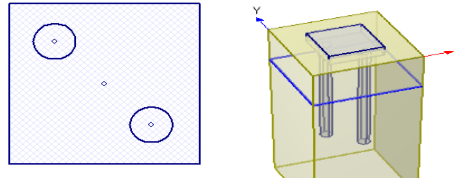
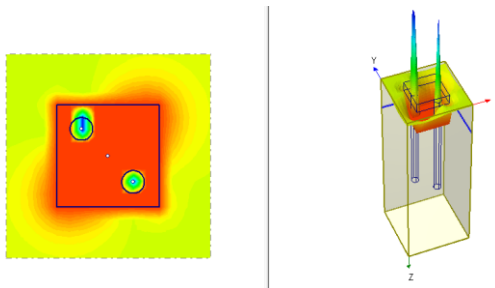


Figura 15. Simulación asentamientos zapata A4



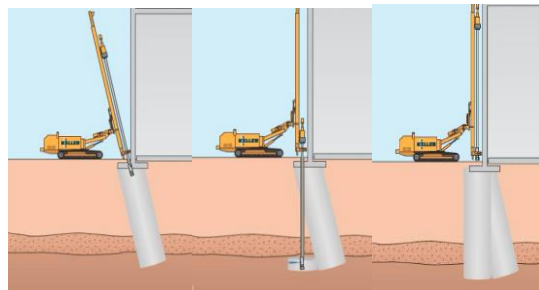
Luego de correr nuevamente el programa el asentamiento total presentado en el suelo debido al sistema de cargas es de 1.8 cm y por tanto se puede determinar que si bien la suma de las cargas verticales de los pilotes no contrarrestan totalmente la carga aportada por las zapatas, sí aportan considerablemente en la disminución de asentamientos hasta el punto de encontrar valores por debajo de 2.5 cm, valor estipulado admisible en la NSR-10.

3.2 MÉTODO JET-GROUTING

Este método consiste en la inyección de lechadas de cemento a presiones muy altas capaces de romper el terreno y producir una mezcla del terreno con la

lechada de cemento inyectado [13]. El resultado final es un nuevo suelo, más o menos cilíndrico, cuya resistencia y permeabilidad son diferentes a las del suelo original.

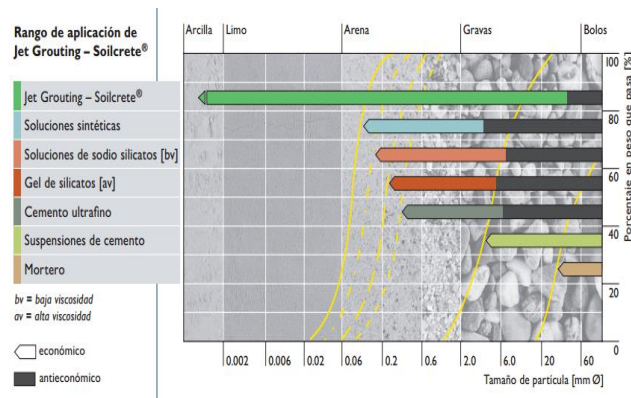
Figura 16. Inyección de lechadas de cemento



El equipo está formado por tres componentes, una perforadora que se asemeja a las utilizadas para micropilotes pero dotada de mecanismos más automatizados, una mezcladora que mide y dosifica las características de la lechada y una bomba capaz de inyectar un gran volumen de caudal a presiones elevadas.

La ventaja de aplicación de esta técnica radica en su aplicabilidad a casi todos los tipos de suelos.

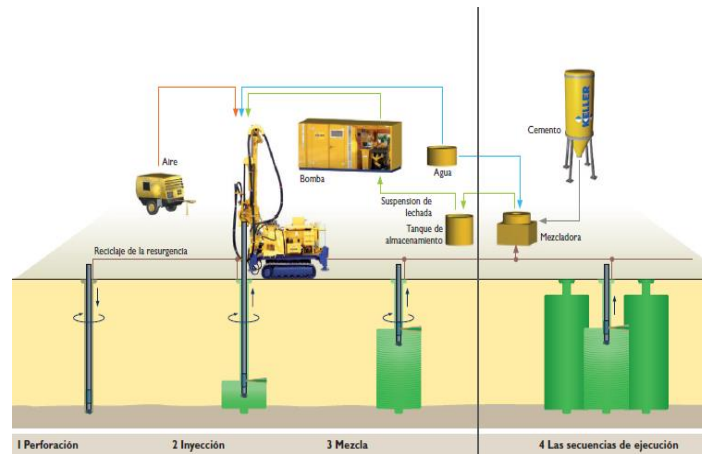
Figura 17. Rango de aplicaciones para técnicas de inyección



3.2.1 Descripción del método. El procedimiento de ejecución comienza con la realización de una perforación en el terreno hasta la profundidad requerida, que permite que el útil de inyección acceda al lugar deseado del tratamiento. Se inicia la inyección para poder formar el cuerpo de suelo tratado, mediante el desplazamiento vertical del monitor (la cabeza de inyección) y aplicando simultáneamente rotación.

El jet rompe el terreno que es desplazando parcialmente hacia el exterior por el espacio anular que queda disponible entre el varillaje y la perforación [14]. La holgura entre el monitor y las paredes de la perforación es de vital importancia para el tratamiento pues si se obtura este camino el recinto perforado entrará en carga y podrá producirse una fracturación. La inyección de cemento se mezcla con el terreno y también parte de la misma es expulsada. Todo el material expulsado a la superficie constituye el material de resurgencia. El monitor se extrae con una velocidad de ascenso y una velocidad de rotación por lo que las formas constructivas habituales son “columnas”. También se puede programar el equipo para realizar otras formas o porciones de la columna (restringiendo la rotación entre ciertos rangos) o como paneles (ascenso casi sin rotación). Se comprende que, ejerciendo una acción constante con el jet (chorro), la respuesta del terreno es variable según la resistencia que oponga al mismo, y por ello el tamaño y forma del cuerpo tratado obtenido mostrará oscilaciones en dimensiones, configuración, etc., en función del tipo de suelo encontrado. Hay dos formas de ascenso del monitor, una en forma discontinua con etapas de permanencia en cada escalón de ascenso y otra continua formando, en conjunto con la rotación, un espiral.

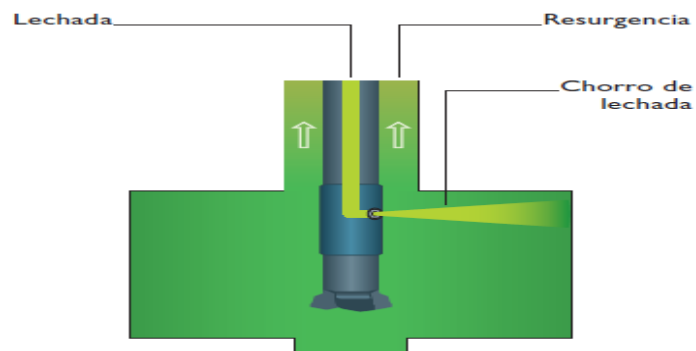
Figura 18. Proceso constructivo



3.2.2 Tipos de Jet Grouting.

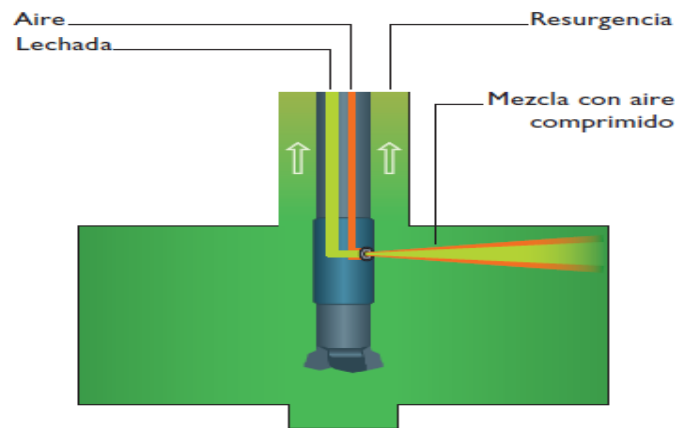
Método simple: La inyección se hace con una lechada de cemento mediante dos toberas situadas a diferente nivel [15]. La presión de inyección varía entre 20-60 MPa. La velocidad de ascenso de los tubos varía entre 5 y 50 cm por minuto, y la velocidad de rotación entre 10-30 r.p.m. El diámetro de las toberas es de 3 a 5 mm, la relación agua cemento esta entre 1 y 2, se utiliza para diámetros pequeños y medianos de columnas de Jet Grouting, de entre 0,45 y 0,80 m aproximadamente, dependerá de la naturaleza del terreno.

Figura 19. Método simple



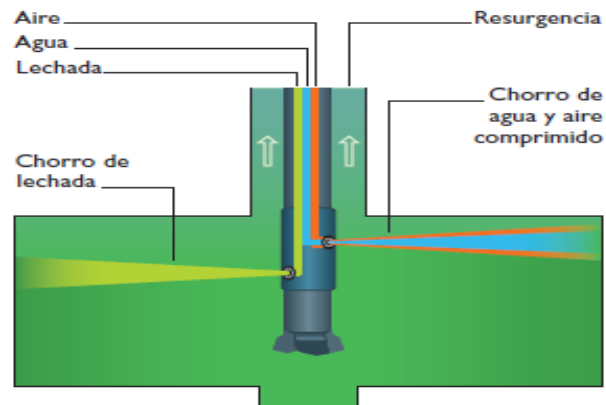
Método doble: En este sistema la inyección es doble, hay dos variables el jet 2A en que la inyección es de cemento y aire, y el jet 2W en que la inyección es de cemento y agua. En el A la presión puede llegar a los 50 MPa mientras que en la del aire es de 0.7 y 1.2 MPa. En el jet 2W la inyección del cemento i la del agua llegan a presiones de hasta 50 MPa. Se pueden conseguir diámetros de entre 0,6 y 2,0 m

Figura 20. Método doble



Método triple: La inyección es triple, por la tobera inferior se inyecta la lechada de cemento hasta 50 MPa y aire y agua por la tobera superior. La inyección de agua se hace a 50MPa y la de aire entre 0.7 y 1.2 MPa. La velocidad del ascenso de los tubos es de 4 a 10 centímetros por minuto y la velocidad de rotación de 3 a 8 r.p.m., el diámetro de las toberas de la lechada de cemento es de 6-8 mm y la de agua de 1.5mm. Para la lechada se utilizan relaciones de agua cemento entre 0.7 y 1 el caudal de lechada será de 50-180 l/min, el de agua a 40-100 l/min y el de aire 0.4-1 m³/min.

Figura 21. Método triple



Ventaja apreciable respecto a los otros sistemas, permite atravesar todo tipo de terrenos por el sistema de perforación con que se realiza.

3.2.3 Diseño – Propiedades del suelo tratado. El diseño de un tratamiento del terreno mediante la técnica de jet-grouting precisa conocer las propiedades medias del suelo-cemento de las columnas [16]. Tanto las propiedades del suelo tratado, (resistencia media a tracción, compresión, cortante y módulo de deformación, y el coeficiente de permeabilidad), como las propiedades geométricas, en particular el diámetro mínimo de la columna creada. Estas propiedades se pueden obtener mediante métodos empíricos, con tablas obtenidas en tratamientos realizados en terrenos similares.

3.2.4 Diseño método empírico. En función de la naturaleza inicial del suelo a tratar se pueden obtener de los siguientes parámetros del suelo tratado [17]:

Resistencia a compresión del suelo tratado: Se puede obtener su valor de la tabla 10

Tabla 10. Valores de RC

Naturaleza del terreno inicial	RC (MPa)
Arcillas	2 a 5
Limos	3 a 7
Arenas y gravas limpias	6 a 15

Resistencia a tracción del suelo tratado:

Se puede estimar su valor en el orden del 10% de su resistencia a compresión:

$$RT=0.10*RC \quad RT=0.10*6 \quad RT=0.6$$

Resistencia a esfuerzo cortante del suelo tratado:

Se puede estimar su valor en el orden del 8% de su valor de resistencia a compresión:

$$Q=0.08* RC \quad Q=0.08*6 \quad Q=0.48$$

Coeficiente de permeabilidad del suelo tratado:

El coeficiente de permeabilidad se puede obtener de la Tabla 11, siendo función de la naturaleza del terreno original. Es importante en todo caso indicar que la permeabilidad global depende tanto de la continuidad del tratamiento como de la permeabilidad del propio suelo tratado.

Tabla 11. Valores de k

Naturaleza del terreno inicial	K del terreno a tratar (m/seg)
Arcillas	10^{-7} a 10^{-9}
Limos	10^{-7} a 10^{-9}
Arenas y gravas	10^{-8} a 10^{-10}

Diámetros medios de las columnas y contenidos de cemento

El diámetro de la columna dependerá, fundamentalmente, del tipo de terreno, así como de las presiones, caudales y velocidad ascensional aplicados en el tratamiento. Los consumos de cemento dependerán de las características resistentes y de impermeabilización que se requiera en proyecto a las columnas de jet

Tabla 12. Diámetros y contenidos de cemento en las columnas. Dosificaciones de lechada a/c de 0,67 a 1

Tipo de tratamiento	D (m)	C (Kg/m)
Jet Tipo 1	0,45 a 0,80	250 a 400
Jet Tipo 2	0,60 a 2,00	500 a 1400
Jet Tipo 3	1,00 a 2,50	800 a 1500

Rozamiento por fuste admisible del terreno

El rozamiento unitario por fuste admisible $q_{f,adm}$

empleamos la siguiente expresión de la resistencia media, en presiones efectivas:

$$q_{f,adm} = c' / F_c + \sigma' \cdot \text{tg } \varphi' / F_\varphi$$

c' : la cohesión efectiva del terreno en el contacto terreno – fuste de la columna.

φ' : el ángulo de rozamiento interno efectivo del terreno en el contacto terreno – fuste de la columna.

σ' : la presión efectiva del terreno a la mitad de la longitud de la columna.

F_c y F_φ : los coeficientes de minoración que dependen del tipo de estructura, que vienen indicados en la Tabla

Tabla 13. Coeficientes F_c y F_φ

Tipo de estructura	F_φ	F_c
Estructura de cimentación nueva	1,30	1,70
Estructuras de recalce	1,20	1,40

Se determinan los resultados a una profundidad de 4 m y un diámetro de 2.10 m.

$$q_{t, adm} = 15 * \frac{\operatorname{tg}\left(27.70^\circ * \frac{\pi}{180^\circ}\right)}{1.20} = 0.06435 \text{ MPa}$$

Resistencia de punta admisible del terreno

La resistencia unitaria límite por la punta, $q_{p, adm}$, de una columna de jet grouting sometida a esfuerzos de compresión se suele obtener a partir de correlaciones empíricas:

$$q_{p, adm} = A_p \cdot q_{p, l\acute{i}m} / 2,5$$

$q_{p, l\acute{i}m}$: la resistencia límite por punta en el empotramiento. Como la naturaleza del terreno circundante a la columna es fundamentalmente granular:

$q_{p, l\acute{i}m} = \beta \cdot N_{30}$, en Mpa, y siendo N_{30} los golpes del ensayo SPT del terreno en la zona de la punta, y β un 0.40 en arenas y gravas.

AP: el área de la sección recta de la punta de la columna.

$$q_{p, l\acute{i}m} = \beta \cdot N_{30}$$

$$q_{p, l\acute{i}m} = 0.40 * 6 = 2.4$$

$$q_{p adm} = \frac{\pi}{4} * (2.10 \text{ m})^2 * \frac{2.4}{2.5} = 3.3250 \text{ MPa}$$

Carga total admisible del terreno

La carga total admisible por resistencia del terreno Q_{adm} , en columnas sometidas a esfuerzos axiales de compresión, se obtiene como suma de la resistencia por fuste y la resistencia por punta:

$$Q_{adm} = A_L \cdot q_{f,adm} + A_p \cdot q_{p,adm}$$

- **q_{f,adm}** : la resistencia admisible por fuste del terreno.
- **q_{p,adm}** : la resistencia admisible por la punta del terreno.
- **AL**: el área lateral de la columna.
- **AP**: el área de la sección recta de la base de la columna.

$$Q_{adm} = (2.1 * 4) * (0.06435) + \left(\frac{\pi}{4} * 2.10^2\right) * (3.3250)$$

$$Q_{adm} = 12057 \text{ KN}$$

$$Q_{adm} > 855.75 \text{ KN} \quad \text{CUMPLE}$$

Finalmente se encuentra que el método de Jet Grouting permite crear un bulbo de lechada que permite la resistencia axial de la zapata 3C que es la zapata con más esfuerzo axial actuante.

4. CONCLUSIONES

Luego de hacer el levantamiento topográfico inicial y final se evidencia que la estructura sigue sufriendo asentamientos en corto tiempo, por tanto se puede afirmar que el edificio no se ha consolidado totalmente y se encuentra en continuo movimiento ocasionando los problemas de grietas en muros y fachada.

Con la información recopilada de sondeos realizados se determina la profundidad del nivel freático en tres diferentes zonas indicando que es poco profundo, esto se relaciona directamente por la cercanía del lote con el río Magdalena y la ciénaga de Miramar.

Al realizar el análisis de asentamientos por medio de software especializado se evidencia que existe una relación entre las zapatas con más asentamientos y los ejes con más desplazamiento de derivas del edificio, lo que permite confirmar que los datos obtenidos en campo por medio de la topografía y en oficina por medio del programa son correctos y se asemejan a la realidad.

La solución modelada con la carga real de la zapata y la de los pilotes de 0.4m de diámetro calculada da como resultado final unos asentamientos menores a 2.54 cm que son permisibles con la NSR-10, es decir, es una solución viable y puede ser mejorada con una mayor profundidad, mayor diámetro o más pilotes.

Los cálculos de carga axial con el método de Jet Grouting dan una resistencia considerable con respecto a la soportada por la zapata que hace factible una mejor resistencia del terreno en relación a las deformaciones producidas por las cargas.

Para el caso específico de la variación de los asentamientos entre los ejes 2C Y 1C cumplen con la norma requerida pues los asentamientos diferenciales no sobrepasan los 1.73cm, sin embargo el asentamiento diferencial más crítico se encuentra entre los ejes 4 y 5 y no es posible analizar la distancia entre luces porque no comparten ejes transversales al no ser una estructura simétrica.

La gráfica presentada de recarga en el ensayo de consolidación evidencia un comportamiento normal en Arenas pues la transmisión de la carga de agua al suelo es aproximadamente inmediata, a diferencia de las arcillas que retienen agua y su consolidación es gradual en el tiempo.

Se realiza un análisis de colapso con los datos de los pesos específicos y se encuentra que el suelo es colapsable y con un problema potencial razón suficiente para buscar alternativas de estabilización y/o mejora del suelo y la estructura.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. ALFARO CASTILLO, José Andrés. Correlación entre el Valor N del Ensayo de Penetración Estándar y Velocidad de Ondas de Corte para Arcillas en Bogotá – Colombia; Revista Épsilon. Vol. 8, N 13-23, Junio 2007, pp 15-16
2. ALTIMIRA, Josep LLuis. Técnicas de refuerzo y recimentación. Sistemas no tradicionales. Recuperado de: <https://jaltimira.files.wordpress.com/2012/01/refuerzo-y-recimentaciocc81n.pdf> [citado 12 de Enero de 2017], pp 21-25.
3. Análisis de capacidad portante de pilotes mediante el uso de elementos finitos [Tesis pregrado]. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, 2015, pp 5-10.
4. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Reglamento Colombiano de construcción sismoresistente NSR-10. Título H. Bogotá, Colombia: Ministerio de vivienda, sociedad y territorio, 2011.
5. BARRETO MAYA, Ángela Patricia; Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas. Fórmulas analíticas y ensayos de carga [Tesis pregrado]. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia, 2011, pp 4-34.
6. BENGT H. Fellenius. Chapter 3. En: Basics of Foundation Design; Electronic Edition. Sidney, Canada: 2017. pp. 1-4.
7. Determinación del potencial de colapso. Recuperado de: http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual_laboratorio/potencial_colapso.pdf [citado 27 de Enero de 2017], pp 1-3.
8. Efecto de los asentamientos en la estructura. Disponible en: http://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/1_encuentro/efectos_asentamientos_estructura.pdf [citado 21 de Diciembre de 2016], pp 1-8.

9. FERNANDEZ VINCENT, Juan Manuel. Jet Grouting. Recuperado de: http://www.terratest.cl/pdf/publicaciones/Jet_Grouting_Juan_Manuel_Fernandez.pdf; [citado 20 de Enero del 2017], pp 5
10. MUZAS LABAD, Fernando. Reflexiones sobre el Jet-Grouting. Recuperado de: http://fernandomuzaslabad.com/4_archivos/Arti009.pdf; [citado 21 de Enero de 2017], pp 2-4
11. OROZCO, Luis Fernando. Asentamientos totales y diferenciales en Bogotá- Recuperación de la verticalidad de edificios. Recuperado de: http://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/tercer_ent/asentamientos_totales_diferenciales_bogota.pdf [citado 21 de Diciembre de 2016], pp 1-4.
12. Settle3D. Settlement and consolidation analysis. Disponible en: https://rocscience.com/help/settle3d/webhelp/pdf_files/theory/Settle3D_Theory.pdf [citado 25 de Diciembre de 2017], pp 3-14.
13. TIBADUIZA DIAZ, Carlos Eduardo. Manual basado en el título H estudios geotécnicos del reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 [Tesis pregrado]. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, 2011, pp 76-108.
14. TSAO SANTIS, Francisco. Mejora de suelos con la técnica de Jet-Grouting. Recuperado de: <https://gattaca.es/files/ic/jet-grouting.pdf>; [citado 21 de Enero de 2017], pp 8-12
15. URBINA PALACIOS, Rodrigo Fabián; Guía para el diseño de pilotes [Tesis pregrado]. Piura, Perú: Universidad de Piura Diciembre, 2003, pp 4-9.

BIBLIOGRAFÍA

ALFARO CASTILLO, José Andrés. Correlación entre el Valor N del Ensayo de Penetración Estándar y Velocidad de Ondas de Corte para Arcillas en Bogotá – Colombia; Revista Épsilon. Vol. 8, N 13-23, Junio 2007, pp 15-16

ALTIMIRA, Josep LLis. Técnicas de refuerzo y recimentación. Sistemas no tradicionales. Recuperado de: <https://jaltimira.files.wordpress.com/2012/01/refuerzo-y-recimentaciocc81n.pdf> [citado 12 de Enero de 2017], pp 21-25.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA; Reglamento Colombiano de construcción sismoresistente NSR-10. Título H. Bogotá, Colombia: Ministerio de vivienda, sociedad y territorio, 2011.

BARRETO MAYA, Ángela Patricia; Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas. Fórmulas analíticas y ensayos de carga [Tesis pregrado]. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia, 2011, pp 4-34.

BENGT H. Fellenius. Chapter 3. En: Basics of Foundation Design; Electronic Edition. Sidney, Canada: 2017. pp. 1-4.

ESCUELA ING Efecto de los asentamientos en la estructura. Disponible en: http://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/1_encuentro/efectos_asentamientos_estructura.pdf [citado 21 de Diciembre de 2016], pp 1-8.

FERNANDEZ VINCENT, Juan Manuel. Jet Grouting. Recuperado de: http://www.terratest.cl/pdf/publicaciones/Jet_Grouting_Juan_Manuel_Fernandez.pdf; [citado 20 de Enero del 2017], pp 5

ICC Determinación del potencial de colapso. Recuperado de: http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual_laboratorio/potencial_colapso.pdf [citado 27 de Enero de 2017], pp 1-3.

MUZAS LABAD, Fernando. Reflexiones sobre el Jet-Grouting. Recuperado de: http://fernandomuzaslabad.com/4_archivos/Arti009.pdf; [citado 21 de Enero de 2017], pp 2-4

OROZCO, Luis Fernando. Asentamientos totales y diferenciales en Bogotá-Recuperación de la verticalidad de edificios. Recuperado de: http://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/tercer_ent/asentamientos_totales_diferenciales_bogota.pdf [citado 21 de Diciembre de 2016], pp 1-4.

SETTLE3D. Settlement and consolidation analysis. Disponible en: https://rocscience.com/help/settle3d/webhelp/pdf_files/theory/Settle3D_Theory.pdf [citado 25 de Diciembre de 2017], pp 3-14.

TIBADUIZA DIAZ, Carlos Eduardo. Manual basado en el título H estudios geotécnicos del reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 [Tesis pregrado]. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, 2011, pp 76-108.

TSAO SANTIS, Francisco. Mejora de suelos con la técnica de Jet-Grouting. Recuperado de: <https://gattaca.es/files/ic/jet-grouting.pdf>; [citado 21 de Enero de 2017], pp 8-12

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER Análisis de capacidad portante de pilotes mediante el uso de elementos finitos [Tesis pregrado]. Bucaramanga, Colombia:, 2015, pp 5-10.

URBINA PALACIOS, Rodrigo Fabián; Guía para el diseño de pilotes [Tesis pregrado]. Piura, Perú: Universidad de Piura Diciembre, 2003, pp 4-9.