

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

MAESTRIA EN GEOTECNIA

COHORTE I

TEMA:

**“ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN
USANDO MÉTODOS OBSERVACIONALES, CASO DE
ESTUDIO: SUBESTACIÓN ELÉCTRICA DURÁN - BOLICHE”**

PROYECTO INTEGRADOR

Previo la obtención del Título de:

MAGÍSTER EN GEOTECNIA

Presentado por:

Guambo López Javier Enrique

Ramón Armijos Jhon Leiser

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año – 2021

DEDICATORIA

Dedicatoria

Dedico este proyecto a Dios, mis padres José Guambo (+) y María López; mi esposa Brenda Contreras; mis hijas Lizzie y Ashley por siempre ser mi fuerza para superarme y ser ejemplo en la vida.

Guambo López Javier Enrique

Dedicatoria

Mis abuelos Delia (+), Flora (+), Papa Lucho, Vicente (+); mis padres Juan, Rosario; mis hermanas María y Raisa por ser un aporte fecundo desde la distancia; mi esposa Emely compañera y mejor amiga del día a día; Cody y Esteban (+) ángeles en forma canina y a mi hijo Leiser Uriel mi descendiente en el mundo venidero.

Ramón Armijos Jhon Leiser

AGRADECIMIENTOS

Agradecimiento

Este agradecimiento especial para mis padres que siempre me guiaron por el camino correcto, dándome fuerza en todo momento.

Nunca me sentí un desconocido en la Escuela Superior Politécnica del Litoral, siempre fue mi hogar.

Por darme la oportunidad de ser parte de la primera cohorte de Geotecnia y tener grandes profesores,

Guambo López Javier Enrique

AGRADECIMIENTOS

Agradecimiento

Agradezco a Dios por brindarme sabiduría y a culminar esta meta propuesta.

A la Escuela Superior Politécnica del Litoral por ser alma mater forjador de profesionales.

A los docentes que participaron en su enseñanza para que las clases de Geotecnia sean posible.

Ramón Armijos Jhon Leiser

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Guambo López Javier Enrique y Ramón Armijos Jhon Leiser y damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Guambo López Javier Enrique

Ramón Armijos Jhon Leiser

EVALUADORES

.....
Ing. Luis Zambrano- Cruzatty, Ph. D

TUTOR EVALUADOR

.....
Ing. Francisco Grau Sacoto, MSc.

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

Los asentamientos por consolidación de suelos podrían producir deformaciones importantes durante la ejecución y operación de un proyecto de obra civil, por lo tanto, es esencial un adecuado estudio previo, que permita determinar la magnitud de éstos. El presente trabajo fue ejecutado en la subestación eléctrica Duran - Boliche donde se monitoreó los asentamientos por consolidación primaria del suelo compresible.

Para dicho monitoreo se utilizaron métodos observacionales que ayudaron a comparar resultados obtenidos de un estudio geotécnico realizado previo a la construcción de dicha subestación.

Los métodos observacionales son económicos puesto que solo involucran mediciones de niveles periódicas, sin embargo se restringe su uso a etapas de post-construcción, y los tiempos de observaciones suelen ser muy extensos, por lo que un estudio de este tipo podría tardar meses. Estos métodos ofrecen la oportunidad de conocer asentamientos apegados a la realidad y de esta forma aplicar medidas de mitigación o remediación sobre estructuras esenciales.

Para los monitoreos se realizaron mediciones con nivelación de placas georreferenciadas, ubicadas estratégicamente en la zona de estudio, con la finalidad de obtener mediciones de asentamientos reales post construcción.

Los métodos observacionales fueron validados con una modelación en Seattle 3D tomando los parámetros geotécnicos y comparando los resultados con los obtenidos de los métodos observacionales, como resultado se obtuvo una buena estimación de los asentamientos producidos en la plataforma construida. El objetivo de este estudio es utilizar los métodos observacionales como una base que ayude a la estimación de los asentamientos por consolidación en procesos de post-construcción de una plataforma.

A pesar de que estos métodos no son muy utilizados en el Ecuador, La información obtenida en este estudio debe ser el primer paso para futuras investigaciones que deriven en la masificación de los métodos observacionales en el País.

Palabras Clave: *asentamiento primario, cimentaciones, consolidación, nivelación.*

ABSTRACT

The settlements due to soil consolidation could produce important deformations during the execution and operation of a civil Work Project, therefore, it is inherent an adequate previous study that allows to determine the magnitude of these settlements. The present work was carried out in the Duran – Boliche electrical substation where the settlements due to primary consolidation of the compressible soil were monitored.

For this monitoring, observational methods were used to compare results obtained from a geotechnical study carried out prior to the construction of the substation.

Observational methods are economical since they only involve periodic level measurements, however, their use is restricted to post-construction stages, and observation time are usually very long, so a study of this type could take months. These methods offer the opportunity to know settlements very close to reality and thus apply mitigation or remediation measures on essential structures.

For the monitoring, measurements were taken by leveling geo-referenced plates, strategically located in the study area, in order to obtain measurements of real post-construction settlements.

These methods were validated with a modeling in Settle 3d taking the geotechnical parameters and comparing the results with those obtained from the observational methods, as a result a good estimation of the settlements produced in the constructed platform was obtained. The objective of this study is to use observational methods as a basis for the estimation of consolidation settlements in post-construction processes of a platform.

Although these methods are not widely used in Ecuador. The information obtained in this study should be the first step for future research that will lead to the massification of observational methods in the country.

Keywords: primary settlement, foundations, consolidation, levelling.

ÍNDICE GENERAL

Índice general	III
Índice de tablas	V
Índice de ilustraciones	VI
Capítulo 1	8
1 Introducción	8
1.1. Antecedentes	9
1.2. Descripción del problema	9
1.3. Justificación del problema	11
1.4. Objetivos	11
1.4.1. Objetivo General	11
1.4.2. Objetivos Específicos.....	11
Capítulo 2	12
2 Marco Teórico.....	12
2.1. Teoría de la Consolidación Unidimensional	12
2.1.1. Prueba de Consolidación Edométrica	13
2.2. Métodos Observacionales	17
2.2.1. Método Asaoka (1978).....	17
2.2.2. Método Hiperbólico (1991).....	18
2.3. Programa Computacional Settle 3D	20
Capítulo 3	21
3 Metodología aplicada	21
3.1 Estudio geotécnico.....	21
3.2 Caracterización geotécnica del subsuelo del sitio	24
3.3 Análisis convencional utilizando ensayos de laboratorio	25
3.4 Método observacional Asaoka (1978)	32

3.5	Método observacional Hiperbólico (1991)	35
3.6	Programa computacional Settle 3D	37
Capítulo 4	40
4	Resultados y discusión	40
Capítulo 5	43
Conclusiones	43
Capítulo 6	44
Recomendaciones	44
Bibliografía	45
Anexos	51

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Cálculo de esfuerzo en centro de los estratos de arcilla.....	25
Tabla 3.2 Valores de esfuerzo efectivos y finales de subcapas y capas de arcilla del subsuelo	27
Tabla 3.3 Valores de Coeficientes de Compresibilidad (C_c), (C_s) y Esfuerzo de σ'_{vo} , σ'_{vc} , σ'_{vf} y OCR.....	29
Tabla 3.4 Valores de asentamiento por capas y asentamiento final del subestrato compresible.....	30
Tabla 3.5 Cálculo del coeficiente de consolidación (C_v) ponderado.....	31
Tabla 3.6 Cálculo del tiempo de asentamiento del subestrato compresible.....	31
Tabla 3.7 Registro de campo Punto # 1 por método Hiperbólico 1991.....	35
Tabla 3.8 Cálculo de asiento final de Punto # 1 por método Hiperbólico 1991.....	35
Tabla 3.9. Tabla de datos utilizados para el análisis Settle 3D.....	37
Tabla 4.1 Cuadro comparativo de asentamientos por los métodos estudiados.....	40
Tabla 4.2 Cuadro comparativo de coeficiente de consolidación C_v por los métodos estudiados.....	41
Tabla 4.3 Cuadro comparativo de tiempo de asentamientos método Asaoka (1978)	42

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 1.1 Ubicación del proyecto (Google Earth, 2021).....	9
Figura 1.2 Asentamientos diferenciales alrededor de pórticos.....	10
Figura 2.1 Modelo mecánico de la teoría de consolidación de Terzaghi. Autor: (Holtz & Kovacs, 1981).....	13
Figura 2.2. Curva de consolidación de carga y descarga. A) σ'_{vc} vs e B) $\log \sigma'_{vc}$ vs e. Autor: (Holtz & Kovacs, 1981).....	15
Figura 2.3 Curva teórica para obtener el factor tiempo T_v en función del grado de consolidación. Autor: (Terzaghi, 1925).....	15
Figura 2.4 Determinación del 0% y 10% de consolidación primaria de la curva de consolidación. Autor: Casagrande A. y Fadum (1940).....	16
Figura 2.5 Aplicación del método de Asaoka. Autor: (Zabrodiec, 2015).....	18
Figura 2.6. Curva Hiperbólica de Terzaghi. Autores (Tan, Inoue, & Lee, 1991).....	19
Figura 3.1 Ubicación de los 3 sondeos realizados (Solum, 2016).....	21
Figura 3.2. Perfil estratigráfico general de subsuelo	23
Figura 3.3 Perfil estratigráfico caracterizado del subsuelo.....	24
Figura 3.4. Variación de esfuerzos vs profundidad del subsuelo en el centro de los estratos	25
Figura 3.5. División de subcapas del primer estrato de arcilla en función de las muestras de ensayos de Consolidación.....	26
Figura 3.6. Curva de Compresibilidad Esfuerzos efectivos (σ') vs Relación de vacíos (e) y cálculo de esfuerzo de sobreconsolidación (σ'_c) a 4.55-5.00 m.....	27
Figura 3.7. Curva de Compresibilidad corregida y cálculo de (C_c) y de (C_s) a 4.55-5.00 m.	28
Figura 3.8. Determinación de Coeficiente de Consolidación (C_v) subcapa de 0.00 m a 5.00 m.....	30

Figura 3.9. Instalación de punto de control georreferenciados en la Subestación Durán-Bolicho.	32
Figura 3.10. Ubicación de los puntos de control georreferenciados en la Subestación Durán-Bolicho.	33
Figura 3.11. Variación de lecturas de asentamiento del Punto # 1.	33
Figura 3.12. Gráfica y resultados de Punto # 1 por método de Asaoka 1978.....	34
Figura 3.13. Gráfica de curva (t/s) v. (t) de Punto # 1 por método Hiperbólico 1991.....	36
Figura 3.14. Espesores estratos y condiciones de frontera ingresados en el programa Settle 3D.....	37
Figura 3.15. Gráfica de exceso de presión de poros vs profundidad en programa Settle 3D.....	38
Figura 3.16. Gráfica de asentamiento total vs profundidad: Asiento máximo y tiempo de consolidación en programa Settle 3D.....	39
Figura 3.17. Gráfica de curva de consolidación del subsuelo en escala semilogarítmica: Asentamiento total (cm) vs tiempo (días).....	39
Figura 4.1. Gráfica de asentamientos totales de los métodos estudiados.....	41
Figura 4.2. Gráfica de tiempos de consolidación total por los métodos Terzaghi (1925) y Settle 3D.....	42

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

Las estructuras transmiten sus descargas al terreno de fundación produciendo deformaciones conocidas como asentamientos. Estos asentamientos pueden ocurrir durante la construcción o, en algunos casos, durante varios años de operación de la edificación. El estudio de los factores que producen los asentamientos es amplio y deben ser analizados para cualquier proyecto de ingeniería civil.

El método de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi es ampliamente usado para la estimación de los asentamientos en suelos compresibles. Sin embargo, los resultados obtenidos del ensayo de consolidación unidimensional pueden verse afectados por la perturbación producto de su extracción y manipulación (Paris Gallardo, 2010). La utilización de métodos observacionales para monitorear los asentamientos y proyectarlos en el tiempo es fundamental en la post construcción de estructuras.

En el estudio de asentamientos de la subestación Durán-Bolicho se realizó el análisis de asentamientos mediante la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi y mediante dos métodos observacionales para el estudio correspondiente a la subestación eléctrica ubicada en la vía Durán-Bolicho, que ha presentado asentamientos de 0.20 m en promedio.

Los métodos observacionales ayudarán a determinar los asentamientos post construcción de una forma práctica, fácil, segura y sin afectar el servicio del funcionamiento de las instalaciones.

Posteriormente, se comparó los resultados obtenidos por todos los métodos estudiados con el fin de obtener una apreciación cualitativa y cuantitativa de la eficacia de estos.

1.1. Antecedentes

La construcción de la subestación se planteó con el fin de responder a la demanda de energía eléctrica del cantón Durán, con una capacidad de 225 MVA proveniente de la línea Milagro, aminorando así la congestión de dicho circuito y aumentando la capacidad de transformación del Sistema Nacional de Transformación (SNT).

La subestación se encuentra compuesta de estructuras metálicas como columnas y vigas, así como soportes metálicos de equipo primario, barras y conductores aéreos, transformadores de potencia y de medida, pararrayos instalados, cables de fuerza, baterías y cargadores montados, tableros de teleprotección, tableros de redes, entre otros. Todos estos elementos generan presiones de contacto a las que se encuentra sometido el suelo y que producen asentamientos.

1.2. Descripción del problema

El proyecto estudiado como se muestra en la Figura 1.1 se localiza en el cantón Durán, Provincia del Guayas en las coordenadas WGS84, zona 17S X=641479.71; Y=9755589.34.

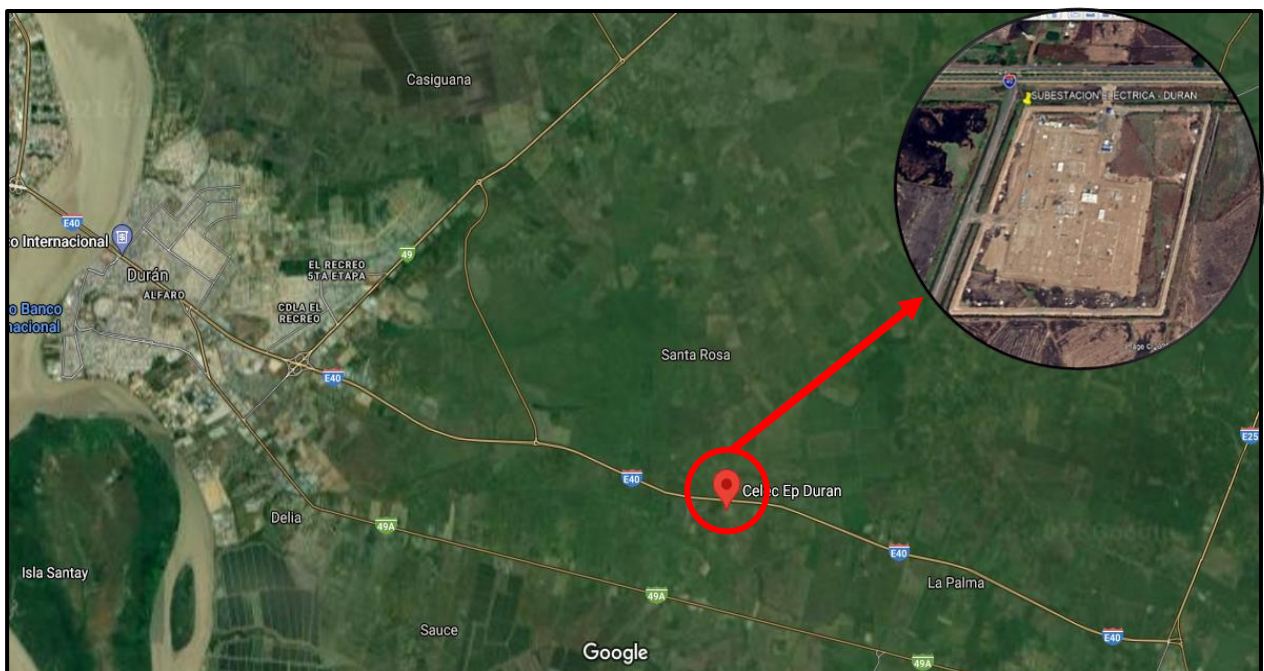


Figura 1.1 Ubicación del Proyecto (Google Earth, 2021)

El área donde se ubica la subestación eléctrica ha sufrido asentamientos en los últimos años, aproximadamente desde noviembre de 2016 cuando se culminó la construcción. Este inconveniente se ha visto agudizado con el paso de los años, indicando un proceso de consolidación activo debido al peso causado por la propia subestación eléctrica.

Desde la culminación de la construcción de la subestación y su puesta en operación, la magnitud de los asentamientos es del orden de 20 cm en 4 años. Sin embargo, según las investigaciones previas de estudios geotécnicos del relleno y pilotaje de la subestación realizados por la consultora SOLUM SA., mediante Ensayos de Penetración Estándar (SPT), ensayos de laboratorio de Consolidación Unidimensional y mediante el análisis de la Teoría Unidimensional de Consolidación de Terzaghi, la consolidación alcanzaría los 100 cm en 70 años (Solum, 2016).



Figura 1.2 Asentamientos diferenciales alrededor de pórticos

Como se aprecia en la Figura 1.2, el incremento de los asentamientos de la subestación eléctrica ha causado que las tuberías metálicas e instalaciones soterradas estén sometidas a tensión, causando incluso rotura de tensores y hoyos en el suelo, por donde se tiene pérdida de material granular superficial. Los asentamientos evidenciados no solo producen un costo económico por mantenimiento, sino también ponen en riesgo toda la infraestructura de la subestación Durán-Bolicho y la seguridad energética del cantón Durán. Por ello, esta investigación se basa en analizar los asentamientos utilizando la

teoría unidimensional de consolidación de Terzaghi y usando métodos observacionales con la finalidad de realizar un comparativo, que permita conocer cómo se está comportando el subsuelo ante las cargas actuantes reales.

La finalidad de esta tesis investigativa es el estudio de los asentamientos por consolidación mediante métodos observacionales como son el método Asaoka (Asaoka, 1978) y el Método Hiperbólico (Tan, Inoue, & Lee, 1991).

Es conocido que este problema se ha repetido en varias subestaciones eléctricas a lo largo del país, por lo que el presente estudio podría ser el inicio de una investigación de mayor envergadura, aplicando los métodos observacionales anteriormente mencionados, para el control de asentamientos en subestaciones ya construidos y actualmente operativas.

1.3 Justificación del problema

Con el propósito de evaluar el problema ocurrido por los asentamientos causados en el terreno de fundación sobre el que descansan las estructuras de la subestación eléctrica Durán-Boliche, en este estudio se analizara la estructura del suelo, sus características geomecánicas y la subsidencia del terreno para un tiempo determinado mediante lecturas periódicas.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Analizar el comportamiento del suelo post construcción en la subestación eléctrica Durán-Boliche, considerando las características físicas del subsuelo mediante métodos observacionales.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Evaluar la magnitud de los asentamientos por consolidación en el subsuelo.
- Determinar la magnitud y velocidad de los asentamientos mediante Consolidación Unidimensional, métodos observacionales de Asaoka (1978) e Hiperbólico (1991) y el programa computacional Settle 3D.

CAPÍTULO 2

2 MARCO TEÓRICO

2.1. Teoría de la Consolidación Unidimensional

Los suelos finos presentan deformaciones debido a la disminución de los espacios intergranulares, que en un principio están llenos de agua. Los esfuerzos se transmiten al fluido de los poros que resulta en un exceso de presión de poros y; mientras la presión de poros se disipa con el tiempo, la carga se transfiere al esfuerzo efectivo a través del suelo que resulta en una disminución de volumen. Además, se producen a una velocidad de consolidación lenta debido a su baja permeabilidad. Estos asentamientos a largo plazo están controlados por la consolidación que puede continuar por varios años. Terzaghi (1925) propuso la teoría de consolidación unidimensional que cumple con las siguientes condiciones:

1. El depósito arcilloso debe estar en condiciones saturadas; es decir bajo nivel freático.
2. La consolidación es un problema de flujo de agua de régimen laminar a través de una masa porosa donde la carga de velocidad del flujo es nula.
3. El agua y las partículas sólidas de la masa de suelo son incompresibles para los niveles de carga aplicados.
4. La consolidación unidimensional ocurre cuando existe una gran extensión horizontal en comparación con su espesor, por lo que sus desplazamientos horizontales son nulos.

Para explicar la teoría de consolidación de suelos finos Terzaghi planteó un modelo mecánico compuesto por un pistón sin fricción que es cargado verticalmente, y comprime un resorte dentro de una cámara que está llena de agua, tal como se muestra en la Figura . El resorte representa el esqueleto mineral del suelo, mientras que la cámara representa el agua en los vacíos del suelo. La válvula en la parte superior del pistón representa el tamaño de los granos. Mientras se encuentra abierta y el agua dentro del cilindro no es expulsada, el sistema está en equilibrio. Aunque el modelo es bastante

simple, el proceso es similar con lo que ocurre con los suelos finos cuando son cargados en terreno.

Inicialmente, un medidor de presión se conecta al cilindro y muestra la presión hidrostática u_0 . Luego el pistón es cargado, por un incremento de carga $\Delta\sigma_3$. Al comienzo del proceso de consolidación, se asume que la válvula está cerrada. Una vez que se aplica la carga, la presión es transferida directamente al agua que está dentro del cilindro. Debido a que el agua es incompresible, y que la válvula está cerrada, de manera que no hay agua que pueda salir, no hay deformación del pistón, y el medidor de presión lee la presión de poros $\Delta u = \Delta\sigma$. Donde Δu corresponde al exceso de presión de poros debido al incremento de carga.

Para simular un suelo de grano fino, con baja permeabilidad, se abre la válvula y se permite que el agua sea expulsada lentamente. Con el tiempo, y a medida que el agua es expulsada, la presión de poros Δu disminuye y de manera gradual la carga es transferida al resorte, que se comprime bajo el pistón y la presión efectiva aumenta. Finalmente, bajo equilibrio, no saldrá más agua cuando la presión de poros vuelve a ser hidrostática y el resorte soporta la carga $\sigma_0 + \Delta\sigma$.

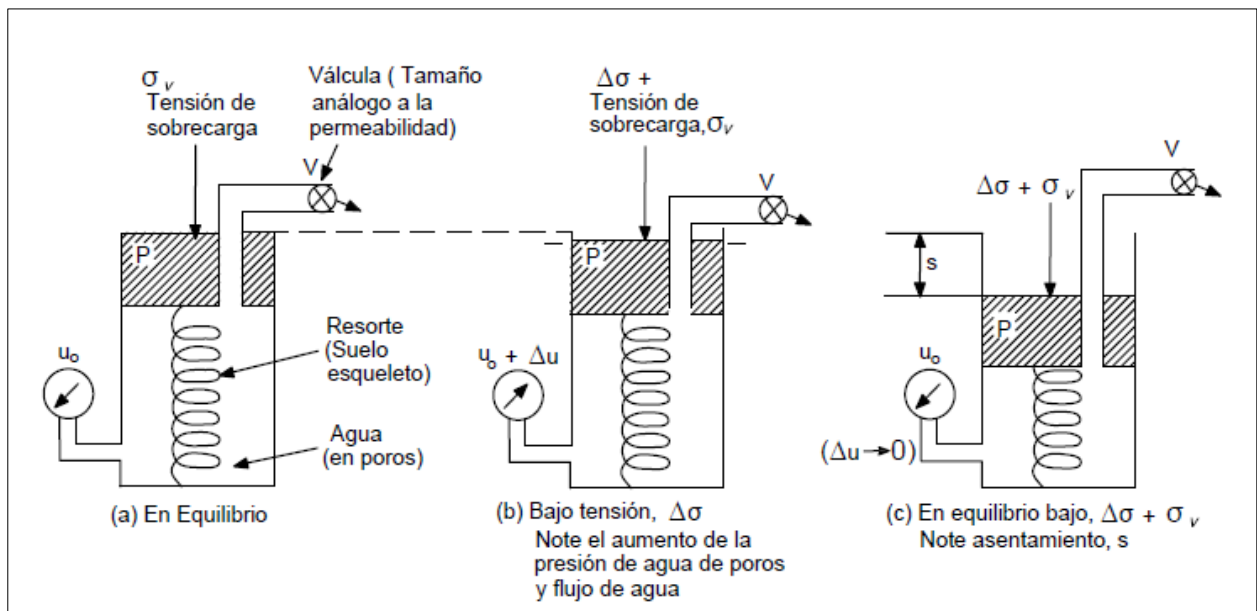


Figura 2.1 Modelo mecánico de la teoría de consolidación de Terzaghi. Autor: (Holtz & Kovacs, 1981)

2.1.1 Prueba de Consolidación Edométrica

El ensayo de consolidación edométrica se realiza en laboratorio con una muestra de suelo no alterado, representativa de la capa de suelo fino de interés para conocer el

comportamiento del suelo sometido a una carga externa. El objetivo es obtener parámetros de deformabilidad y permeabilidad para estimar asentamientos y velocidad de consolidación posibles en terreno.

Este ensayo consiste en cargar el espécimen de manera incremental logrando consolidar la muestra hasta llegar a un equilibrio con poca o sin deformación; es decir, un exceso de presión de poros nula. A partir de estos resultados es posible definir las curvas de porcentaje de consolidación (ε_v) vs esfuerzos de consolidación (σ'_v) o índice de vacíos (e) vs esfuerzos de consolidación (σ'_v).

En la Figura (a) se muestran los resultados de un ensayo edométrico donde se evidencia la curva σ'_v vs e . El máximo esfuerzo vertical que experimenta el suelo se denomina esfuerzo de preconsolidación (σ'_c) determinado en el punto B de la gráfica. A medida que en el ensayo se carga y descarga en múltiples ocasiones, se crean varios puntos de esfuerzo de preconsolidación (σ'_c) creándose así una línea BEF denominada línea de compresión virgen C_c . Además, es posible obtener la línea de recompresión como la pendiente C_s de la Figura 2.2 (b). Estos parámetros permiten obtener los asentamientos.

De manera general, el incremento de asentamientos se define con la ecuación (2.1) donde el cambio del índice de vacíos de dependerán si el esfuerzo efectivo es igual o mayor que el esfuerzo de preconsolidación. Si el esfuerzo efectivo es menor que el de preconsolidación se habla de un suelo sobreconsolidado, mientras que si son iguales el suelo es normalmente consolidado. Al reemplazar los valores las pendientes C_c y C_s en la ecuación (2.1), quedan finalmente las ecuaciones del (2.2) al (2.4).

$$d\varepsilon_z = -\frac{1}{1+e_0} de \quad (2.1)$$

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{C_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}\right), \text{ Si } \sigma'_{vo} = \sigma'_c \text{ y } \sigma'_{vo} \geq \sigma'_{vf} \quad (2.2)$$

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{1}{1+e_0} \left(C_s \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{vo}}\right) + C_c \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_c}\right) \right), \text{ si } \sigma'_{vo} < \sigma'_c \leq \sigma'_{vf} \quad (2.3)$$

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{C_s}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}\right), \text{ si } \sigma'_{vo} \leq \sigma'_{vf} \quad (2.4)$$

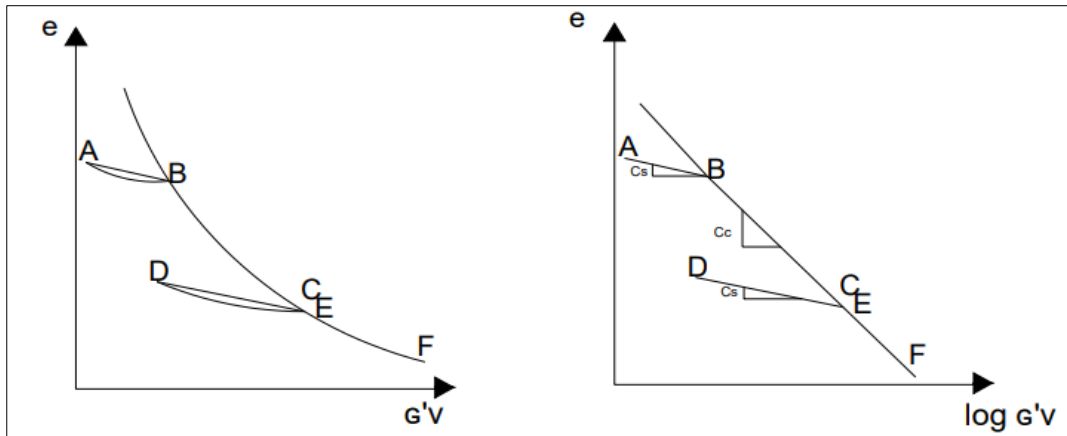


Figura 2.2. Curva de consolidación de carga y descarga. A) σ'_{vc} vs e B) $\log \sigma'_{vc}$ vs e. Autor: (Holtz & Kovacs, 1981)

De manera general, a partir de la gráfica tiempo vs asentamiento es posible obtener el coeficiente de consolidación C_v , con la ecuación (2.5) de Terzaghi, donde H_d es la altura de drenaje y T_v es el factor tiempo de la curva de grado de consolidación teórica mostrado en la Figura 2.3.

$$t = T_v \frac{H_d^2}{C_v} \quad (2.5)$$

La metodología de Casagrande o el método de Taylor son formas de obtener los resultados de C_v entendiendo que el asentamiento de las arcillas aturadas se da en tres fases. La primera, asentamiento inicial debido a la deformación a volumen constante, la segunda el asentamiento primario donde ocurre la disipación de presión de poros del suelo y la transferencia de la carga a la masa de suelo, y la tercera que es la consolidación secundaria que ocurre a esfuerzo efectivo constante.

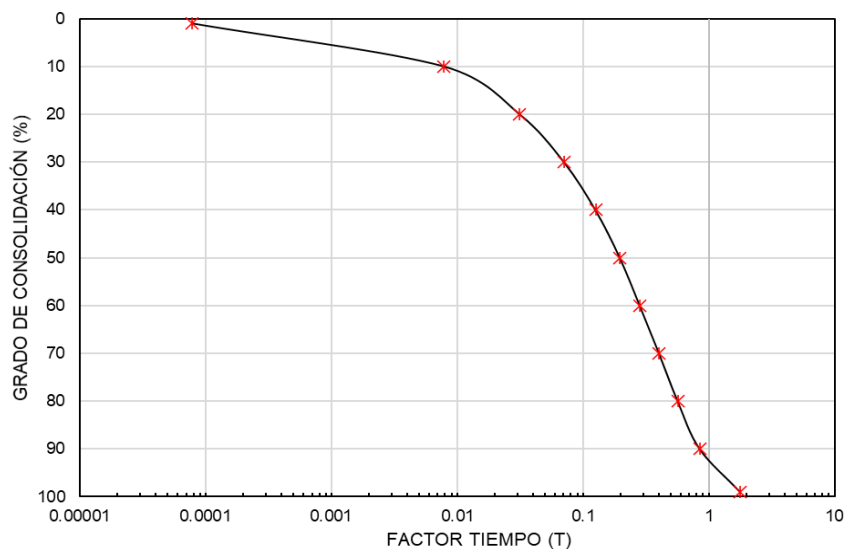


Figura 2.3 Curva teórica para obtener el factor tiempo T_v en función del grado de consolidación. Autor: (Terzaghi, 1925)

El método de Casagrande utiliza la información obtenida del ensayo de consolidación unidimensional. Los datos de tiempo y deformación se realizan en una gráfica semilogarítmica para cada incremento de carga. Inicialmente, se determina el punto de la curva de consolidación donde ocurre el 100% de la consolidación primaria. El tramo más recto es considerado como el del tramo secundario. Se identifica además el punto de inflexión y se dibuja una tangente que se intercepta con el tramo recto del tramo secundario. La ordenada de ese punto de intercepción es la línea teórica del 100% de consolidación primaria.

Para obtener el 0% de consolidación primaria, se escoge un punto t_1 de la curva, situado antes del punto de inflexión de la parábola generada al inicio de la curva de consolidación. Luego se grafica un punto $t_2 = 1/4 t_1$, donde hay la diferencia de ordenadas "a". Este valor "a" medido hacia arriba desde el punto t_2 , corresponde al valor del 0% de consolidación. Finalmente se obtiene la lectura del 50% de consolidación primaria junto con el t_{50} , calculando la mitad del segmento entre 0% y 100%, ilustrado en la Figura 2.4.

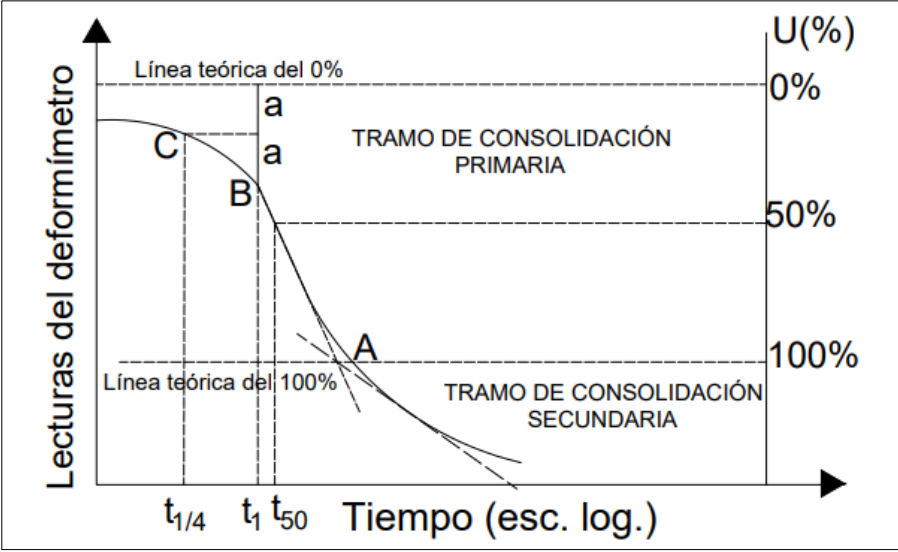


Figura 2.4 Determinación del 0% y 10% de consolidación primaria de la curva de consolidación. Autor: Casagrande A. y Fadum (1940)

2.2. Métodos Observacionales

Un problema muy común en el campo de la geotecnia es la estimación de asentamientos de gran magnitud en obras que se realizan sobre suelos susceptibles a procesos de consolidación y posibles fallas in situ. La estimación de las magnitudes de asentamientos y el tiempo que tardarán en producirse están ligadas a la determinación de parámetros, los cuales son difíciles de determinar con exactitud y sin incluir algún error durante la ejecución de los ensayos de laboratorio.

La complejidad de determinar ciertos parámetros; por ejemplo, la aceleración de la disipación de presión de poros debido a lentes de arena, dificulta la estimación de asentamientos por el método teórico de Terzaghi. Por lo tanto, los métodos observacionales surgen como alcance para analizar estos procesos de manera más precisa.

Los métodos observacionales en la ingeniería geotécnica, se basan en un enfoque práctico; como el seguimiento continuo de la obra, para determinar los efectos de los parámetros calculados en ensayos inicialmente. Es posible usarlo en proyectos que se puedan modificar y que estén sujetos a fallas importantes. Los métodos más conocidos son Asaoka (1978) y el Modelo Hiperbólico (1991).

2.2.1 Método Asaoka (1978)

Este método consiste en utilizar los datos de asentamientos medidos in situ después de la aplicación de la carga. Este método propone dos formas de realizarlo, la primera es con el método gráfico y la segunda es con la inferencia Bayesiana de procesos probabilísticos no estacionarios Juan, N.Z.C. (2015), que permite predecir una distribución de los asentamientos probables. La ecuación diferencial de primer orden (2.6) es la que propone Asaoka, donde los factores β se obtienen a partir de los datos medidos y ρ corresponde a los asentamientos medidos.

$$\rho_j = \beta_0 + \beta_1 \rho_{j-1} \quad (2.6)$$

En la Figura se muestra la aplicación del método Asaoka. Inicialmente, se deben obtener datos de asentamiento en intervalos de tiempo Δt igualmente espaciados. Seguido, graficar la curva en el eje-y los asentamientos (S_n), y en el eje-x, los valores obtenidos en un paso anterior (S_{n-1}). Luego ajustar la recta a través de los puntos graficados y

obtener la ecuación donde la pendiente corresponde a β_1 y la intersección con el eje de las ordenadas es β_0 . La intersección de una recta de 45° junto con la recta obtenida con los datos, corresponde al asentamiento máximo y se emplea la ecuación (2.7). Además, es posible obtener el coeficiente de compresibilidad C_v en el caso de doble drenaje o un solo drenaje respectivamente con las ecuaciones (2.8) y (2.9).

$$\delta_{ult} = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} \quad (2.7)$$

$$C_v = -\frac{1}{6} H^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta T} \quad (2.8)$$

$$C_v = -\frac{1}{2} H^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta T} \quad (2.9)$$

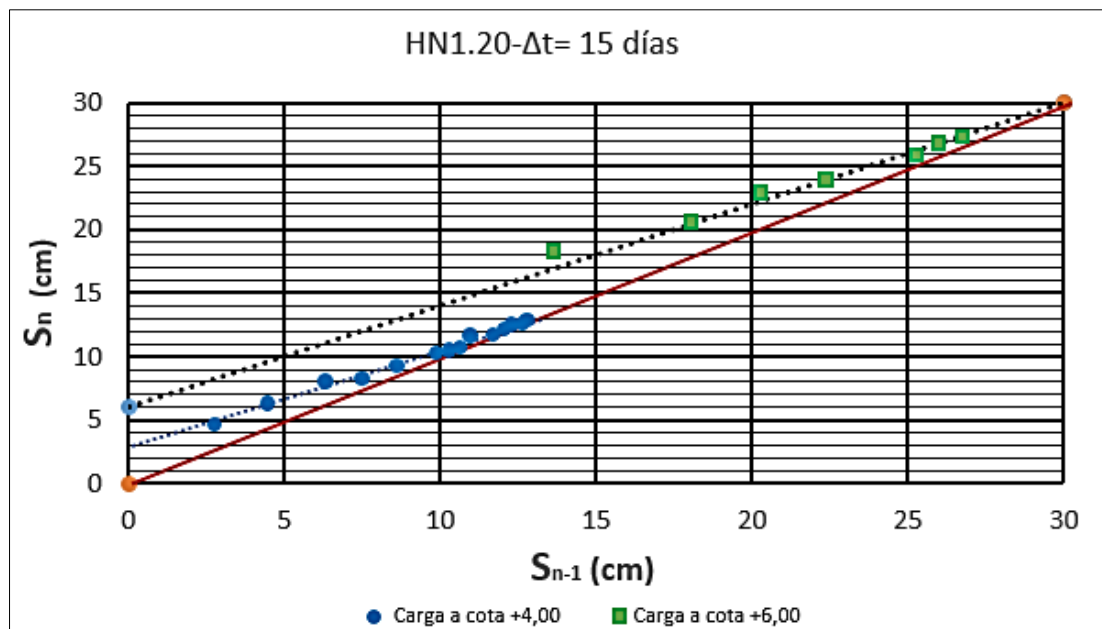


Figura 2.5 Aplicación del método de Asaoka. Autor: (Zabrodiec, 2015)

2.2.2 Método Hiperbólico (1991)

El concepto del método hiperbólico fue desarrollado por Kondner y Zelasco (1963) y posteriormente modificado y presentado por Tan, Inoue y Lee (1991). Luego de esto, se han desarrollado numerosas investigaciones para su aplicación en geotecnia. En este caso, se usará para estimar los asentamientos por consolidación primaria en una curva hiperbólica. Se usan los datos in-situ y mediante un cambio de variable que transforma la hipérbola en una recta.

Con la teoría de Terzaghi, es posible observar el comportamiento de la curva tal como se muestra en Figura 2.6. Se grafica en el eje-y, el factor tiempo dividido para el grado de consolidación (T/U) y en el eje-x el factor tiempo (T), donde la pendiente de la recta es la inversa de la asíntota buscada. De la misma manera se relaciona los datos de tiempo y deformación medidos, donde la pendiente daría en este caso el asentamiento total.

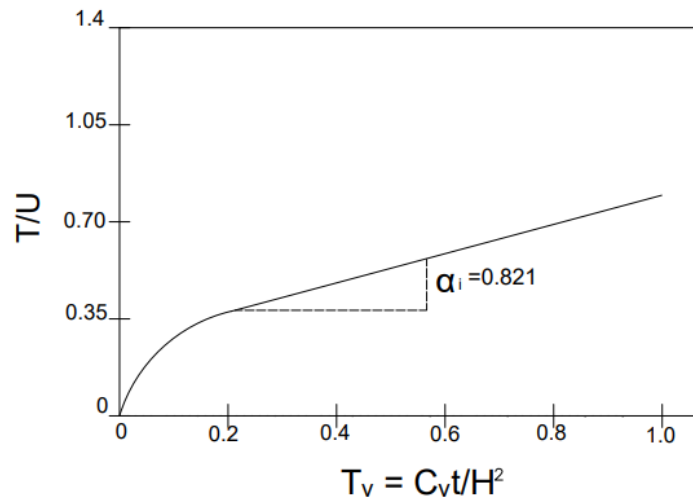


Figura 2.6. Curva Hiperbólica de Terzaghi. Autores (Tan, Inoue, & Lee, 1991)

A partir de la

Figura es posible inferir que los asentamientos están en el rango entre el 60% y 90% de consolidación. Por lo que se pueden hallar las pendientes con las ecuaciones (2.10) y (2.11).

$$S_{60} = \left(\frac{1}{0.6}\right) \frac{S_i}{\alpha_i} \quad (2.10)$$

$$S_{90} = \left(\frac{1}{0.9}\right) \frac{S_i}{\alpha_i} \quad (2.11)$$

Donde S_i es la pendiente del segmento lineal inicial de la curva t/δ vs t y α_i es la pendiente de la curva teórica de T_v/U_v vs T_v de Terzagui. Conociendo los valores de las pendientes citadas anteriormente, se puede predecir los valores de asentamientos δ_{60} y δ_{90} , así como el valor de asentamiento máximo último δ_{ult} mediante la siguiente ecuación (2.12).

$$\delta_{ult} = \frac{S_i}{\alpha_i} = \frac{\delta_{60}}{0.6} = \frac{\delta_{90}}{0.9} \quad (2.12)$$

2.3. Programa Computacional Settle 3D

Settle3D es un programa tridimensional para el análisis de asentamientos debido a cimentaciones, terraplenes y cargas superficiales. El programa combina la simplicidad del análisis unidimensional con la potencia y la capacidad de visualización de programas tridimensionales más sofisticados.

Puede crear rápidamente complejos perfiles de suelo y condiciones de carga, y visualizar los resultados en 3 dimensiones. El modelado puede ser por etapas, y se puede realizar un análisis de consolidación dependiente del tiempo, incluyendo la consolidación primaria y secundaria (fluencia) en intervalos de tiempo definidos por el usuario. Es posible modelar una variedad de tipos de materiales lineales y no lineales. La elevación de las aguas subterráneas puede ser escalonada y se pueden especificar las condiciones de drenaje horizontal y vertical.

Pueden definirse formas de carga circular, rectangular o poligonal con magnitudes de carga uniformes o variables, y cimientos flexibles o rígidos. Las cargas pueden escalonarse y aplicarse a cualquier profundidad. Se pueden definir las excavaciones y aplicar las cargas dentro de las zonas excavadas. Un diseñador especial de terraplenes permite definir fácilmente terraplenes estratificados de varias etapas. Las opciones de análisis retrospectivo permiten determinar la altura de relleno previa a la carga o el tiempo necesario para lograr un asentamiento determinado.

El asentamiento, la tensión y la presión de poros se calculan en todo el volumen tridimensional, y los resultados pueden ser contorneados a lo largo de cualquier plano

horizontal o vertical, o trazados a lo largo de cualquier línea. La deformación de los asentamientos puede verse en 3 dimensiones, ampliada por un factor de escala definido por el usuario. La presentación de los datos es muy interactiva, y los contornos y gráficos se actualizan en tiempo real cuando se cambia el tipo de datos, la profundidad o la ubicación. Los resultados pueden exportarse a Excel.

CAPÍTULO 3

3 METODOLOGÍA APLICADA

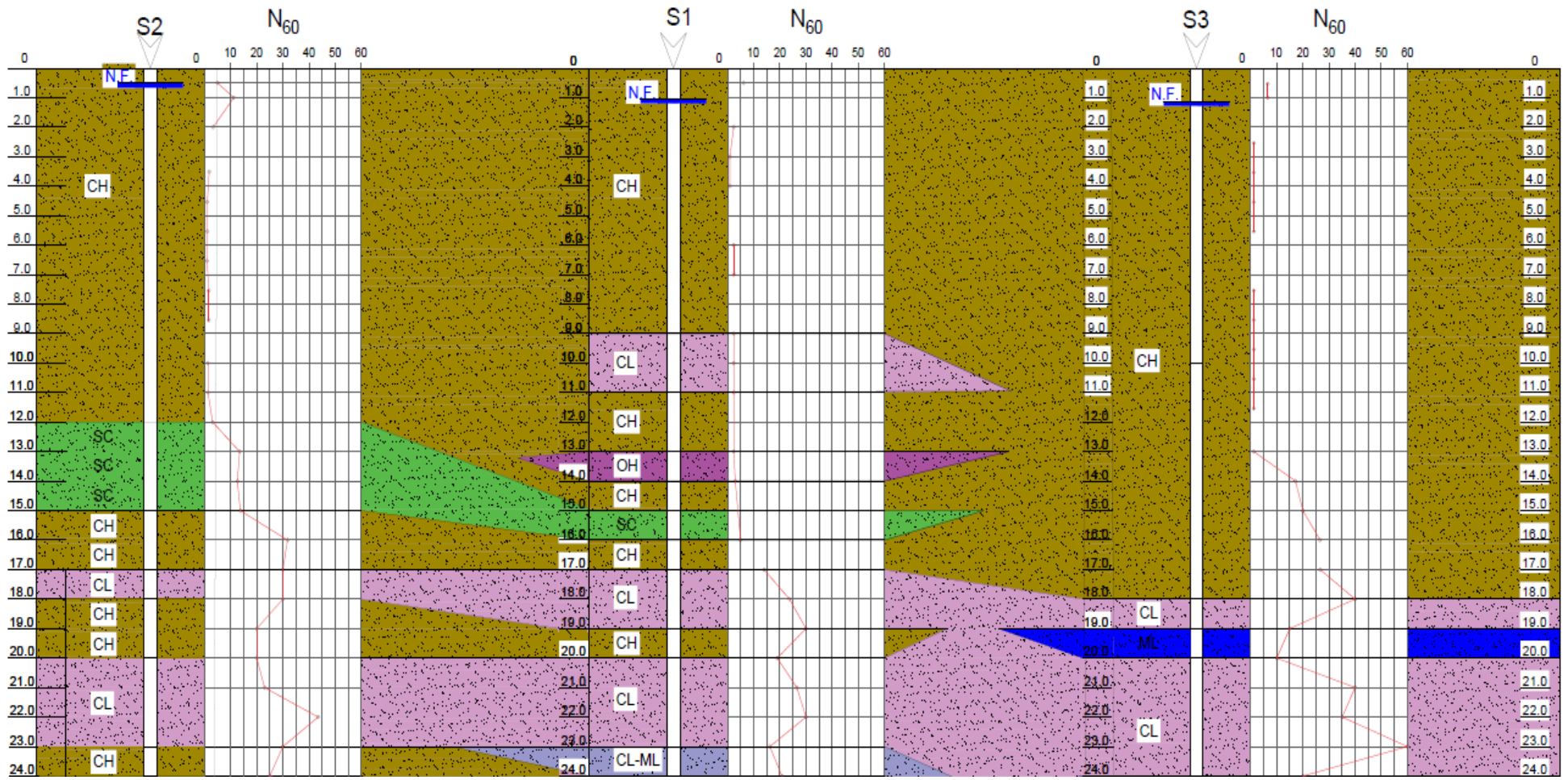
3.1 Estudio geotécnico

En 2016 se realizó un estudio de mecánica de suelos para las estructuras a ser construidas en el área de la Subestación, para lo cual se ejecutaron tres (3) perforaciones a profundidades entre 45 metros, con Ensayos de Penetración Estándar (SPT) a cada metro a cargo de la Consultora Solum SA. En la Figura 3.1 se presenta la ubicación respectiva de cada sondeo ejecutado.



Figura 3.1 Ubicación de los 3 sondeos realizados (Solum, 2016)

En la Figura 3.2 se ilustra el perfil estratigráfico de la campaña exploratoria (Solum, 2016), donde se agrupa los espesores, clasificación de estratos por Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (ASTM 2487) y Número de SPT corregido (N_{60}) (ASTM 1586).



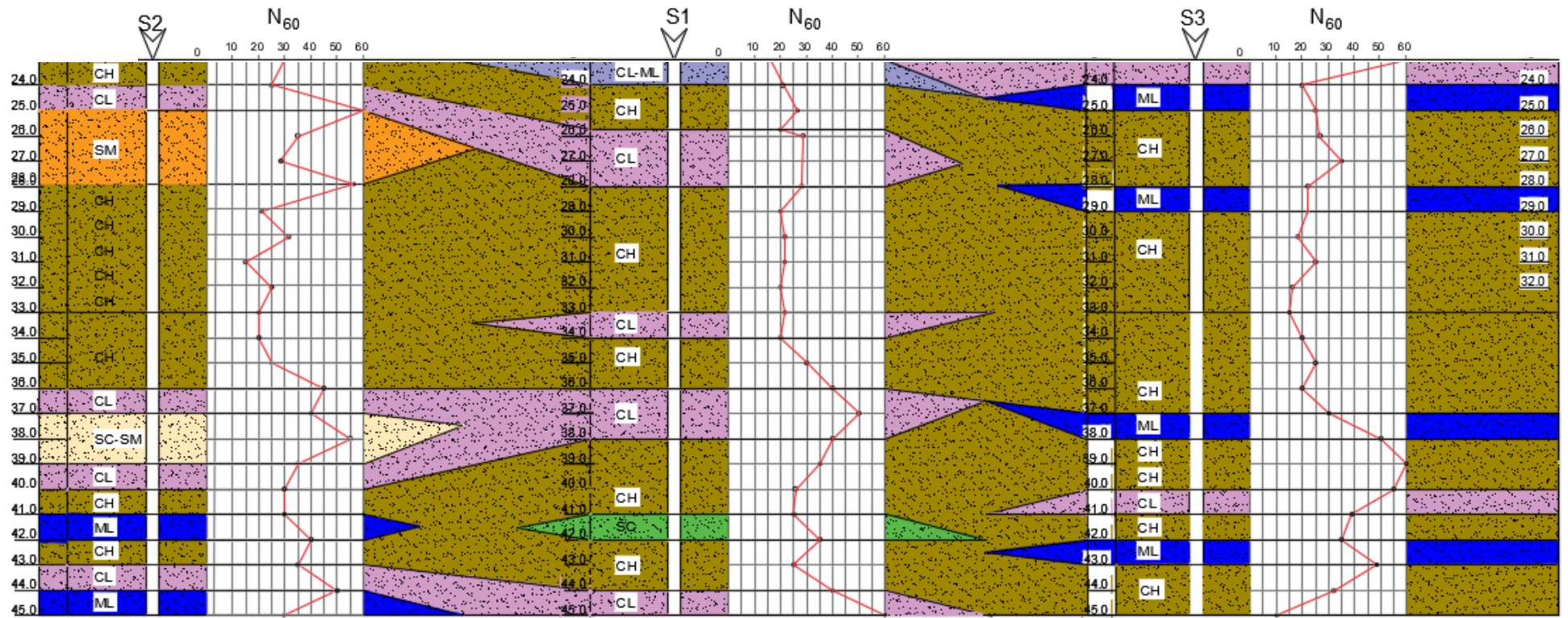


Figura 3.2. Perfil estratigráfico general de subsuelo

3.2 Caracterización geotécnica del subsuelo del sitio

De acuerdo al perfil estratigráfico general, se optó por escoger el sondeo (S1), debido a que se encuentra en el centro de la construcción del relleno con lo cual se estableció la caracterización del subsuelo a partir de la incidencia de valores semejantes de Número de golpes SPT corregido (N_{60}) y el tipo de material según la Clasificación por medio de SUCS. En Figura 3.3 se muestra la descripción de los parámetros geotécnicos establecidos para cada estrato:

Estratigrafía.	H (m)	Descripción	Observaciones
	16.0	<p>-Arcilla o arcilla limosa de alta plasticidad, su clasificación SUCS es CH, su coloración varía entre café y gris verdosa, y sus parámetros geotécnicos son:</p> $70 \leq \omega_n (\%) \leq 120,$ $90 \leq L_L (\%) \leq 130,$ $70 \leq I_p \leq 100,$ $95 \leq N_{o.200} \leq 100,$ $2 \leq N_{60} (\text{golpes}) \leq 6.$	<p>-El nivel freático se ubica a una profundidad de 1.20 m</p> <p>-El peso unitario promedio ($\gamma_{prom.}$) del subsuelo es de 1.5 Ton/m³</p> <p>-El peso unitario promedio ($\gamma_{relleno.}$) del relleno es de 2 Ton/m³</p>
	19.0	<p>-Arcilla verde azulada de baja plasticidad, su clasificación SUCS es CL y sus parámetros geotécnicos son:</p> $20 \leq \omega_n (\%) \leq 35,$ $40 \leq L_L (\%) \leq 60,$ $20 \leq I_p \leq 40,$ $85 \leq N_{o.200} \leq 95,$ $15 \leq N_{60} (\text{golpes}) \leq 30$	<p>-La altura de relleno final fue de 3 m, por lo tanto incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma_v$) que soporta el subsuelo es del orden de 6.0 Ton/m²</p>
	9.5	<p>-Arcilla verdosa clara de alta plasticidad, su clasificación SUCS es CH y sus parámetros geotécnicos son:</p> $30 \leq \omega_n (\%) \leq 40,$ $35 \leq L_L (\%) \leq 75,$ $15 \leq I_p \leq 30,$ $95 \leq N_{o.200} \leq 99,$ $30 \leq N_{60} (\text{golpes}) \leq 50$	

Figura 3.3. Perfil estratigráfico caracterizado del subsuelo

3.3 Análisis convencional utilizando ensayos de laboratorio

Una vez definido el perfil del subsuelo en estudio, se inició con el cálculo de los esfuerzos efectivos y finales de la masa del suelo en centro de los tres estratos de Arcilla, la primera capa de alta plasticidad de 16.5 m., la segunda de baja plasticidad de 19 m. y la tercera de 9.5 m. de espesor cuyos resultados se representan en la Tabla 3.1, mientras la Figura 3.4 ilustra la variación de los esfuerzos calculados con respecto a la profundidad.

Por ser un relleno de grandes dimensiones (300m.*300m.), el efecto de la carga adicional ($\Delta\sigma_z$) dentro de la masa de suelo según la Teoría de Boussinesq (1885), es igual a la sobrecarga ($\Delta\sigma_v$) en todas y cada una de las capas del subsuelo.

Tabla 3.1. Cálculo de esfuerzos en centro de los estratos de arcilla

Prof. (m.)	Altura de estrato H (m.)	H/2 (m.)	Nivel freático: NF. (m.)	Peso unitario del suelo: γ_{prom} (Ton/m ³)	Peso unitario del agua: γ_{agua} (Ton/m ³)	Esfuerzo total: $\sigma_{v0} = \gamma_{prom} * H/2$ (Ton/m ²)	Presión de poros: $u = \gamma_{agua} * (H/2 - NF.)$ (Ton/m ²)	Esfuerzo efectivo: $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u$ (Ton/m ²)	Esfuerzo efectivo: σ'_{v0} (Kg/cm ²)	Incremento de Esfuerzo: $\Delta\sigma_v$ (Ton/cm ²)	Esfuerzo final: $\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ (Ton/m ²)	Esfuerzo final: σ'_{vf} (Kg/cm ²)
0.0-16.5	16.50	8.25	1.20	1.50	1.00	12.38	7.05	5.33	0.53	6.00	11.33	1.13
16.5-35.5	19.00	26.00				39.00	24.80	14.20	1.42		20.20	2.02
35.5-45.0	9.5	40.25				60.375	39.05	21.33	2.13		27.33	2.73

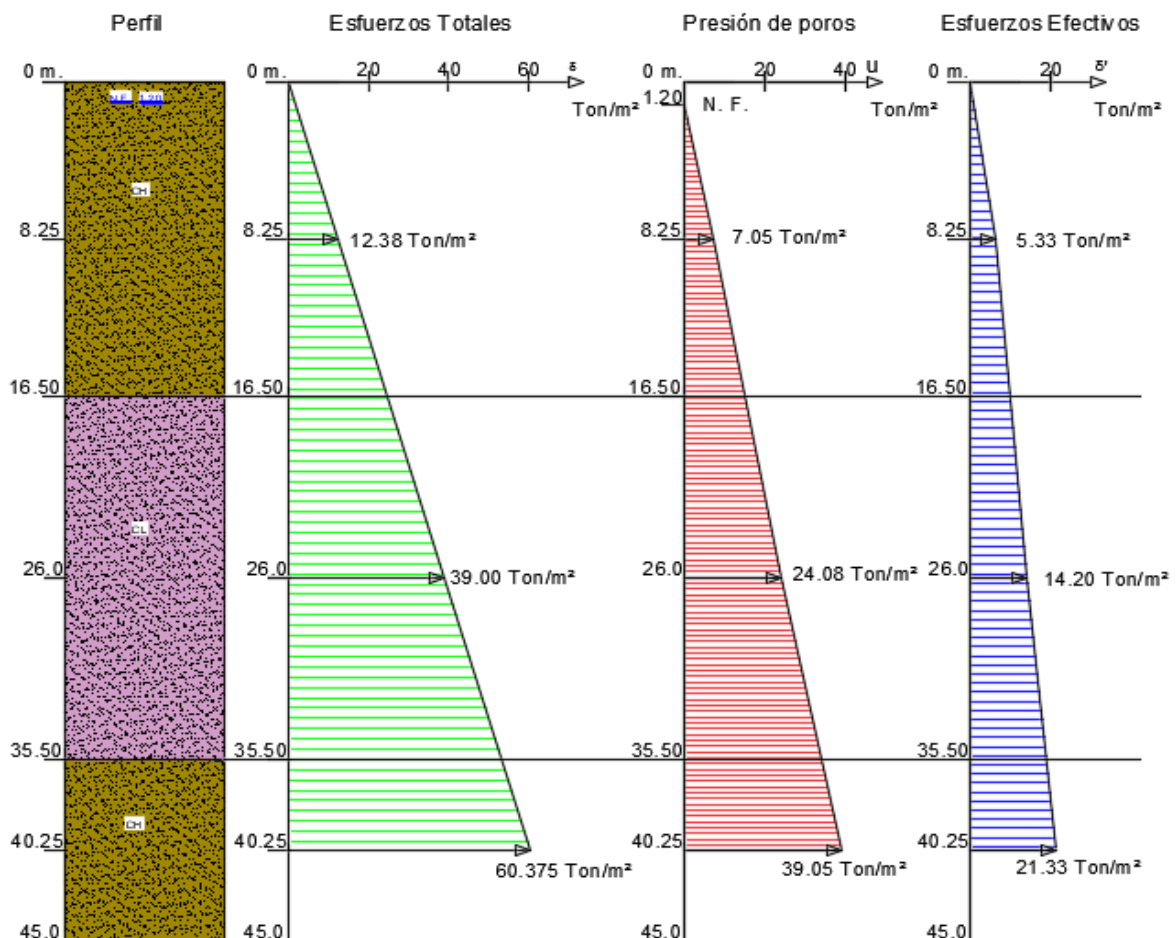


Figura 3.4. Variación de esfuerzos vs profundidad del subsuelo en el centro de los estratos

Se recopiló la información disponible de los tres ensayos de consolidación unidimensional (ASTM 2435) del Sondeo 1 (S1) ejecutados en 2016 (Solum, 2016), donde la primera muestra, se la realizó a una profundidad entre 4.55 a 5.00 m, la segunda a profundidad entre 7.55-8.00 m y la tercera a una profundidad de 11.55 a 12 m.

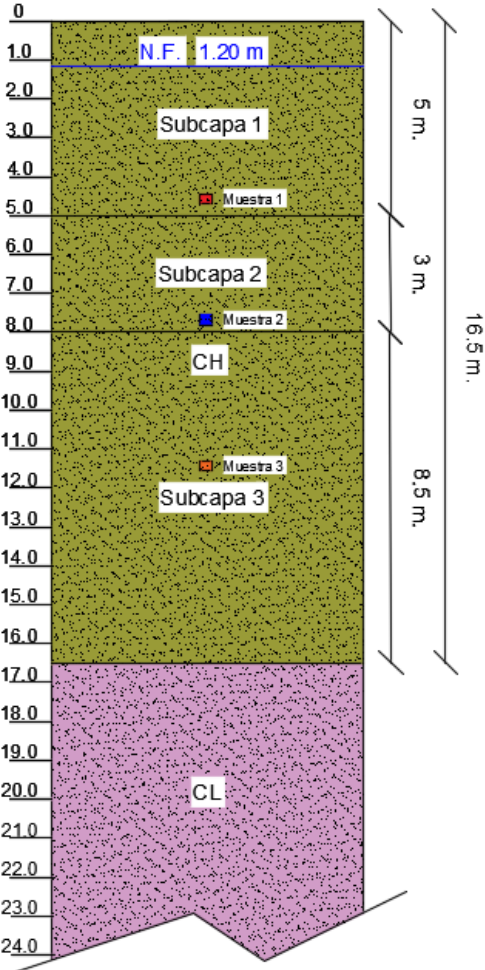


Figura 3.5. División de subcapas del primer estrato de arcilla en función de muestras de ensayos de Consolidación

En base la ilustración de la figura 3.5 y puesto que las muestras para los ensayos de consolidación fueron tomadas las cotas indicadas se optó por dividir la primera capa de arcilla CH en 3 subcapas con la finalidad que los parámetros de compresibilidad tengan correlación con los esfuerzos efectivos y finales calculados a esas profundidades idealizando el comportamiento in situ del subsuelo.

La Tabla 3.2 se visualiza el cálculo los esfuerzos efectivos (σ'_{vo}) y finales (σ'_{vf}) de las capas y subcapas de arcilla del subsuelo en estudio.

Tabla 3.2. Valores de Esfuerzos efectivos y finales de subcapas y capas de arcilla del subsuelo

Ensayo Consolidación	Profundidad (m.)	Espesor de estrato (m).	Esfuerzo efectivo σ'_{vo} (Kg/cm ²)	Esfuerzo final σ'_{vf} (Kg/cm ²)
1	0.00-5.00	5.00	0.359	0.959
2	5.00-8.00	3.00	0.509	1.109
3	8.00-16.50	8.50	0.709	1.309
Sin Ensayo	16.50-35.50	19.00	1.420	2.020
Sin Ensayo	35.50-45.00	9.50	2.133	2.733

Cabe recalcar que también se realizaron los cálculos para la segunda capa de Arcilla CL de espesor 19.00 m. y la tercera capa de arcilla CH de 9.50 m de espesor, si bien esta capas no tiene Ensayo de consolidación, los parámetros de compresibilidad se efectuaron mediante correlaciones empíricas de Terzaghi & Peck (1967) de los datos geotécnicos definidos de la estratigrafía en estudio.

La Figura 3.6 muestra los datos de carga y descarga del ensayo de consolidación de 4.55 a 5.00 m. de profundidad y los esfuerzos producidos ($\log \sigma'$) versus su variación en

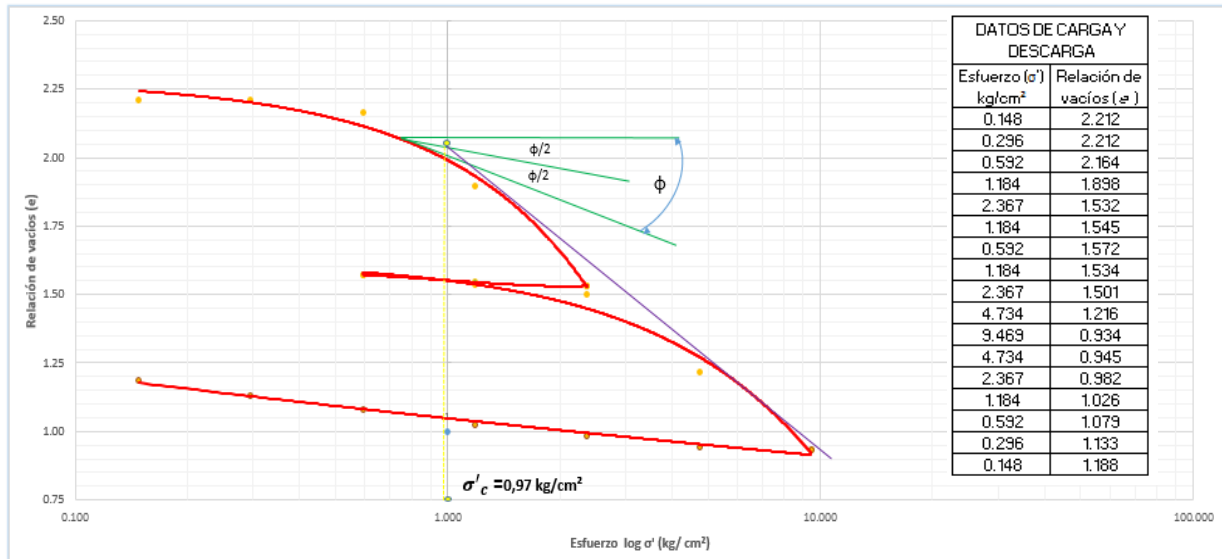


Figura 3.6. Curva de Compresibilidad Esfuerzos efectivos (σ') vs Relación de vacíos (e) y cálculo de esfuerzo de sobreconsolidación (σ'_c) a 4.55-5.00 m

la relación de vacíos (e), con lo cual se construyó la curva de compresibilidad en escala semi-logarítmica y se determinó por medio de Método gráfico de Casagrande (1946), el esfuerzo de sobreconsolidación σ'_c igual a 0.97 kg/m² o 9.70 Ton/ m³.

El cociente entre el esfuerzo de sobreconsolidación (σ'_c) y el esfuerzo efectivo vertical (σ'_{vo}), se obtendrá la razón o grado de sobreconsolidación (OCR), el cual para suelo Normalmente consolidados (NC), $OCR \approx 1$, mientras que para suelos Sobreconsolidados (SC) un $OCR > 1$.

La visualización de la segunda y tercera gráfica de Compresibilidad y la determinación su esfuerzo de sobreconsolidación (σ'_c) se encuentra en el Anexo 12 y 13 para la profundidad de 7.55-8.00 m y la de 11.55 a 12.00 m. respectivamente.

Para el esfuerzo de sobreconsolidación σ'_c , en la segunda capa de arcilla CL de 19 m de espesor y la tercera capa de arcilla CH de 9.50 m de espesor se asume que estas capas son normalmente consolidadas ($\sigma'_{vo} \approx \sigma'_c$), es decir, el esfuerzo de sobreconsolidación (σ'_c) tiende a ser igual a el esfuerzo efectivo vertical σ'_{vo} calculado, siendo estos valores de 1.420 kg/cm^2 y de 2.133 kg/cm^2 respectivamente.

Después se continuó con el cálculo los parámetros de compresibilidad que son coeficiente de compresibilidad (C_c) y el coeficiente de recompresión (C_s), para hallar estos valores se recurrió a la metodología propuesta por Schmertmann (1955), en la cual se definió gráficamente corrigiendo la curva de compresibilidad en escala semilogarítmica obtenida en laboratorio para obtener la de campo.

En la Figura 3.7 se visualiza los valores obtenidos de coeficiente de compresibilidad (C_c) y del coeficiente de recompresión (C_s), y la ubicación del esfuerzo efectivo (σ'_{vo}), de preconsolidación (σ'_c) y final (σ'_{vf}) para las profundidades de 4.55 a 5.00 m.

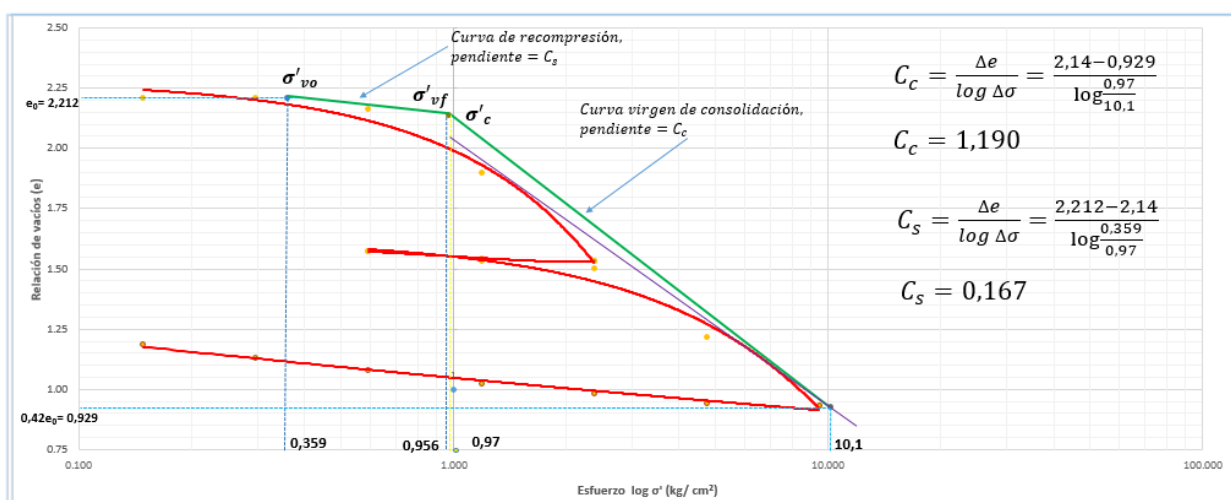


Figura 3.7. Curva de Compresibilidad corregida y cálculo de (C_c) y de (C_s) a 4.55-5.00 m.

La construcción gráfica de las demás curvas compresibilidad corregidas, el cálculo de sus respectivos valores de (C_c) y (C_s) , y la ubicación de (σ'_{vo}) , (σ'_c) y (σ'_{vf}) se encuentran en el Anexo 14 y 15 para la profundidad de 7.55-8.00 m y la de 11.55 a 12 m. respectivamente.

Por otro lado para el cálculo del estrato de arcilla CL de 19 m. y del estrato de arcilla CH de 9.50m., los coeficientes de compresibilidad se determinaron por correlaciones empíricas propuestas por Terzaghi & Peck (1967), para $C_c = 0.009 (L_L - 10)$ y para $C_s = \frac{C_c}{5}$ a $\frac{C_c}{10}$, donde el limite liquido (L_L) se obtuvo del perfil estratigráfico del subsuelo de la figura 3.3 mientras para el cálculo se C_s se seleccionó un valor medio igual a $\frac{1}{7.5} C_c$.

Adicional también se determinó las relación de los coeficientes de consolidación (CR) y de recompresión (RR), las cuales son en función de la relación de vacíos (e_0) de cada estrato, esto con la finalidad simplificar la ecuación para el cálculo de los asentamientos. En la Tabla 3.3 se detalla un resumen de los datos obtenidos anteriormente descritos.

Tabla 3.3. Valores de Coeficientes de Compresibilidad (C_c), (C_s); esfuerzos de σ'_{vo} , σ'_c y σ'_{vf} y OCR

Ensayo Consolidación	Profundidad (m.)	Espesor de estrato (m.)	Relación de vacíos e_0	Coficiente consolidación C_c	Coficiente recompresión. C_s	Relación de Consolidación $CR=C_c/(1+e_0)$	Relación de Recompresión $RR=C_s/(1+e_0)$	Esfuerzo efectivo σ'_{vo} (Kg/cm ²)	Esfuerzo final σ'_{vf} (Kg/cm ²)	Esfuerzo de sobreconsolidación σ'_c (Kg/cm ²)	Coficiente de sobre consolidación $OCR= \sigma'_c / \sigma'_{vo}$
1	0.00-5.00	5.00	2.212	1.190	0.167	0.371	0.052	0.359	0.959	0.97	2.70
2	5.00-8.00	3.00	2.685	1.449	0.185	0.393	0.050	0.509	1.109	1.01	1.99
3	8.00-16.50	8.50	1.582	0.809	0.013	0.313	0.005	0.709	1.309	2.40	3.39
Correlaciones	16.50-35.50	19.00	1.582	0.360	0.048	0.139	0.019	1.420	2.020	1.42	1.00
Correlaciones	35.50-45.00	9.50	1.582	0.405	0.054	0.157	0.021	2.133	2.733	2.13	1.00

El procedimiento continuó con el cálculo del grado de sobreconsolidación (OCR.) y su tipo de historia geológica, en la cual se obtuvo las 3 primeras subcapas un OCR > 1, o sea Suelos Sobreconsolidados, cumpliendo la mayoría con la condición tipo 1 (SC-1), es decir que $\sigma'_{vo} < \sigma'_{vf} < \sigma'_c$, menos la subcapa de 5.00 a 8.00 m la cual fue de tipo 2 (SC-2), donde $\sigma'_{vo} < \sigma'_c < \sigma'_{vf}$. Por el contrario a falta de ensayos de consolidación los estratos de 19 m y de 9.50 m se optó por determinarlos como Normalmente consolidados, OCR = 1, es decir $\sigma'_{vo} \approx \sigma'_c$.

En la Tabla 3.4 se ilustra los correspondientes cálculos de asientos para cada litología descrita obteniendo una sumatoria total de 0.78 m. que corresponde al asentamiento total del subsuelo.

Tabla 3.4. Valores de asentamiento por capas y asentamiento final del subestrato

N.	Profundidad (m.)	Espesor de estrato H (m.)	Relación de vacíos eo	Relación de Consolidación CR=Cc/(1+eo)	Relación de Recompresión RR=Cs/(1+eo)	Esfuerzo efectivo σ'_{vo} (Kg/cm ²)	Esfuerzo final σ'_{vf} (Kg/cm ²)	Esfuerzo de sobre consolidación σ'_c (Kg/cm ²)	Coefficiente de sobre consolidación OCR= σ'_c / σ'_{vo}	Grado de Consolidación	Tipo de Grado de Sobre consolidación	Condición para Sobreconsolidación Grado Tipo 1 o 2	Asentamiento (m.) NC: $\delta = CR \cdot H \cdot \log(\sigma'_{vf} / \sigma'_{vo})$ SC-1: $\delta = RR \cdot H \cdot \log(\sigma'_{vf} / \sigma'_{vo})$ SC-2: $\delta = RR \cdot H \cdot \log(\sigma'_c / \sigma'_{vo}) + CR \cdot H \cdot \log(\sigma'_{vf} / \sigma'_c)$
1	0.00-5.00	5.00	2.212	0.371	0.052	0.359	0.959	0.97	2.70	Sobre consolidado	SC-1	$\sigma'_{vo} < \sigma'_{vf} < \sigma'_c$	0.111
2	5.00-8.00	3.00	2.685	0.393	0.050	0.509	1.109	1.01	1.99	Sobre consolidado	SC-2	$\sigma'_{vo} < \sigma'_c < \sigma'_{vf}$	0.093
3	8.00-16.50	8.50	1.582	0.313	0.005	0.709	1.309	2.40	3.39	Sobre consolidado	SC-1	$\sigma'_{vo} < \sigma'_{vf} < \sigma'_c$	0.012
4	16.50-35.50	19.00	1.582	0.139	0.019	1.420	2.020	1.42	1.00	Normalmente consolidado	NC	$\sigma'_{vo} \approx \sigma'_c$	0.405
5	35.50-45.00	9.50	1.582	0.157	0.021	2.13	2.733	2.13	1.00	Normalmente consolidado	NC	$\sigma'_{vo} \approx \sigma'_c$	0.160
Total (m):												0.78	

Por otro lado, en la figura 3.8 para la primera capa de arcilla comprendida de 0.00 m a 5.00 m se determinó el coeficiente de consolidación (Cv), mediante la curva de consolidación graficada con los datos de coeficientes de consolidación de laboratorio versus los esfuerzos producidos de carga ((log σ) en escala semilogarítmica, para lo cual se trazó el esfuerzo final σ'_{vf} en el eje equis, intersectando con la curva de consolidación obteniendo un valor de Cv igual a 500 cm²/ día.

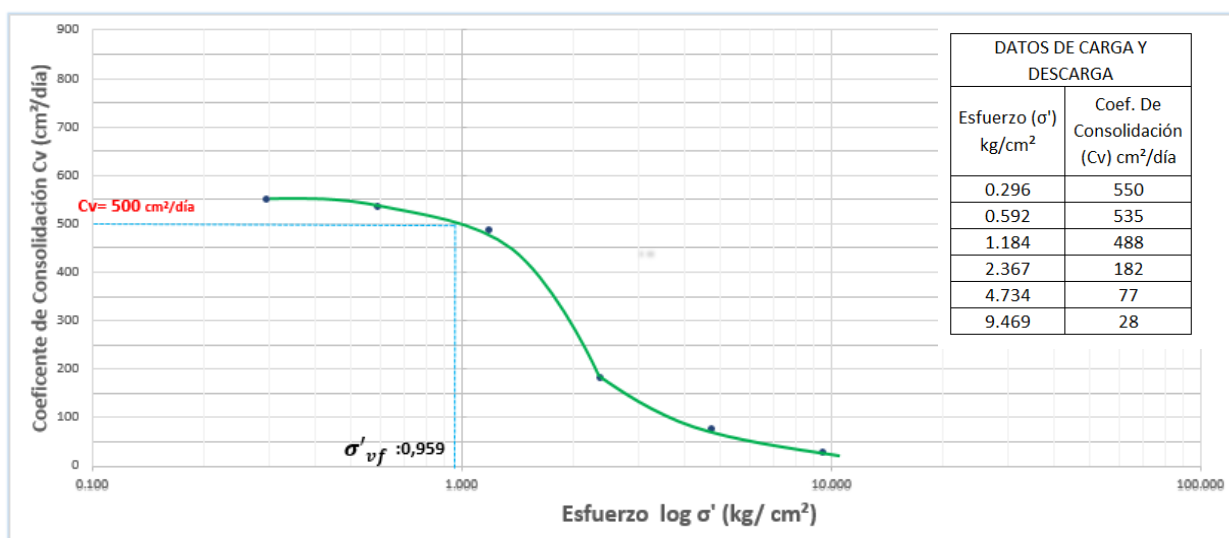


Figura 3.8. Determinación de Coeficiente de Consolidación (Cv) subcapa de 0.00 - 5.00 m

Las gráficas para la determinación del coeficiente de consolidación (Cv) para la profundidad de 7.55-8.00 m y la de 11.55 a 12 m. se encuentran en el Anexo 16 y 17 respectivamente.

Como ya se ha expuesto se tiene tres Coeficientes de consolidación (Cv) a distintas profundidades, entonces se optó por calcular una media ponderada con la finalidad de dar importancia relativa a los Cv determinados respecto al espesor de cada estrato de

arcilla dando como resultado un Coeficiente de consolidación para toda la masa de suelo igual a 1297.27 cm²/día como se visualiza en la tabla 3.5.

Tabla 3.5. Cálculo de Coeficiente de Consolidación (Cv) ponderado

Subcapa	Profundidad (m.)	Espesor H (cm.)	Coeficiente de Consolidación Cv (cm ² /día)	Coeficiente de consolidación ponderado (cm ² /día): $C_v = \frac{H_1 \cdot C_{v1} + H_2 \cdot C_{v2} + H_3 \cdot C_{v3}}{H_1 + H_2 + H_3}$
1	0.00-5.00	500	500	1297.27
2	5.00-8.00	300	210	
3	8.00-16.50	850	2150	

Con el Coeficiente de consolidación definido para la masa de suelo, en la tabla 3.6 se calcula el tiempo necesario para el subsuelo sufra el asentamiento de 0.78 m, para esto al ser todo el subsuelo arcilloso, este actúa como condición doblemente drenada es decir a la mitad del subsuelo (H/2) es la máxima distancia que recorrerá el agua hacia la fronteras del paquete de estrato compresible en el proceso de consolidación, dando como resultado un tiempo de 48.3 años.

Tabla 3.6. Cálculo del tiempo de asentamiento del substrato compresible

Profundidad (m.)	Altura capa drenante Hd (cm.)	Factor de tiempo Tv	Coeficiente de Consolidación (cm ² /día)	Tiempo $t = T_v \cdot H_d^2 / C_v$ (años)
0.00-35.50	4500	1.129	1297.27	48.3

3.4 Método observacional Asaoka (1978)

Otra alternativa para determinar la predicción de asentamientos de la subestación eléctrica Durán-Bolicho es el método de Asaoka (1978), la cual se basa en un procedimiento de observación en la cual se debe tener un registro de asentamiento en intervalos de tiempo mediante placas de nivelación colocadas en el lugar de estudio.

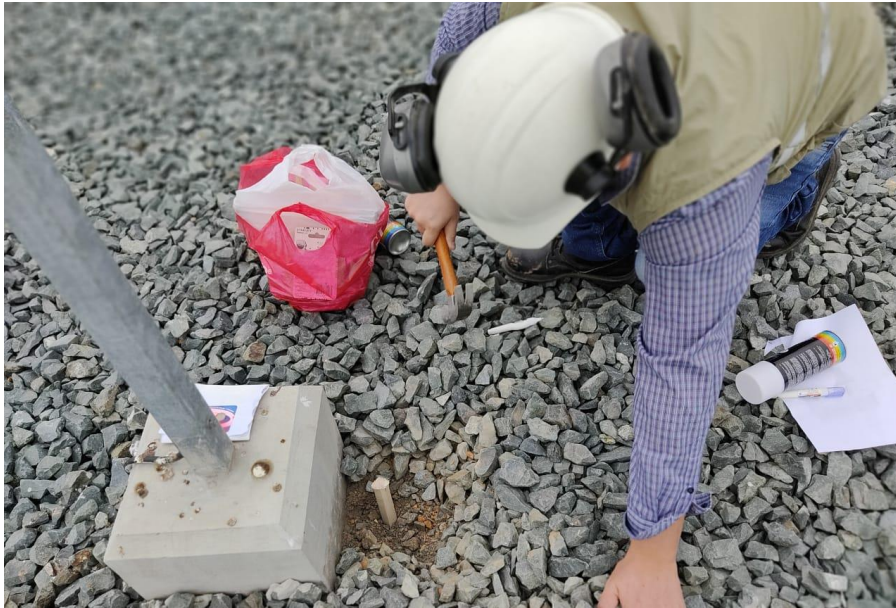


Figura 3.9. Instalación de punto de control georreferenciados en la Subestación Durán-Bolicho.

Para esta metodología se realizó el registro de asentamiento desde el mes de julio a octubre del año 2020 mediante la instalación de puntos de nivelación como se ilustra en la Figura 3.9, dando un total de veinte puntos de control georreferenciados, de los cuales catorce hitos se colocaron sobre el patio de 230 kV, el área más representativa a los asentamientos; cuatro más se ubicaron fuera de área de relleno de la plataforma y otros dos sobre el patio de 69 kV, superficie con menor afectación de consolidación. En la Figura 3.10 se detalla la ubicación de los puntos con respecto a la subestación.

La subestación se terminó de construir a mediados del mes de junio de 2020, mas sin embargo la finalización de la construcción del relleno finalizó en febrero de 2020 por lo que el en el lapso de febrero a junio de 2020 presentó un asentamiento promedio de 0.20 m que será el punto de partida para el cálculo por métodos observaciones.

Se optó por un periodo de registro de nivelación de cada 15 días (Δt), con las primeras lecturas de observación el 31 de julio de 2020, seguido por el 15 de agosto y así

progresivamente hasta el 15 de octubre de 2020, la cual fue la última lectura registrada. El detalle de la libreta de medición de lecturas se encuentra en el Anexo 18 al 23.

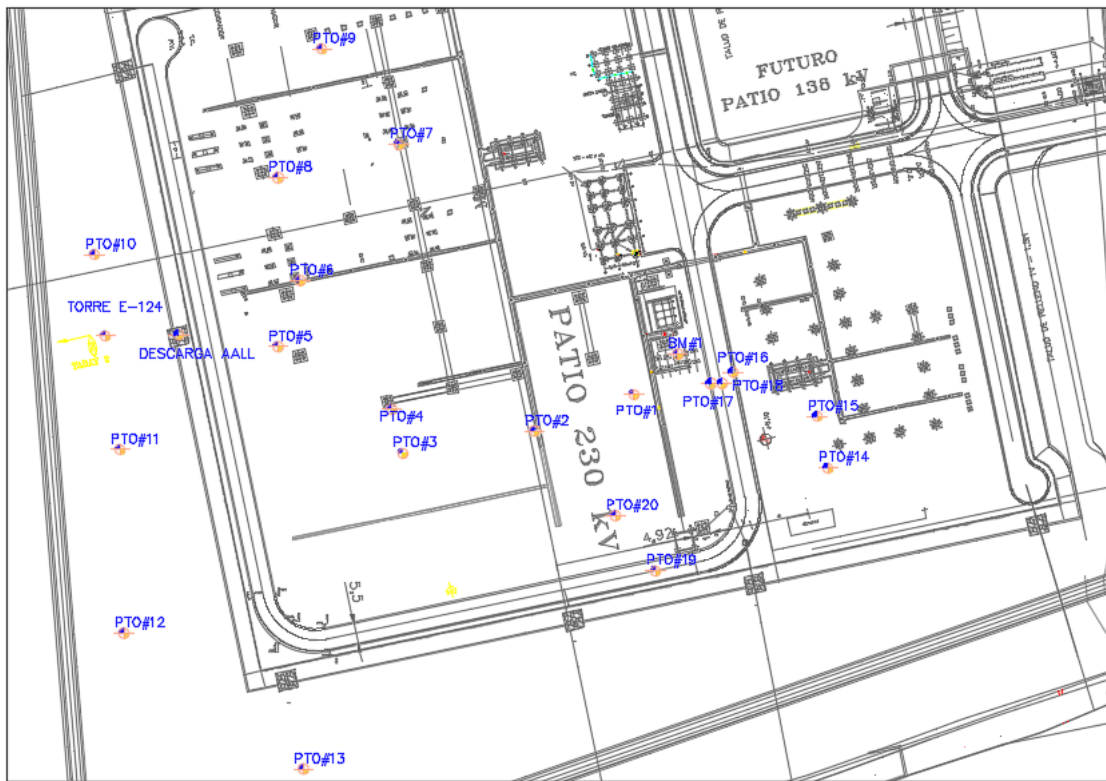


Figura 3.10. Ubicación de los puntos de control georeferenciados en la Subestación Durán-Boliche.

De las lecturas registradas en los 20 puntos, se escogieron 5 puntos del área de patios de 230 kW, debido a que presentaron las variaciones de asiento en sus lecturas; es decir, se apreció el efecto de la consolidación *in situ*. En la figura 3.11 se presenta la variación de las lecturas con respecto al intervalo de tiempo del Punto # 1.

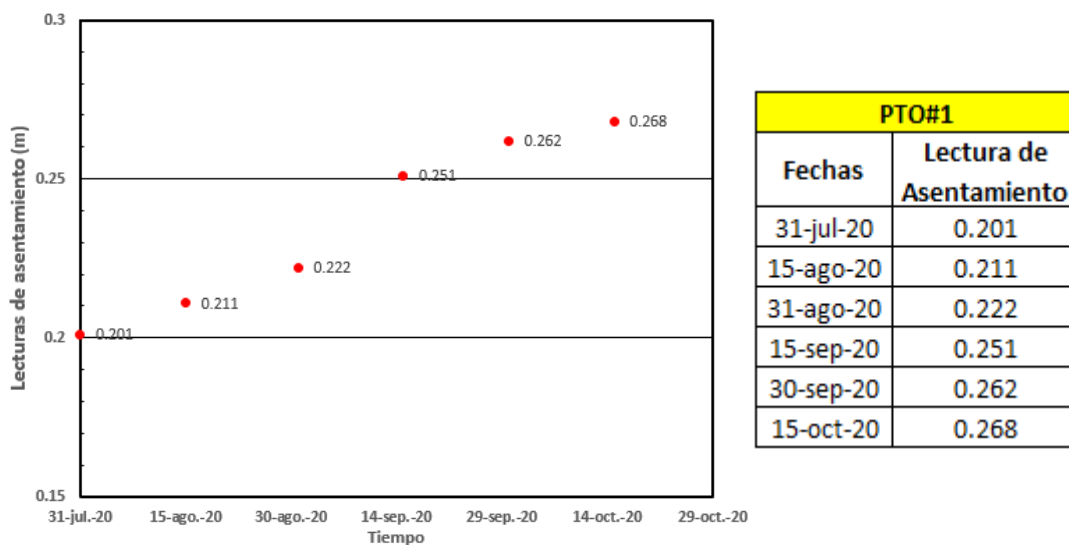
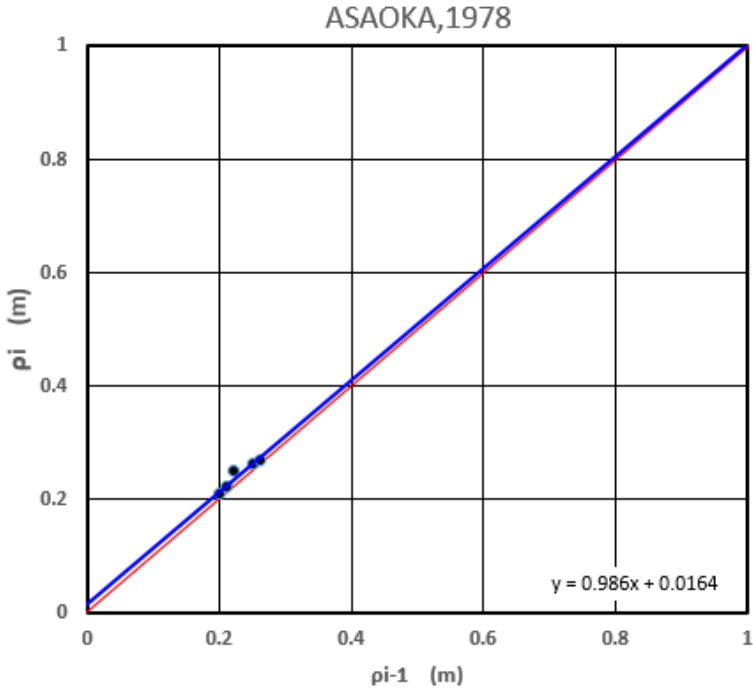


Figura 3.11. Variación de lecturas de asentamiento del Punto # 1.

Para la construcción de la gráfica por la metodología de Asaoka (1978), se tomó los valores de asentamientos actuales (S_n), para el eje en “y” y para el eje de “x”, la lectura de asiento inmediatamente anterior (S_{n-1}). Después se trazó una línea de tendencia de los puntos graficados intersectando con el eje “y”, siendo este valor de coordenada vertical igual a β_1 , mientras que la pendiente que se forma entre la confluencia de la recta da el valor de β_0 .

Para el caso del Punto # 1, obtuvimos un valor de $\beta_0= 0.0164$ y de $\beta_1=0.986$, aplicando la formulación propuesta por Asaoka (1978), se determinó un asiento total (S_{ultm}) igual a 1.17 m en un tiempo de 31.6 años. La Figura 3.12 ilustra los resultados del Punto # 1, y para los demás puntos las gráficas y resultados se describen desde Anexo 24 al 27



PTO#1		
Fechas	pi (m)	pi-1 (m)
31-jul-20	0.201	
15-ago-20	0.211	0.201
31-ago-20	0.222	0.211
15-sep-20	0.251	0.222
30-sep-20	0.262	0.251
15-oct-20	0.268	0.262
		0.268

Resultados	
Descripcion	Valores
$\beta_1=$	0.986
$\beta_0=$	0.0164
δf (m)=	1.17
H (m)=	45
ΔT (días)=	15
Cv (cm ² /día)=	1982.66
t (años)=	31.6

Figura 3.12. Gráfica y resultados de Punto # 1 por método de Asaoka 1978

3.5 Método observacional Hiperbólico (1991)

Para este procedimiento se usó la misma tabla de registro de asientos que el método de Asaoka (1978), con la diferencia que para este método el tiempo de lectura es acumulativo para cada periodo de registro, dando un total de 75 días de estudio, como se ilustra en la Tabla 3.7 para el Punto # 1.

Tabla 3.7. Registro de campo Punto # 1 por método de Hiperbólico 1991

PTO#1		
Fechas	Sn (m)	T(DIAS)
31-jul-20	0.201	0
15-ago-20	0.211	15
31-ago-20	0.222	30
15-sep-20	0.251	45
30-sep-20	0.262	60
15-oct-20	0.268	75

Con los registros de asiento de campo se graficó la curva hiperbólica (t/s) versus (t), para lo cual en el eje “x” se colocó los días de lectura de asiento y en el eje “y” el valor del cociente entre el tiempo de lectura (t) y su respectivo asentamiento (s). Con el segmento lineal trazado se determinó para el caso del Punto # 1 la pendiente de la recta (S_i) igual a 3.352, mientras en que el valor de (α_i) es un valor constante de la pendiente de la curva de Terzaghi igual a 0.821 y aplicando la ecuación de método Hiperbólico (1991), se halló un asiento final (S_{ult}) igual a 0.24 m.

En la Tabla 3.8 y la Figura 3.13 se ilustra el cálculo y la gráfica descrito anteriormente para el Punto # 1, para los demás puntos las gráficas y resultados se encuentran en los Anexos 28 al 31.

Tabla 3.8. Cálculo de asiento final de Punto # 1 por método de Hiperbólico 1991

PTO#1			Resultados		
Fechas	S (m)	T(DIAS)	T/S	Descripción	Valores
31-jul-20	0.201	0	0	$S_i =$	3.352
15-ago-20	0.211	15	71	$\alpha_i =$	0.821
31-ago-20	0.222	30	135	$S_{ult} (m) =$	0.24
15-sep-20	0.251	45	179		
30-sep-20	0.262	60	229		
15-oct-20	0.268	75	280		

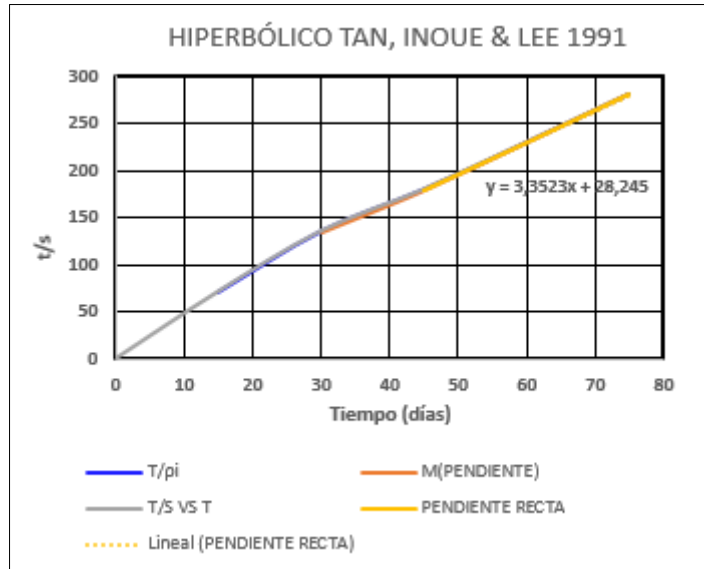


Figura 3.13. Gráfica de curva (t/s) v. (t) de Punto # 1 por método Hiperbólico 1991

3.6 Programa computacional Settle 3D

Para obtener un análisis claro de la problemática de asentamiento del subsuelo se realizó un modelo en SETTLE 3D con los datos obtenidos de consolidación en las diferentes perforaciones, este análisis sirvió para validar los métodos observacionales descritos.

En esta metodología se hizo una recopilación de datos al final de la construcción de la plataforma, esta data se la obtuvo de manera informativa obteniendo un relleno de 3 m. de espesor con un peso específico de campo de 1984 kg/m³ y humedad óptima in situ de 10.12%. A continuación se comparte en la Tabla 3.9, los valores para el análisis correspondiente.

Tabla 3.9. Tabla de datos utilizados para el análisis Settle 3D

Ensayo Consolidación	Capas	Profundidad (m.)	Espesor de estrato (m).	Peso específico y (kN/m ³)	Relación de vacíos eo	Relación de Consolidación CR= Cc/(1+eo)	Relación de Recompresión RR=Cs/(1+eo)	Esfuerzo de sobreconsolidación σ'_c (Kg/cm ²)	Coefficiente de sobre consolidación OCR= σ'_c / σ'_{vo}	Coefficiente de consolidación Cv (cm ² /día)
	RELLENO		3	19.84		E=17000 Kpa				
1	1	0.00-5.00	5.00	14.56	2.212	0.371	0.052	0.97	2.70	0.05
2	2	5.00-8.00	3.00	14.56	2.685	0.393	0.050	1.01	1.99	0.021
3	3	8.00-16.50	8.50	15.64	1.582	0.313	0.005	2.40	3.39	0.215
Correlaciones	4	16.50-35.50	19.00	15.00	1.582	0.139	0.019	1.42	1.00	0.130
Correlaciones	5	35.50-45.00	9.50	15.00	1.582	0.157	0.021	2.13	1.00	0.130

Para las capas de material se utilizó los datos de los ensayos de laboratorio, parámetros de compresibilidad y espesores de capas tomados de los estratos definidos en la Tabla 3.10, de igual manera para modelación se trabajó con las condiciones de frontera como doblemente drenado como se ilustra en la Figura 3.14.

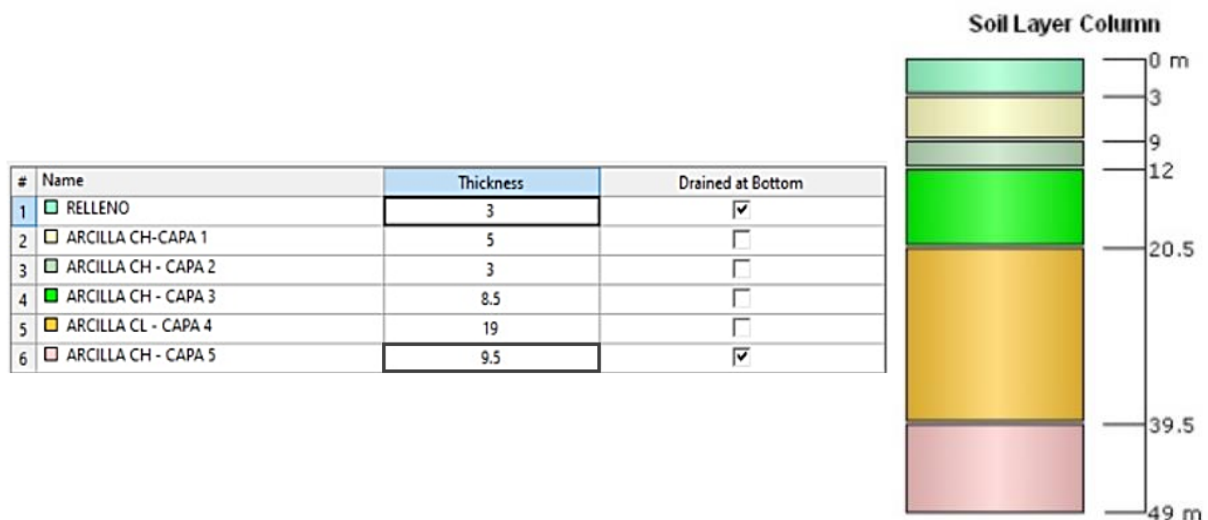


Figura 3.14. Espesores estratos y condiciones de frontera ingresados en el programa Settle 3D

Una vez ingresados los datos, se ejecutó el programa Settle 3D obteniendo una gráfica de exceso de presión de poros versus profundidad ilustrada en la Figura 3.15, en donde se muestra el exceso de presión intersticial en un factor de tiempo (T_v) 1, 2, 3 y 4 los cuales representan la etapa de construcción de la plataforma y la misma tiene una disminución considerable del exceso de presión de poros en un factor de tiempo (T_v) 6 (color verde oscuro) y 7 (color marrón) a medida que pasa el tiempo. Este comportamiento representa la consolidación acelerada en campo del subsuelo, debido a que no se utilizaron drenes verticales o precargas en la construcción del relleno.

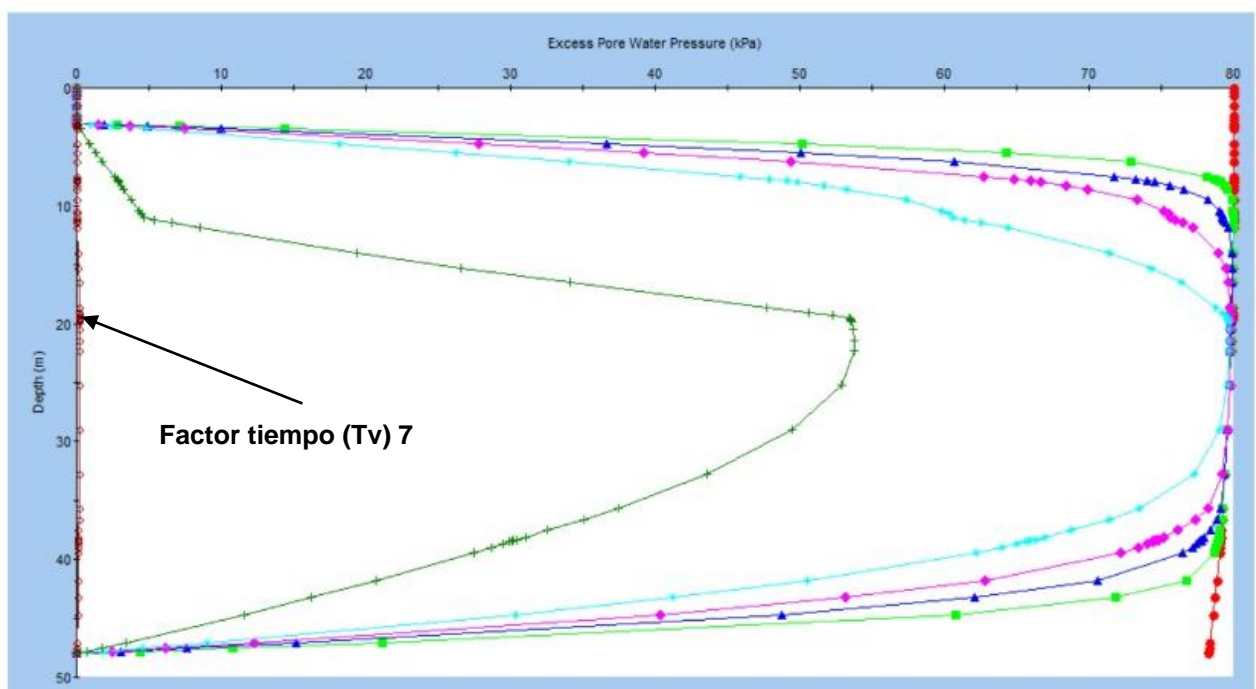


Figura 3.15. Gráfica de exceso de presión de poros vs profundidad en programa Settle 3D

De igual manera como se representa en la Figura 3.16, el programa también muestra una gráfica de asentamiento total versus profundidad donde en el factor de tiempo (T_v) 7, con menor exceso presión intersticial, se visualiza el mayor valor de asiento total igual a 0.795 m en un tiempo de consolidación de 17080 días, equivalente a 46.8 años.

Adicional a esto, el programa presenta la curva de consolidación general en función de asentamiento versus el tiempo, dando la idea del proceso que experimentará el subsuelo durante proceso de la consolidación como se aprecia en la Figura 3.17.

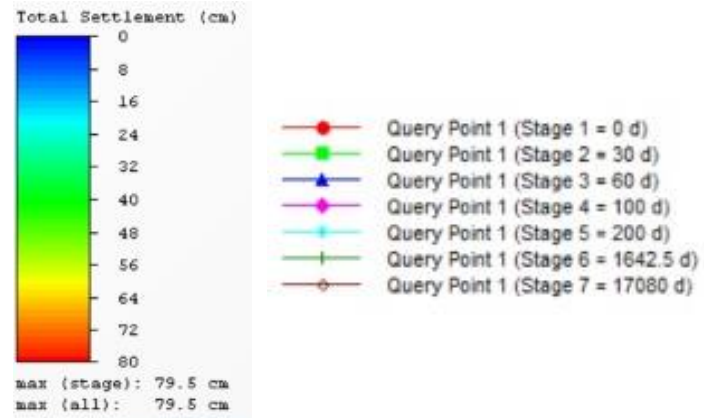
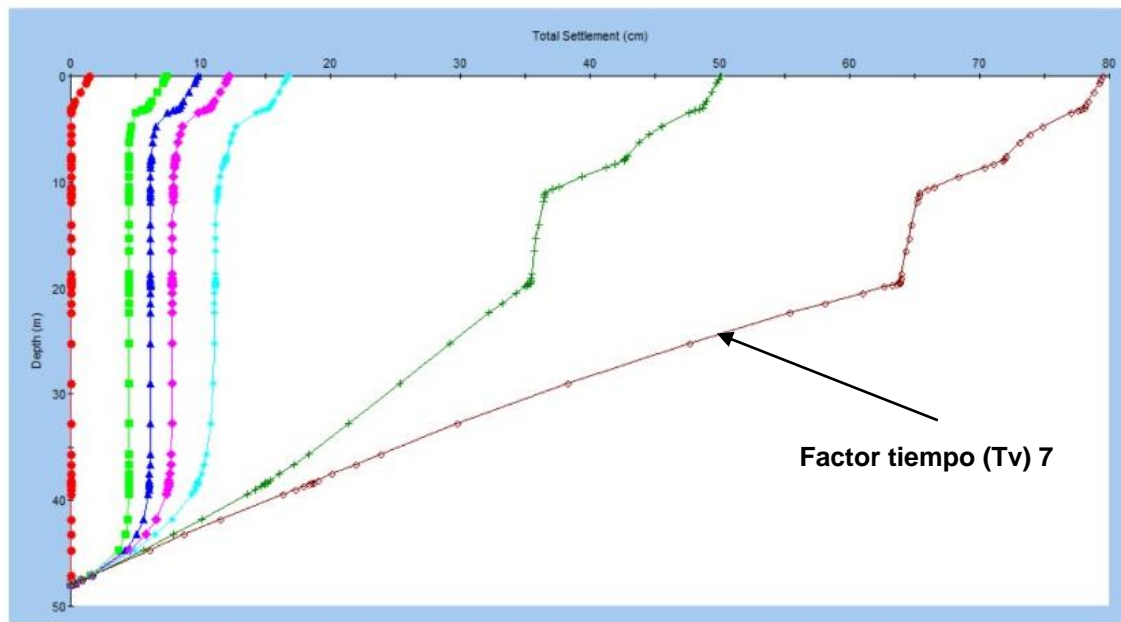


Figura 3.16. Gráfica de asentamiento total vs profundidad: Asiento máximo y tiempo de consolidación programa Settle 3D

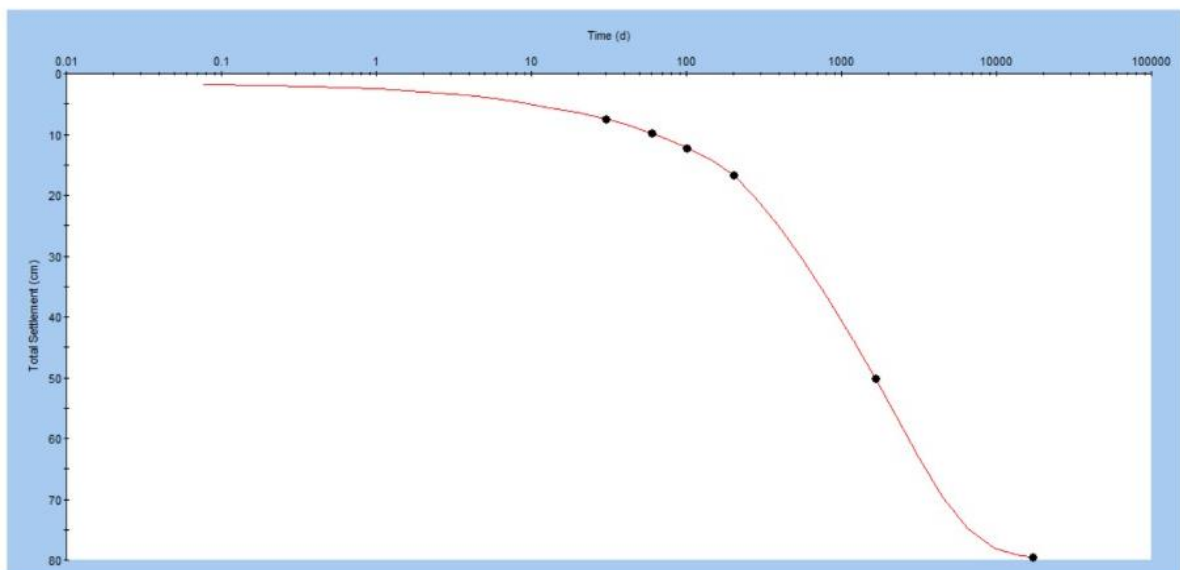


Figura 3.17. Gráfica de curva de consolidación del subsuelo en escala semilogarítmica: Asentamiento total (cm) vs tiempo (días)

CAPÍTULO 4

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Una vez realizado los diferentes análisis para el cálculo de asentamientos se realizó un cuadro comparativo mostrado en la Tabla 4.1, en el cual Terzaghi (1925), se obtuvo un valor único de asentamiento igual a 0.78m para toda la plataforma de relleno. Sin embargo los métodos observacionales, el primero de Asaoka (1978) demuestra una variación de asentamientos que oscilan entre 1.17 m hasta los 0.33 m con un promedio de 0.73 m, mientras que el método Hiperbólico (1991) varía entre rangos de asiento de 0.29 m a 0.19 m. Al final tenemos el análisis del programa computacional Settle 3D, el cual nos dio un valor único de asiento de 0.795 m al centro de la plataforma de relleno.

Tabla 4.1. Cuadro comparativo de asentamientos por los métodos estudiados

CUADRO COMPARATIVO ASENTAMIENTOS (m)						
	PUNTO#1	PUNTO#2	PUNTO#3	PUNTO#4	PUNTO#5	PROMEDIO
TERZAGUI						0.78
ASAOKA	1.17	0.89	0.51	0.33	0.73	0.73
HIPERBOLICO	0.25	0.26	0.29	0.19	0.25	0.25
SETTLE 3D						0.795

Como puede notarse en la Figura 4.1 existe una notoria tendencia de valores similares entre el observacional Asaoka (1978) promediado el método convencional de Terzaghi (1925) y el modelo computacional Settle 3D. Con esta relación de resultados se valida los datos obtenidos in situ, concluyendo que para el estudio de asentamientos por efecto del relleno de la plataforma el estrato compresible se tendrá un asiento medio total de 0.76 m.

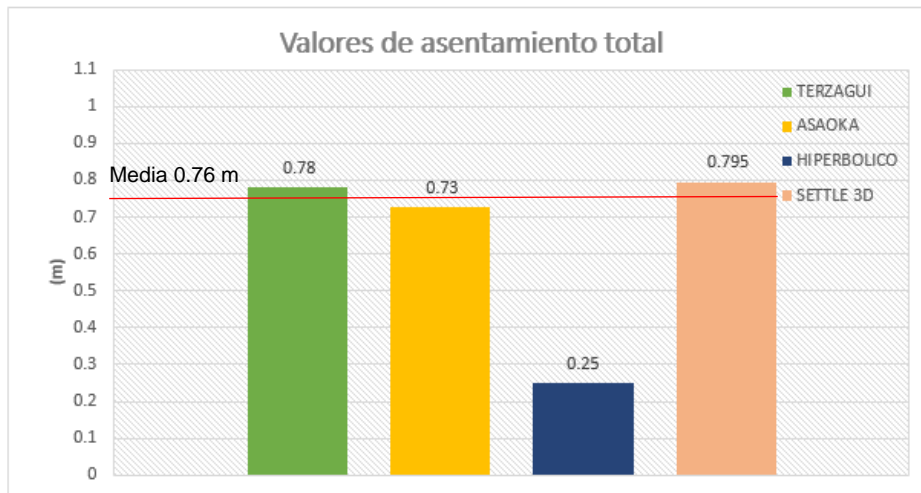


Figura 4.1. Gráfica de asentamientos totales de los métodos estudiados

Sin embargo el método Hiperbólico (1991), se obtuvo valores bajos de asentamientos con un promedio de 0.25 m., esto se pudo deber a que el tiempo de observación de las placas de asentamientos fue muy corto (3 meses), lo que ocasiono que no desarrollara completamente la gráfica hiperbólica (t/s) vs (t) y por ende no obtuvo un valor correcto del parámetro (Si) que vendría a ser de la pendiente de la recta, quedando invalido resultado obtenido.

Tabla 4.2. Cuadro comparativo de Coeficiente de consolidación por los métodos estudiados

COMPARACIÓN DE COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN (cm ² /año)					
	PONDERADO				
TERZAGUI (1925)	1297.27				
	PUNTO#1	PUNTO#2	PUNTO#3	PUNTO#4	PUNTO#5
ASAOKA (1978)	1982.66	1783.13	5462.55	4370.34	2841.01
	CAPA 1	CAPA 2	CAPA 3	CAPA 4	CAPA 5
SETTLE 3D	500	210	2150	1297.27	1297.7

La tabla 4.2 visualiza la variación de los resultados obtenidos para los coeficientes de consolidación (Cv), por el método de Terzaghi (1925), se lo cálculo de la ponderación de los tres (Cv) obtenidos de la intersección entre esfuerzo final (σ'_{vf}), y la curva de consolidación de laboratorio, obteniendo un valor de 1297.27 cm²/día en toda el area de la plataforma, mientras que el programa computacional Settle 3D, analizó cada estrato

con su respectiva data de tasa de consolidación (C_v), generando la curva de Consolidación del paquete estratigráfico que conforma el subsuelo. Por otro lado, el método observacional de Asaoka (1978), obtuvo coeficientes de consolidación (C_v) puntuales en cada punto de observado, obtenido una variación de entre 5462.55 $\text{cm}^2/\text{día}$ a 1982.66 $\text{cm}^2/\text{día}$.

Por otra parte la Figura 4.2 muestra la estimación del tiempo de consolidación del estrato compresible, por el método de Terzaghi (1925), donde se obtuvo un valor de 48.3 años mientras que el modelo en Settle 3D, dio un valor de 46.8 años es decir existe una relación de tiempos calculados validando así los resultados obtenidos.

Sin embargo el método observacional Asaoka (1978), los tiempos de asentamientos varía con cada punto, esto es debido a que cada punto observado tiene diferente tasa de consolidación (C_v) y diferente asentamiento final (S_{ult}).

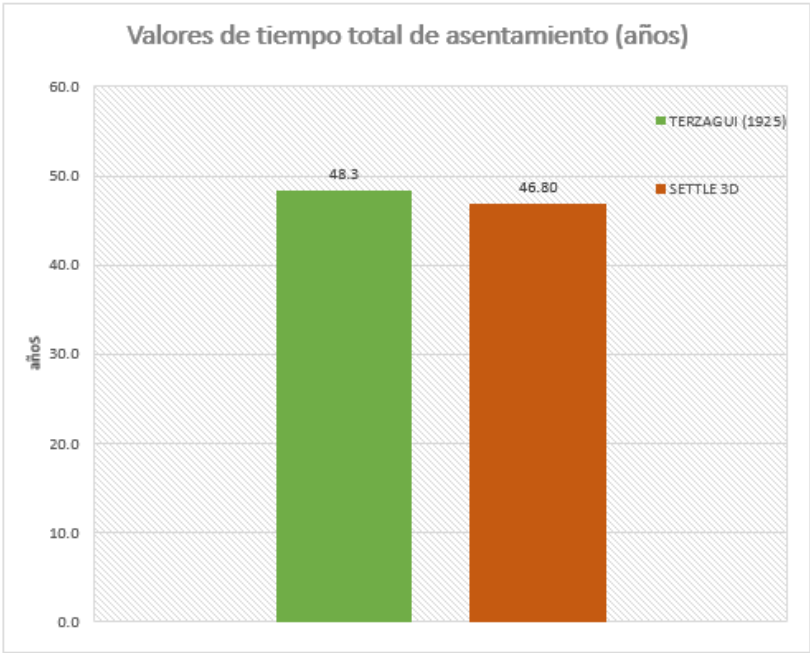


Figura 4.2. Gráfica de tiempos de consolidación total por los métodos Terzaghi (1925) y Settle 3D

Tabla 4.3. Cuadro comparativo de tiempo de asentamiento Método Asaoka (1978)

COMPARACIÓN DE TIEMPO DE ASENTAMIENTO METODO ASAOKA (1978) (años)					
	PUNTO#1	PUNTO#2	PUNTO#3	PUNTO#4	PUNTO#5
ASAOKA (1978)	31.59	35.13	11.47	14.33	22.05

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

- Los resultados arrojados de asentamiento total por los métodos observacionales fueron de Asaoka (1978) igual a $S_{ult} = 0.73$ m, mientras el método Hiperbólico (1991) con un $S_{ult} = 0.25$ m. Por otro lado la metodología convencional de Terzaghi (1925) fue de $S_{ult} = 0.78$ m, mientras que análisis del Settle 3D, calculó un $S_{ult} = 0.795$ m.
- De las metodologías analizadas se obtuvo una media de 0.76 m. de asientos totales entre método observacional de Terzaghi (1925), el método observacional Asaoka (1978) y el programa computacional Settle 3D, con lo que se valida los datos recopilados in situ con los calculados en el presente trabajo.
- En el método Hiperbólico (1991), se obtuvo valores bajos de asentamientos con un promedio de 0.25 m., esto se pudo deber a que el tiempo de observación de las placas de asentamientos fue muy corto (3 meses), lo que ocasiono que no desarrollara completamente la gráfica hiperbólica (t/s) vs (t) y por ende no obtuvo un valor correcto del parámetro (Si) que vendría a ser de la pendiente de la recta, quedando invalido resultado obtenido.
- Los coeficientes de consolidación (C_v), variaron con respecto a cada método aplicado, Terzaghi (1925) se calculó de manera pondera dando un valor de 1297.27 cm, para toda el area del relleno, mientras que Asaoka (1978) se obtuvo un rango de 5462.55 cm²/día a 1982.66 cm²/día dependiendo del punto observado en el terraplén y el programa Settle 3D analizó cada estrato con su respectivo dato de coeficiente de consolidación obtenida de laboratorio.
- Para el tiempo de consolidación por Método de Terzaghi (1925) y el programa Settle 3D se obtuvo valores semejantes de 48.3 y 46.8 años respectivamente por lo que el tiempo de consolidación final estará entre esos rangos.

CAPÍTULO 6

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar mediciones de asentamientos por periodo de tiempos iguales más largos para brindar una mejor evolución en las gráficas de asentamientos por métodos observacionales.
- Se deben solicitar todos los estudios geotécnicos del proyecto, para realizar un análisis computacional y comparar con los métodos observacionales, de esta forma se puede verificar si la recopilación de datos de campo tiene una relación a la que se obtuvo.
- La complejidad geotécnica que estos presentan, dificulta la estimación teórica de asentamientos por métodos clásicos debido a la mala manipulación de muestras, errores por cálculo humano y criterio propio de cada profesional. Ante esta problemática se recomienda el empleo de métodos observacionales, los cuales surgen como una alternativa válida para analizar procesos de consolidación de manera más rápida.

BIBLIOGRAFÍA

- Angelone, S., & Garibay, M. (15 de Febrero de 2007). *Geología y geotecnia. Tipos de suelos*. Obtenido de [www.fceia.unr: https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Identificacion%20y%20Clasificacion%20de%20suelos_2007.pdf](http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Identificacion%20y%20Clasificacion%20de%20suelos_2007.pdf)
- Asaoka, A. (1978). Observational Procedure of Settlement Prediction. *Soils and Foundations*, 18(4), 67-101.
- ASTM D2487. (s.f.). *ASTM D2487-00, Clasificación estándar de suelos para fines de ingeniería (Sistema unificado de clasificación de suelos)*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM International. (2000). *ASTM D2487-00, Clasificación estándar de suelos para fines de ingeniería (Sistema unificado de clasificación de suelos)*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM International. (2000). *ASTM D2487-00, Clasificación estándar de suelos para fines de ingeniería (Sistema unificado de clasificación de suelos)*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM International. (2000). *ASTM D2974-00, Métodos de prueba estándar para humedad, cenizas y materia orgánica de turba y otros suelos orgánicos*. West Conshohocken, PA: ASTM International. Obtenido de ASTM D2974-00, Métodos de prueba estándar para humedad, cenizas y materia orgánica de turba y otros suelos orgánicos: <https://www.astm.org/DATABASE.CART/HISTORICAL/D2974-00.htm>
- ASTM International. (2006). *ASTM D1140-00 (2006), Métodos de prueba estándar para la cantidad de material en suelos más fino que el tamiz No. 200 (75 µm)*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM International. (2017). *ASTM D4318-17e1, Métodos de prueba estándar para límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos*. West Conshohocken, PA: ASTM International.

- Barthelmie, R. J., & Pryor, S. C. (2019). Automated wind turbine wake characterization in complex terrain. *Atmospheric Measurement Techniques*, 3464-3484.
- Braja M, D., & Nagaratnam, S. (2017). *Principles of Foundation Engineering*. Boston: Cengage Learning Inc.
- Braja M, D., & Nagaratnam, S. (2019). *Principles of Foundation Engineering*. Boston: Cengage Learning Inc.
- Builes Brand, M. A. (2014). INCIDENCIA DE LA VELOCIDAD DE APLICACIÓN DE CARGA EN LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO DE SUELOS RESIDUALES DE ANFIBOLITA EN EL VALLE DE SAN NICOLÁS, ANTIOQUIA (COLOMBIA). *Escuela de Ingeniería de Antioquia* , 89-97.
- Cañar Tiviano, E. S. (2017). *ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA AL CORTE Y ESTABILIZACIÓN DE SUELOS ARENOSOS FINOS Y ARCILLOSOS COMBINADAS CON CENIZA DE CARBÓN*. Ambato: Universidad Técnica de Ambato.
- Cárdenas, J. R., & Pinto, R. (2011). Determinación de parámetros geomecánicos en suelos metaestables, mediante el uso de ensayos de campo. *Content*, 59.
- Castro, T. (17 de Agosto de 2017). *Kupdf.net*. Obtenido de KUPDF: https://kupdf.net/download/astmd-422-en-espaol_5994ee32dc0d607a5c300d18_pdf
- CELEC. (2014). *Ficha ambiental Subestación Durán*. Guayaquil: CELEC EP.
- Cevallos Luna, A. S. (2012). *Determinación del límite líquido y plástico de los suelos mediante el uso del penetrómetro cónico*. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- D1586, A. (s.f.). ASTM D1586 / D1586M - 18 Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. *ASTM*.
- D2487, A. (s.f.). *ASTM D2487-00, Clasificación estándar de suelos para fines de ingeniería (Sistema unificado de clasificación de suelos)*. West Conshohocken, PA: ASTM International.

- Duque Escobar, G. (2003). *Manual de geología para ingenieros*. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia.
- Duque, E. G., & Escobar, P. C. (2015). *Mecánica de los suelos*. Colombia: Universidad Nacional De Colombia.
- Flores, F., Zárate, I., Gordillo, N., & De la Rosa, J. (2019). Parámetros de Compresibilidad de arcillas muy blandas de una zona periférica al Lago Nabor Carrillo. *Coloquio de Jóvenes Geotecnistas Tecer encuentro de profesores*, 1-7.
- GAD. (2015). *Plan cantonal de desarrollo para el cantón Durán*. Quito: Gobierno Autónomo Descentralizado Municipio del Cantón Durán.
- Galin, E., Guérin, E., Peytavie, A., Cordonnier, G., Cani, M. P., Benes, B., & Gain, J. (2019). A review of digital terrain modeling. *In Computer Graphics Forum* , 553-577.
- Google Earth. (15 de Enero de 2021). *Google Earth*. Obtenido de Google Earth: <https://www.google.com/intl/es/earth/>
- Hernández, P. (2009). La caracterización geotécnica del terreno. Un enfoque moderno. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 1-19.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. New Jersey: Karen Skrable.
- INEC. (2016). *Encuesta Nacional de Empleo, Desempleo y Subempleo*. ENEMDU.
- Instituto Nacional de Estadística. (2010). <https://www.ecuadorencifras.gob.ec>. Obtenido de INEC: <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/censo-de-poblacion-y-vivienda/>
- Internacional, A. (2006). Metodo de ensayo para la Resistencia a la Compresion No Confinada de suelo Cohesivo. *ASTM*.
- Jiménez, A. H., Macías, L. V., Basurto, C. A., V., M. F., Cedeño, Á. M., Arrieta, M. V., & Aguilar, R. V. (2012). Tipos de suelos y sus características de las partes medias y bajas de la microcuenca Membrillo, Manabí, Ecuador. *Revista ESPAMCIENCIA*, 87-97.

- León, F. B. (2018). *Diseño geotécnico de cimentaciones superficiales. Estudio de caso*. Santa Clara: Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas. Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Civil.
- López Ramírez, L. A., & Durán G., E. j. (2015). Uso del piezocono (CPTU) para determinar la caracterización geotécnica de depósitos balndos en algunos sitios del departamento de Boyacá. *III Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica y Geotécnia*.
- Macias, L. A., Carvajal, R. D., Cobos, L. D., Fienco, S. B., Peralta, D. J., & Zambrano, A. J. (2020). *Mecánica de suelos*. ÁREA DE INNOVACIÓN Y DESARROLLO, S.L.
- Merino, C. (2019). Estudios de Microzonificación Sísmica, de Interacción Suelo Estructura y Licuefacción. *Revista Digital del Cedex*, 56-77.
- Mocha Vera, D. G. (2019). *Comparación de los tiempos de consolidación t_{50} , t_{90} y coeficiente de consolidación C_v , obtenidos por los métodos de Casagrande y Taylor en relación con los medidos por la disipación de la presión de poros*. Quito: Universidad Politécnica Salesiana.
- Mora, N. C. (17 de Agosto de 2017). *kupdf*.
- Muñoz Pérez, P. S. (2020). Correlacion en costos de un diseño de una comentacion superficial rigida y flexible considerando la consolidacion unidimensional. *Epistemia*, 15-37.
- Muñoz Pérez, S. P., Analí, S. M., & Chumacero, J. M. (2020). Teoría de Consolidación, una revista de la literatura. *Revista Ingeniería: Ciencia, tecnología e Innovación*, 121-135.
- Narsilio, G. A., & Santamarina, J. C. (2016). *Clasificación de suelos: fundamento físico, prácticas actuales y recomendaciones*. Atlanta: Georgia Institute of Technology.
- NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Geotecnia y Cimentaciones*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatorina de la Construcción- NEC Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente*. Quito: MIDUVI.

- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatorina de la Construcción- NEC Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente*. Quito: MIDUVI.
- Olmos, P. (12 de septiembre de 2010). *El terreno como material constructivo en la ingeniería civil desde la perspectiva de la arquitectura de*. Obtenido de *Arquitectura construida en tierra, Tradición e Innovación. Congresos de Arquitectura de Tierra en Cuenca de Campos 2004/2009*: https://www5.uva.es/grupotierra/publicaciones/digital/libro2010/2010_9788469345542_p267-280_olmos.pdf
- Oyala Guzmán, R. D. (2016). Determinación de la resistencia a la penetración de un suelo cohesivo en diferentes condiciones de hidratación y compactación. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 1-10.
- Paris Gallardo, J. E. (2010). *Ajuste de los parámetros de Consolidación mediante uso de herramientas de programación*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Pietro De Marco, Z. (2002). CORRECCIÓN DEL ÍNDICE DE RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN (SPT) CONSIDERANDO LA EFICIENCIA ENERGÉTICA DEL EQUIPO . *Geos*, 65-71.
- Poliotti, M., & Sierra, P. (2011). *Consolidación unidimensional de suelos*. Santa Fe: Universidad Nacional de Rosario.
- Puente Ontaneda, P. A. (2014). *Estudio de Mecánica de suelos para diseños civiles de la Subestación Durán*. Quito: Pablo Américo Puente Ontaneda.
- Rocscience, I. (05 de Mayo de 2018). *Rocscience*. Obtenido de Rocscience: https://www.rocscience.com/help/settle/#t=Settle3D%2FGetting_Started.htm
- Rocscience, I. (05 de Mayo de 2018). *Rocscience*. Obtenido de https://www.rocscience.com/help/settle/#t=Settle3D%2FSettle3_Overview.htm
- Senplades . (2015). *Agenda Zonal. ZONA 8-Guayaquil. Provincias de Guayaquil, Samborondón y Durán*. Quito: Secretaria Nacional de Planificación y Desarrollo.
- Solum. (2016). *Informe Geotécnico del Relleno y pilotaje de la Subestación de CELEC EP ubicada en el Km 12 de la vía Durán Boliche, provincia del Guayas*. Guayaquil: Solum Ingenieros Consultores.

- Tan, S.-A., & Chew, S. H. (1996). Comparason of the Hyperbolic an Asaoka Observational Method of Monotoring Consolidation with vertical drains. *Solis and Foundations*, 31-42.
- Tan, T.-S., Inoue, T., & Lee, S.-L. (1991). Hiperbolic method for consolidation analysis. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1723-1737.
- Tandjiria, V., & Andrew, D. (2019). Estimation of creep settlement reduction due to surcharing using commercially available software. *13th Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, 616-620.
- Ureta Chalén, C. G. (2017). *Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para un suelo tipo F. Caso específico de cálculo de asentamientos utilizsando el método de Asaoka*. Guayaquil: Universidad Católica Santiago de Guayaquil.
- Villalaz, C. (2005). *Mecanica de suelos y cimetaciones*. Monterrey: Limusa.
- Zabrodiec, J. (2015). La aplicación de métodos observacionales para el análisis de asientos y parámetros de consolidación de las marismas costeras de Huelva. *Ingeniería Civil* , 23-33.

ANEXOS



Anexo 1 Superficie de terreno antes de Construcción de Subestación Eléctrica



Anexo 2 Grupo de trabajo Javier Guambo L.- Jhon Ramón A



Anexo 3 Lecturas de Coordenadas en GPS para georreferenciación



Anexo 4 Instalación de puntos para lectura de asentamientos



Anexo 5 Instalación de puntos para lectura de asentamiento



Anexo 6 Grietas originadas por asentamientos diferenciales



Anexo 7 Grietas originadas por asentamientos diferenciales



Anexo 8 Grietas originadas por asentamientos diferenciales



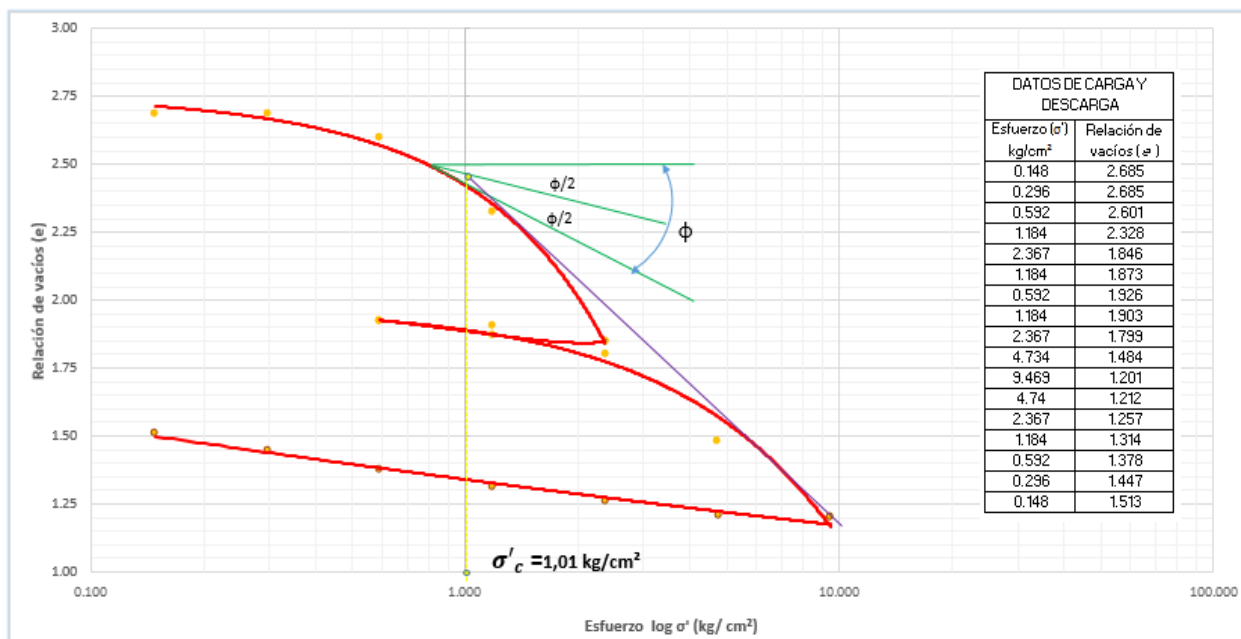
Anexo 9 Grietas originadas por asentamientos diferenciales



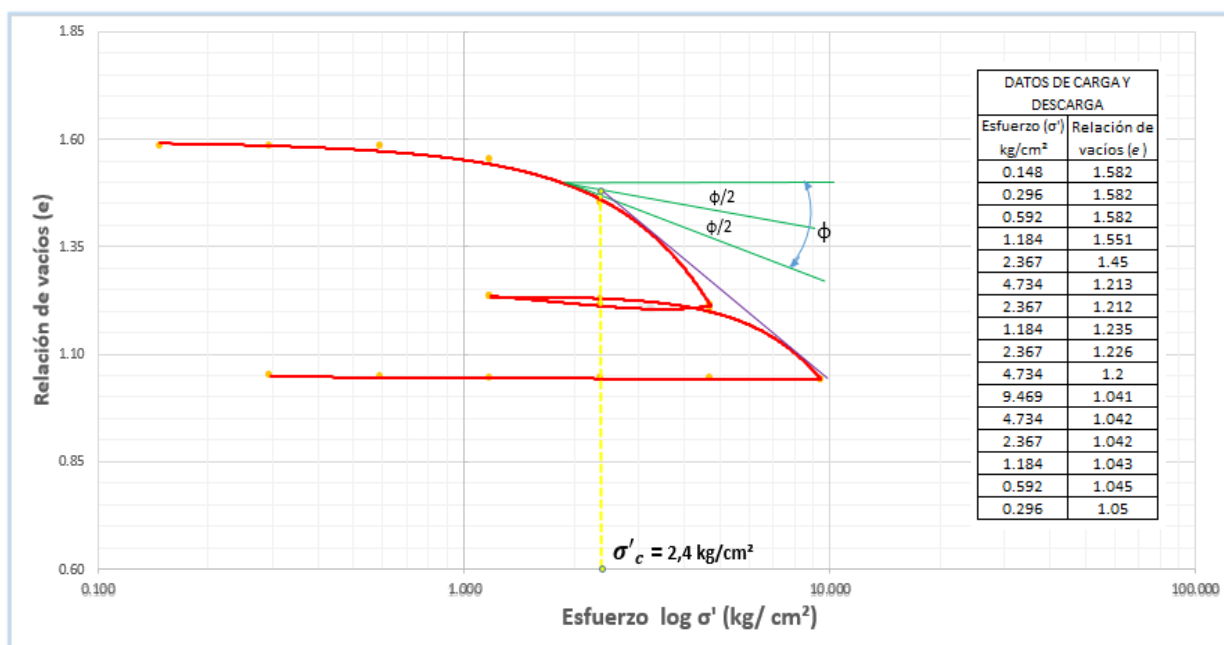
Anexo 10 Tuberías en peligro por asentamientos diferenciales



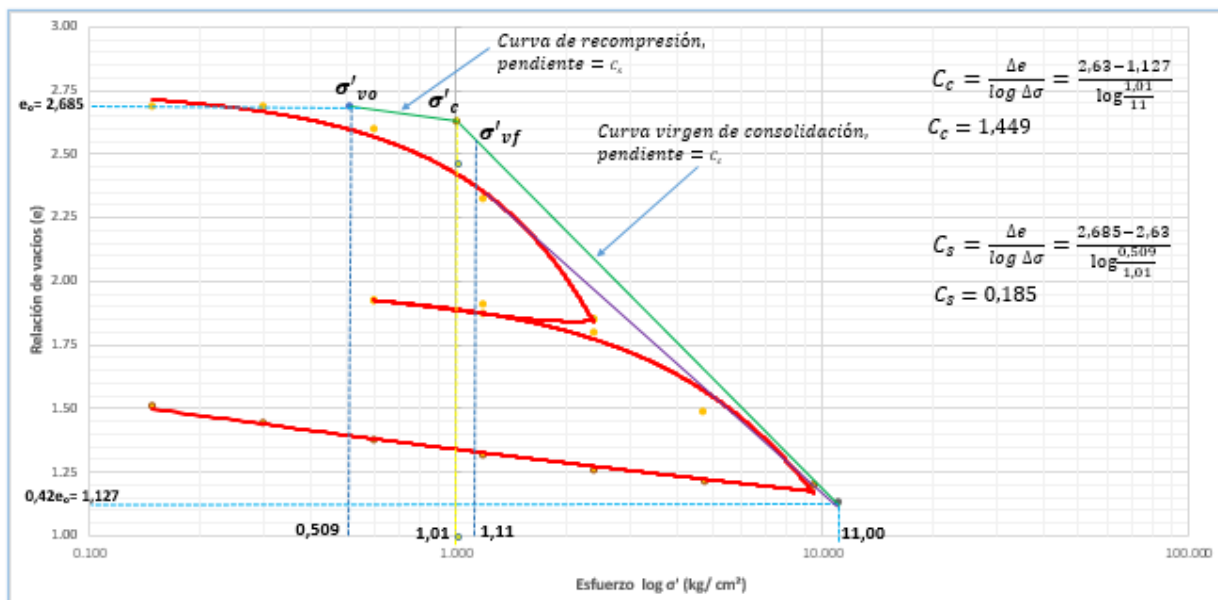
Anexo 11 Visualización física originadas por asentamientos diferenciales



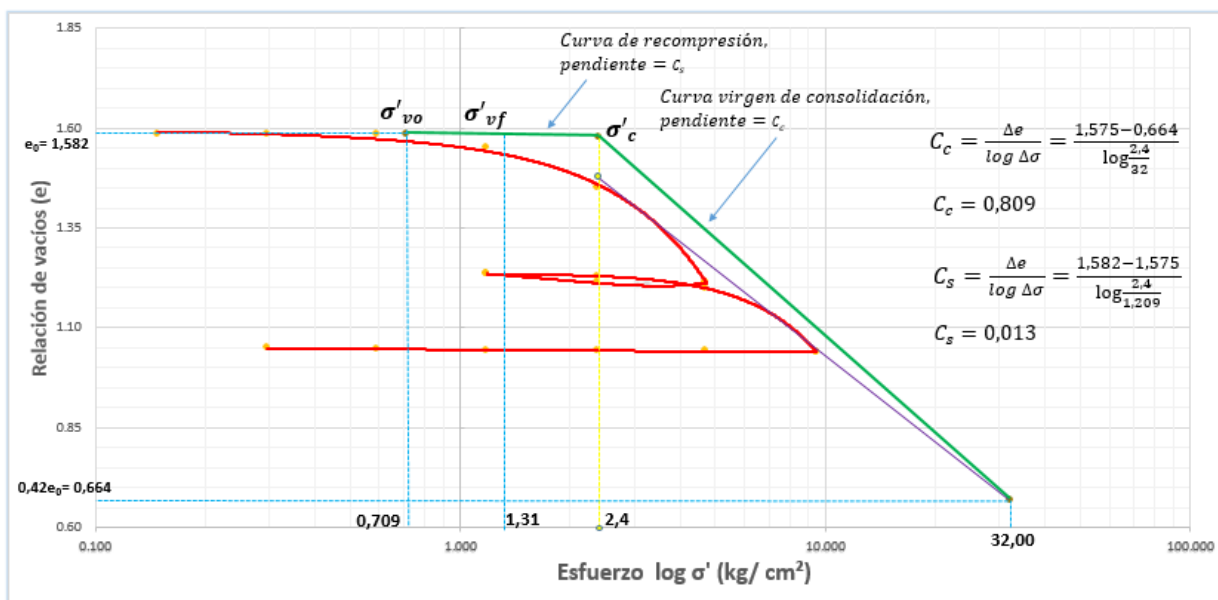
Anexo 12. Curva de Compresibilidad Esfuerzos efectivos (σ') vs Relación de vacíos (e) y cálculo de esfuerzo de sobreconsolidación (σ'_c) a 7.55-8.00 m (Autores)



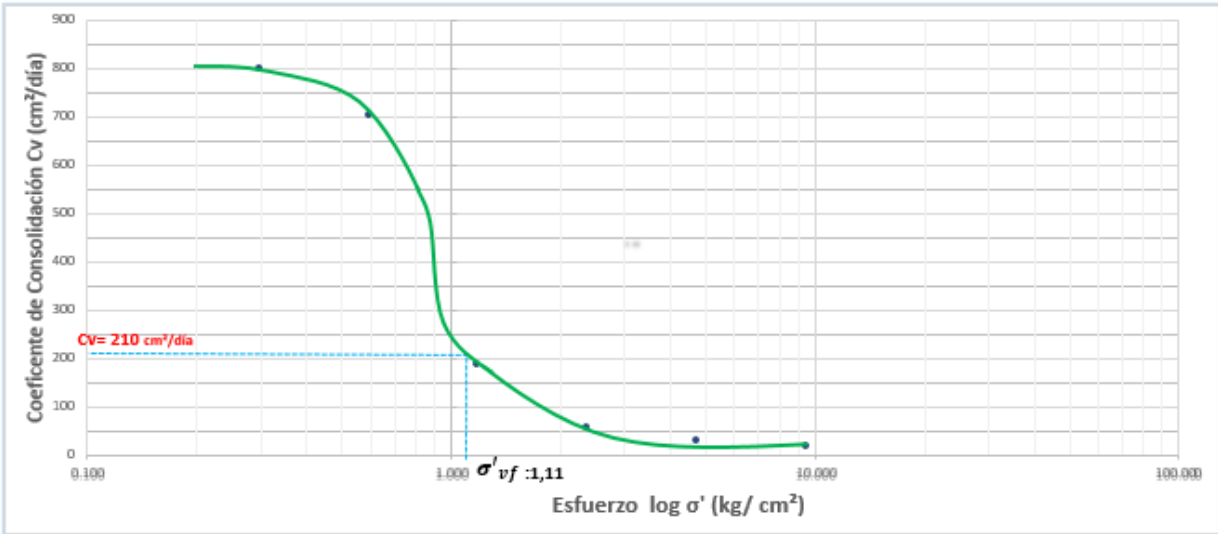
Anexo 13. Curva de Compresibilidad Esfuerzos efectivos (σ') vs Relación de vacíos (e) y cálculo de esfuerzo de sobreconsolidación (σ'_c) a 11.55-12.00 m (Autores)



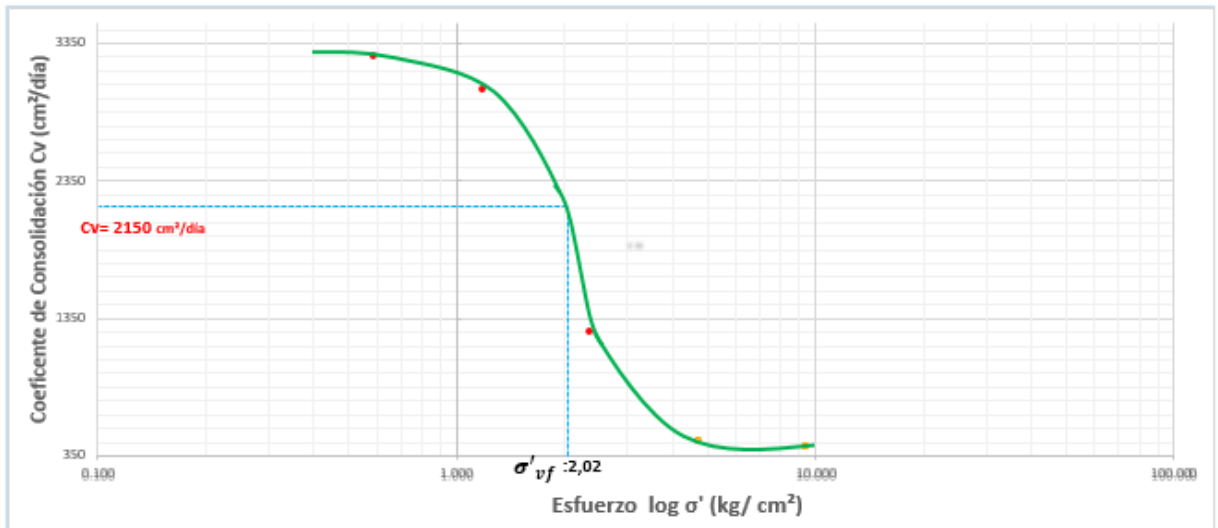
Anexo 14. Curva de Compresibilidad corregida y cálculo de (C_c) y de (C_s) a 7.55-8.00 m. (Autores)



Anexo 15. Curva de Compresibilidad corregida y cálculo de (C_c) y de (C_s) a 11.55-12.00 m.



Anexo 16. Determinación de Coeficiente de Consolidación (C_v) para profundidad de 5.00- 8.00 m



Anexo 17. Determinación de Coeficiente de Consolidación (C_v) para profundidad de 8.00- 16.00 m

SUBESTACIÓN DURÁN NIVELES EQUIPOS PATIO 69-230 kV			
PATIO DE 69 kV			
DESCRIPCIÓN	COTA	NORTE	ESTE
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384	9755510	641559
PTO#1 (LETRERO PATIO 230 Kv)	4,824	9755498	641548
PTO#2 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,709	9755471	641538
PTO#3 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,681	9755435	641532
PTO4 (C4-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,713	9755432	641544
PTO D1 (C4-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,914	9755434	641547
PTO B1 (C4-1) PEDESTAL	5,314	9755428	641544
PTO5 (TC- 232) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,693	9755401	641561
PTO D2 (TC - 232) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,964	9755389	641564
PTO B2 (TC - 232) PEDESTAL	5,339	9755399	641560
TORRE E-124	4,474	9755354	641564
DESCARGA AALL CON HITO	3,149	9755376	641565
PTO6 (CANALETA DE PATIO) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,659	9755407	641579
PTO D3 (CANALETA DE PATIO) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,964	9755407	641578
PTO B3 (CANALETA DE PATIO) PEDESTAL	5,339	9755404	641584
PTO7 (C2-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,694	9755434	641616
PTO D4 (C2-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,909	9755437	641611
PTO B4 (C2-1) PEDESTAL	5,334	9755433	641620
PTO8 (C1-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,659	9755401	641607
PTO D5 (C1-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,899	9755400	641610
PTO B5 (C1-1) PEDESTAL	5,349	9755396	641609
PTO 9 (TERRENO NATURAL)	4,644	9755413	641642
PTO 10 (TERRENO NATURAL)	3,159	9755351	641586
PTO 11 (TERRENO NATURAL)	3,234	9755358	641533
PTO 12 (TERRENO NATURAL)	3,209	9755359	641483

PTO 13 (TERRENO NATURAL)	3,234	9755408	641446
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384		
PTO 14 (LETRERO PELIGRO)	4,729	9755551	641528
PTO 15 (LETRERO PELIGRO)	4,917	9755548	641542
PTO 16 (POSTE ALUMBRADO)	4,809	9755525	641554
PTO 17 (LETRERO PELIGRO)	4,859	9755519	641551
PTO 18 (POZO EN VIA)	4,892	9755522	641551
PTO 19 (EJE DE VÍA)	4,909	9755504	641500
PTO 20 (TERRENO NATURAL)	4,784	9755493	641515
PLACA ADICIONAL 1 EN PATIO 69 KV			
PLACA ADICIONAL 2 EN PATIO 69 KV			
ASENTAMIENTO PROMEDIO		0,2464	

Anexo 18 Medición de magnitudes 31 de julio de 2020

SUBESTACIÓN DURÁN NIVELES EQUIPOS PATIO 69-230 kV			
PATIO DE 69 kV			
DESCRIPCIÓN	COTA	NORTE	ESTE
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384	9755510	641559
PTO#1 (LETRERO PATIO 230 Kv)	4,820	9755498	641548
PTO#2 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,691	9755471	641538
PTO#3 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,669	9755435	641532
PTO4 (C4-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,689	9755432	641544
PTO D1 (C4-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,900	9755434	641547
PTO B1 (C4-1) PEDESTAL	5,304	9755428	641544
PC1			
PTO5 (TC- 232) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,664	9755401	641561
PTO D2 (TC - 232) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,960	9755389	641564
PTO B2 (TC - 232) PEDESTAL	5,333	9755399	641560
TORRE E-124	4,465	9755354	641564
DESCARGA AALL CON HITO	3,139	9755376	641565
PTO6 (CANALETA DE PATIO) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,650	9755407	641579
PTO D3 (CANALETA DE PATIO) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,962	9755407	641578
PTO B3 (CANALETA DE PATIO) PEDESTAL	5,334	9755404	641584
PC2			

PTO7 (C2-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,663	9755434	641616
PTO D4 (C2-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,910	9755437	641611
PTO B4 (C2-1) PEDESTAL	5,335	9755433	641620
PTO8 (C1-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,636	9755401	641607
PTO D5 (C1-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,877	9755400	641610
PTO B5 (C1-1) PEDESTAL	5,345	9755396	641609
PTO 9 (TERRENO NATURAL)	4,644	9755413	641642
PTO 10 (TERRENO NATURAL)	3,163	9755351	641586
PTO 11 (TERRENO NATURAL)	3,232	9755358	641533
PTO 12 (TERRENO NATURAL)	3,187	9755359	641483
PTO 13 (TERRENO NATURAL)	3,219	9755408	641446
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384		
PTO 14 (LETRERO PELIGRO)	4,729	9755551	641528
PTO 15 (LETRERO PELIGRO)	4,917	9755548	641542
PTO 16 (POSTE ALUMBRADO)	4,809	9755525	641554
PTO 17 (LETRERO PELIGRO)	4,859	9755519	641551
PTO 18 (POZO EN VIA)	4,892	9755522	641551
PTO 19 (EJE DE VIA)	4,909	9755504	641500
PTO 20 (TERRENO NATURAL)	4,784	9755493	641515
PLACA ADICIONAL 1 EN PATIO 69 KV			
PLACA ADICIONAL 2 EN PATIO 69 KV			
ASENTAMIENTO PROMEDIO		0,2614	

Anexo 19 Medición de magnitudes 15 de agosto de 2020

SUBESTACIÓN DURÁN NIVELES EQUIPOS PATIO 69-230 kV			
PATIO DE 69 kV			
DESCRIPCIÓN	COTA	NORTE	ESTE
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384	9755510	641559
PTO#1 (LETRERO PATIO 230 Kv)	4,810	9755498	641548
PTO#2 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,694	9755471	641538
PTO#3 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,667	9755435	641532
PTO4 (C4-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,704	9755432	641544
PTO D1 (C4-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,914	9755434	641547
PTO B1 (C4-1) PEDESTAL	5,307	9755428	641544
PC1			
PTO5 (TC- 232) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,663	9755401	641561
PTO D2 (TC - 232) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,923	9755389	641564

PTO B2 (TC - 232) PEDESTAL	5,336	9755399	641560
TORRE E-124	4,468	9755354	641564
DESCARGA AALL CON HITO	3,025	9755376	641565
PTO6 (CANALETA DE PATIO) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,652	9755407	641579
PTO D3 (CANALETA DE PATIO) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,981	9755407	641578
PTO B3 (CANALETA DE PATIO) PEDESTAL	5,336	9755404	641584
PC2			
PTO7 (C2-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,654	9755434	641616
PTO D4 (C2-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,909	9755437	641611
PTO B4 (C2-1) PEDESTAL	5,338	9755433	641620
PTO8 (C1-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,619	9755401	641607
PTO D5 (C1-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,903	9755400	641610
PTO B5 (C1-1) PEDESTAL	5,349	9755396	641609
PTO 9 (TERRENO NATURAL)	4,616	9755413	641642
PTO 10 (TERRENO NATURAL)	3,146	9755351	641586
PTO 11 (TERRENO NATURAL)	3,231	9755358	641533
PTO 12 (TERRENO NATURAL)	3,208	9755359	641483
PTO 13 (TERRENO NATURAL)	3,225	9755408	641446
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384		
PTO 14 (LETRERO PELIGRO)	4,717	9755551	641528
PTO 15 (LETRERO PELIGRO)	4,901	9755548	641542
PTO 16 (POSTE ALUMBRADO)	4,800	9755525	641554
PTO 17 (LETRERO PELIGRO)	4,852	9755519	641551
PTO 18 (POZO EN VIA)	4,888	9755522	641551
PTO 19 (EJE DE VIA)	4,906	9755504	641500
PTO 20 (TERRENO NATURAL)	4,769	9755493	641515
PLACA ADICIONAL 1 EN PATIO 69 KV			
PLACA ADICIONAL 2 EN PATIO 69 KV			
ASENTAMIENTO PROMEDIO		0,2676	

Anexo 20 Medición de magnitudes 31 de agosto de 2020

SUBESTACIÓN DURÁN NIVELES EQUIPOS PATIO 69-230 kV			
PATIO DE 69 kV			
DESCRIPCIÓN	COTA	NORTE	ESTE
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384	9755510	641559
PTO#1 (LETRERO PATIO 230 Kv)	4,769	9755498	641548
PTO#2 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,680	9755471	641538
PTO#3 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,659	9755435	641532
PTO4 (C4-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,687	9755432	641544
PTO D1 (C4-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,938	9755434	641547
PTO B1 (C4-1) PEDESTAL	5,304	9755428	641544
PTO5 (TC- 232) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,678	9755401	641561
PTO D2 (TC - 232) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,931	9755389	641564
PTO B2 (TC - 232) PEDESTAL	5,334	9755399	641560
PC1	5,407		
TORRE E-124	4,475	9755354	641564
DESCARGA AALL CON HITO	3,131	9755376	641565
PTO6 (CANALETA DE PATIO) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,677	9755407	641579
PTO D3 (CANALETA DE PATIO) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,999	9755407	641578
PTO B3 (CANALETA DE PATIO) PEDESTAL	5,335	9755404	641584
PC2	5,384		
PTO7 (C2-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,680	9755434	641616
PTO D4 (C2-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,928	9755437	641611
PTO B4 (C2-1) PEDESTAL	5,338	9755433	641620
PTO8 (C1-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,636	9755401	641607
PTO D5 (C1-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,908	9755400	641610
PTO B5 (C1-1) PEDESTAL	5,350	9755396	641609
PTO 9 (TERRENO NATURAL)	4,660	9755413	641642
PTO 10 (TERRENO NATURAL)	3,141	9755351	641586
PTO 11 (TERRENO NATURAL)	3,229	9755358	641533
PTO 12 (TERRENO NATURAL)	3,196	9755359	641483

PTO 13 (TERRENO NATURAL)	3,226	9755408	641446
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384		
PTO 14 (LETRERO PELIGRO)	4,711	9755551	641528
PTO 15 (LETRERO PELIGRO)	4,904	9755548	641542
PTO 16 (POSTE ALUMBRADO)	4,797	9755525	641554
PTO 17 (LETRERO PELIGRO)	4,849	9755519	641551
PTO 18 (POZO EN VIA)	4,884	9755522	641551
PTO 19 (EJE DE VIA)	4,757	9755504	641500
PTO 20 (TERRENO NATURAL)	4,766	9755493	641515
PLACA ADICIONAL 1 EN PATIO 69 KV			
PLACA ADICIONAL 2 EN PATIO 69 KV			
ASENTAMIENTO PROMEDIO		0,2692	

Anexo 21 Medición de magnitudes 15 de septiembre de 2020

SUBESTACIÓN DURÁN NIVELES EQUIPOS PATIO 69-230 kV			
PATIO DE 69 kV			
DESCRIPCIÓN	COTA	NORTE	ESTE
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384	9755510	641559
PTO#1 (LETRERO PATIO 230 Kv)	4,824	9755498	641548
PTO#2 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,709	9755471	641538
PTO#3 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,681	9755435	641532
PTO4 (C4-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,713	9755432	641544
PTO D1 (C4-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,914	9755434	641547
PTO B1 (C4-1) PEDESTAL	5,314	9755428	641544
PTO5 (TC- 232) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,693	9755401	641561
PTO D2 (TC - 232) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,964	9755389	641564
PTO B2 (TC - 232) PEDESTAL	5,339	9755399	641560
TORRE E-124	4,474	9755354	641564
DESCARGA AALL CON HITO	3,149	9755376	641565
PTO6 (CANALETA DE PATIO) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,659	9755407	641579

PTO D3 (CANALETA DE PATIO) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,964	9755407	641578
PTO B3 (CANALETA DE PATIO) PEDESTAL	5,339	9755404	641584
PTO7 (C2-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,694	9755434	641616
PTO D4 (C2-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,909	9755437	641611
PTO B4 (C2-1) PEDESTAL	5,334	9755433	641620
PTO8 (C1-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,659	9755401	641607
PTO D5 (C1-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO	4,899	9755400	641610
PTO B5 (C1-1) PEDESTAL	5,349	9755396	641609
PTO 9 (TERRENO NATURAL)	4,644	9755413	641642
PTO 10 (TERRENO NATURAL)	3,159	9755351	641586
PTO 11 (TERRENO NATURAL)	3,234	9755358	641533
PTO 12 (TERRENO NATURAL)	3,209	9755359	641483
PTO 13 (TERRENO NATURAL)	3,234	9755408	641446
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384		
PTO 14 (LETRERO PELIGRO)	4,729	9755551,000	641528
PTO 15 (LETRERO PELIGRO)	4,917	9755548,000	641542
PTO 16 (POSTE ALUMBRADO)	4,809	9755525	641554
PTO 17 (LETRERO PELIGRO)	4,859	9755519	641551
PTO 18 (POZO EN VIA)	4,892	9755522	641551
PTO 19 (EJE DE VIA)	4,909	9755504	641500
PTO 20 (TERRENO NATURAL)	4,784	9755493	641515
ASENTAMIENTO PROMEDIO		0,2464	

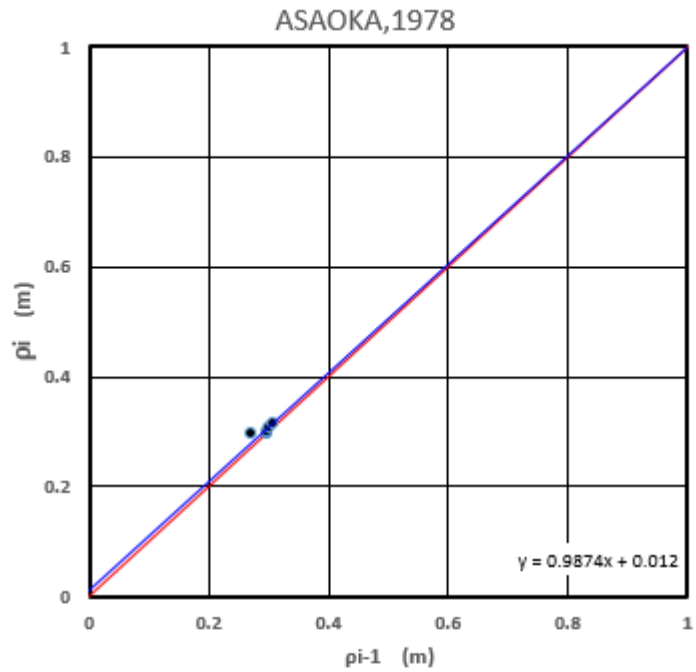
Anexo 22 Medición de magnitudes 30 de septiembre de 2020

SUBESTACIÓN DURÁN NIVELES DE PATIO 69-230 kV			
MES DE OCTUBRE 16/2020 CON REMEDIACIÓN DE GEOBLOQUES - 1ERA NIVELACIÓN			
DESCRIPCIÓN	COTA	NORTE	ESTE
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384	9755510	641559
PTO#1 (LETRERO PATIO 230 Kv)	4,778	9755498	641548
PTO#2 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,674	9755471	641538

PTO#3 (LETRERO ALTO VOLTAJE)	4,645	9755435	641532
PTO4 (C4-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,669	9755432	641544
PTO D1 (C4-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO		9755434	641547
PTO B1 (C4-1) PEDESTAL		9755428	641544
PTO5 (TC- 232) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,718	9755401	641561
PTO D2 (TC - 232) TERRENO SIN ASENTAMIENTO		9755389	641564
PTO B2 (TC - 232) PEDESTAL		9755399	641560
PC1	5,406		
TORRE E-124		9755354	641564
DESCARGA AALL CON HITO		9755376	641565
PTO6 (CANALETA DE PATIO) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,643	9755407	641579
PTO D3 (CANALETA DE PATIO) TERRENO SIN ASENTAMIENTO		9755407	641578
PTO B3 (CANALETA DE PATIO) PEDESTAL		9755404	641584
PC2	5,435		
PTO7 (C2-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,707	9755434	641616
PTO D4 (C2-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO		9755437	641611
PTO B4 (C2-1) PEDESTAL		9755433	641620
PTO8 (C1-1) TERRENO CON ASENTAMIENTO	4,602	9755401	641607
PTO D5 (C1-1) TERRENO SIN ASENTAMIENTO		9755400	641610
PTO B5 (C1-1) PEDESTAL		9755396	641609
PTO 9 (TERRENO NATURAL)	4,634	9755413	641642
	5,406		
PTO 10 (TERRENO NATURAL)	3,130	9755351	641586
PTO 11 (TERRENO NATURAL)	3,219	9755358	641533
PTO 12 (TERRENO NATURAL)	3,194	9755359	641483
PTO 13 (TERRENO NATURAL)	3,221	9755408	641446
TRANSFORMADOR DE POTENCIA (BM#1)	5,384		
PTO 14 (LETRERO PELIGRO)	4,701	9755551	641528
PTO 15 (LETRERO PELIGRO)	4,894	9755548	641542

PTO 16 (POSTE ALUMBRADO)	4,796	9755525	641554
PTO 17 (LETRERO PELIGRO)	4,840	9755519	641551
PTO 18 (POZO EN VIA)		9755522	641551
PTO 19 (EJE DE VIA)		9755504	641500
PTO 20 (TERRENO NATURAL)	4,770	9755493	641515
	5,393		
PLACA ADICIONAL 1 EN PATIO 69 KV	4,686	9755529	641588
PLACA ADICIONAL 2 EN PATIO 69 KV	4,786	9755555	641602
ASENTAMIENTO PROMEDIO			

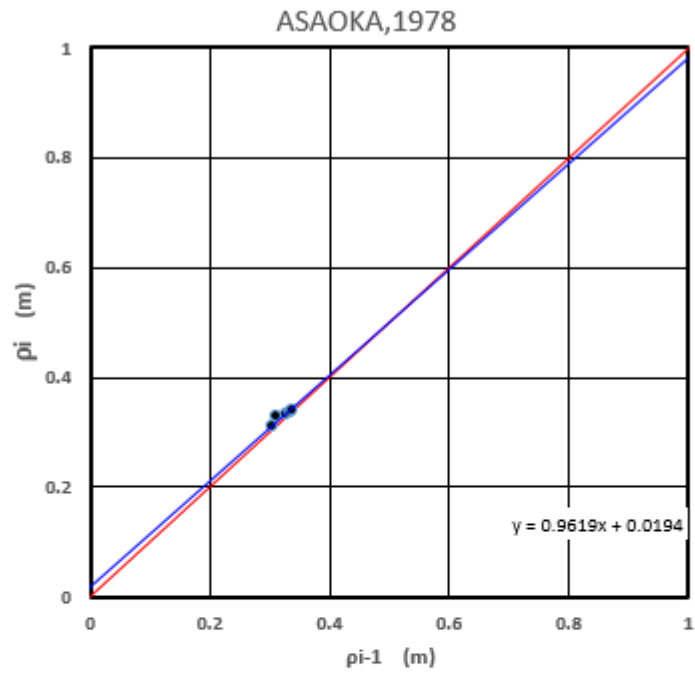
Anexo 23 Medición de magnitudes 15 de octubre de 2020



PTO#2		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
31-jul-20	0.271	
15-ago-20	0.296	0.271
31-ago-20	0.297	0.296
15-sep-20	0.301	0.297
30-sep-20	0.308	0.301
15-oct-20	0.314	0.308
		0.314

Resultados	
Descripción	Valores
$\beta_1 =$	0.987
$\beta_0 =$	0.0112
δf (m) =	0.89
H (m) =	45
ΔT (días) =	15
C_v (cm ² /día) =	1783.13
t (años) =	35.13

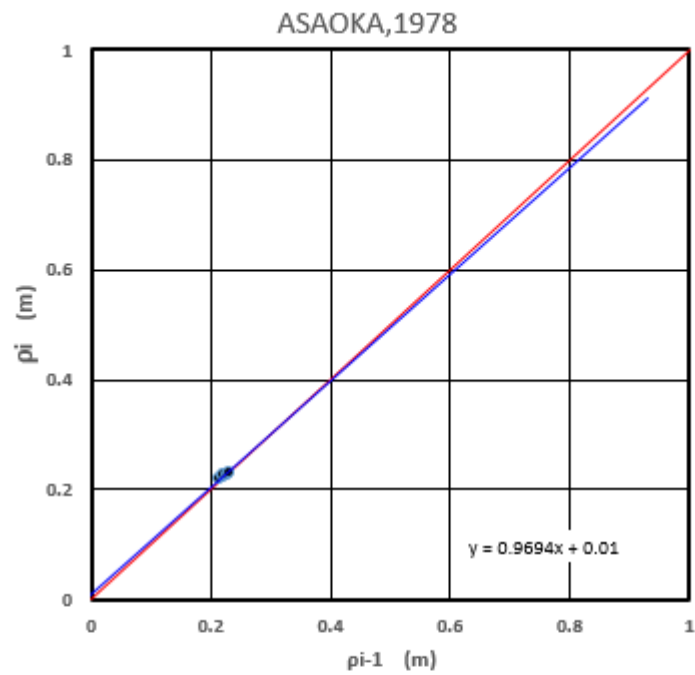
Anexo 24. Gráfica y resultados de Punto # 2 por método de Asaoka 1978



PTO#3		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
31-jul-20	0.305	
15-ago-20	0.312	0.305
31-ago-20	0.329	0.312
15-sep-20	0.334	0.329
30-sep-20	0.338	0.334
15-oct-20	0.341	0.338
		0.341

Resultados	
Descripcion	Valores
$\beta_r =$	0.962
$\beta_o =$	0.0194
δf (m) =	0.51
H (m) =	45
ΔT (días) =	15
Cv (m ² /día) =	5462.55
t (años) =	11.47

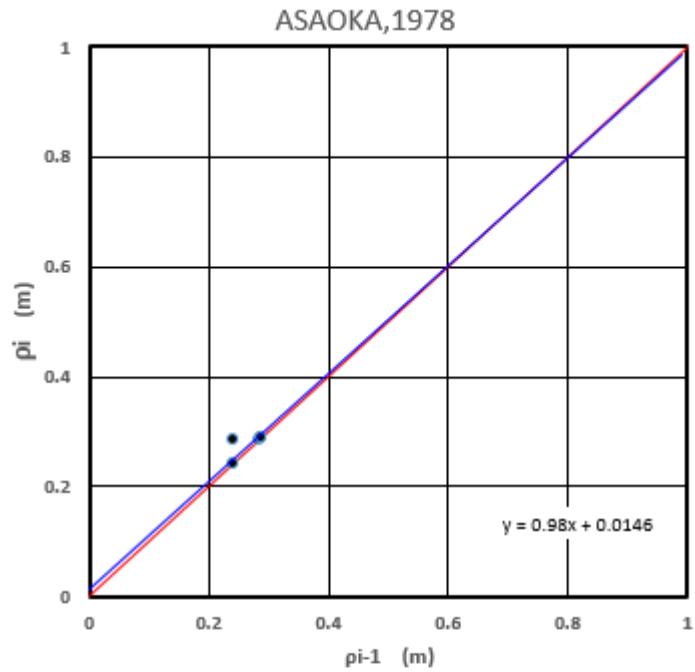
Anexo 25. Gráfica y resultados de Punto # 3 por método de Asaoka 1978



PTO#4		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
31-jul-20	0.215	
15-ago-20	0.219	0.215
31-ago-20	0.222	0.219
15-sep-20	0.228	0.222
30-sep-20	0.229	0.228
15-oct-20	0.231	0.229
		0.231

Resultados	
Descripcion	Valores
$\beta_1 =$	0.969
$\beta_0 =$	0.01
δf (m) =	0.33
H (m) =	45
ΔT (días) =	15
Cv (m ³ /día) =	4370.34
t (años) =	14.33

Anexo 26. Gráfica y resultados de Punto # 4 por método de Asaoka 1978



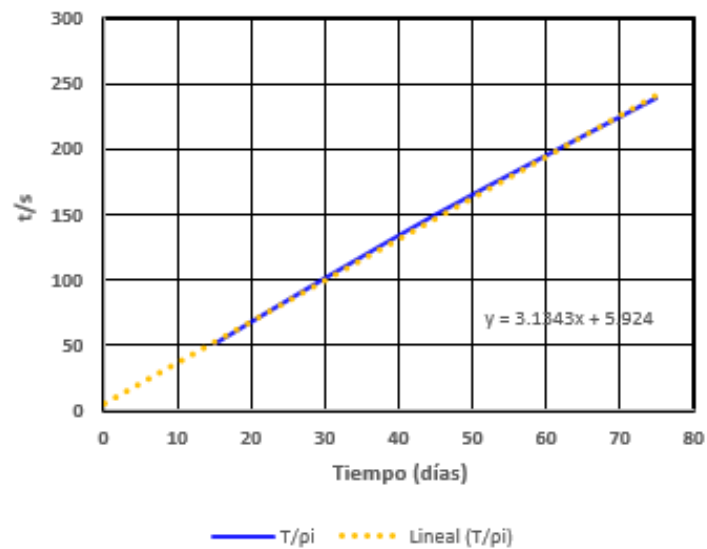
PTO#5		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
31-jul-20	0.24	
15-ago-20	0.241	0.24
31-ago-20	0.284	0.241
15-sep-20	0.287	0.284
30-sep-20	0.289	0.287
15-oct-20	0.29	0.289
		0.29

Resultados	
Descripcion	Valores
$\beta_i =$	0.980
$\beta_o =$	0.0146
δf (m) =	0.73
H (m) =	45
ΔT (días) =	15
C_v (m ² /día) =	2841.01
t (años) =	22.05

Anexo 27. Gráfica y resultados de Punto # 5 por método de Asaoka 1978

PTO#2			Resultados		
Fechas	Sn (m)	T(DIAS)	T/Sn	Descripcion	Valores
31-jul-20	0.271	0	0	Si=	3.1343
15-ago-20	0.296	15	50.7	α_i =	0.821
31-ago-20	0.297	30	101	Sult (m)=	0.26
15-sep-20	0.301	45	150		
30-sep-20	0.308	60	195		
15-oct-20	0.314	75	239		

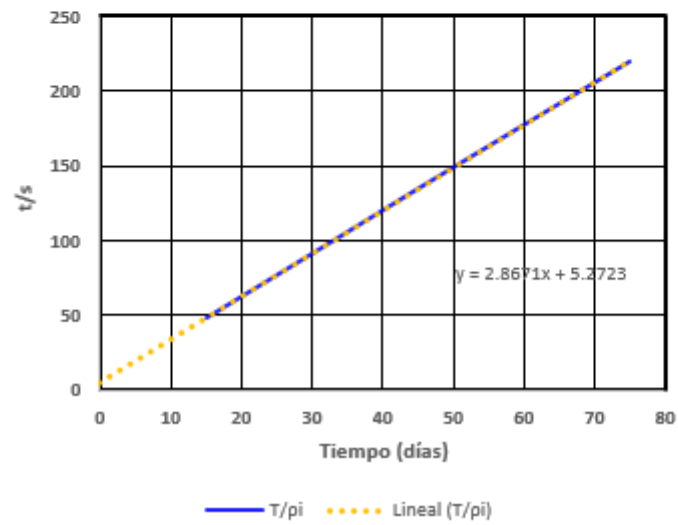
HIPERBÓLICO TAN, INOUE & LEE 1991



Anexo 28. Gráfica y cálculo de Punto # 2 por método Hiperbólico 1991

PTO#3			Resultados		
Fechas	Sn (m)	T(DIAS)	T/Sn	Descripcion	Valores
31-jul-20	0.305	0	0	Si=	2.8671
15-ago-20	0.312	15	48.1	α_i =	0.821
31-ago-20	0.329	30	91.2	δf (m)=	0.29
15-sep-20	0.334	45	135		
30-sep-20	0.338	60	178		
15-oct-20	0.341	75	220		

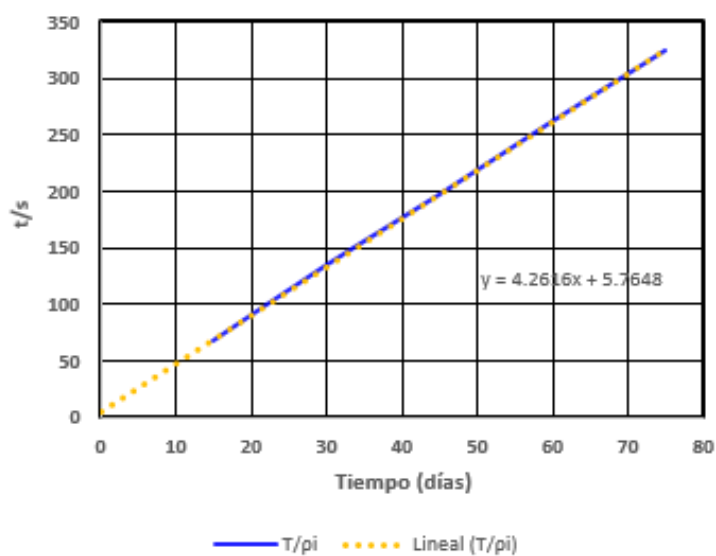
HIPERBÓLICO TAN, INOUE & LEE 1991



Anexo 29. Gráfica y cálculo de Punto # 3 por método Hiperbólico 1991

PTO#4			Resultados		
Fechas	Sn (m)	T (DIAS)	T/Sn	Descripcion	Valores
31-jul-20	0.215	0	0	Si=	4.2616
15-ago-20	0.219	15	68.5	$\alpha i =$	0.821
31-ago-20	0.222	30	135	Sult (m)=	0.19
15-sep-20	0.228	45	197		
30-sep-20	0.229	60	262		
15-oct-20	0.231	75	325		

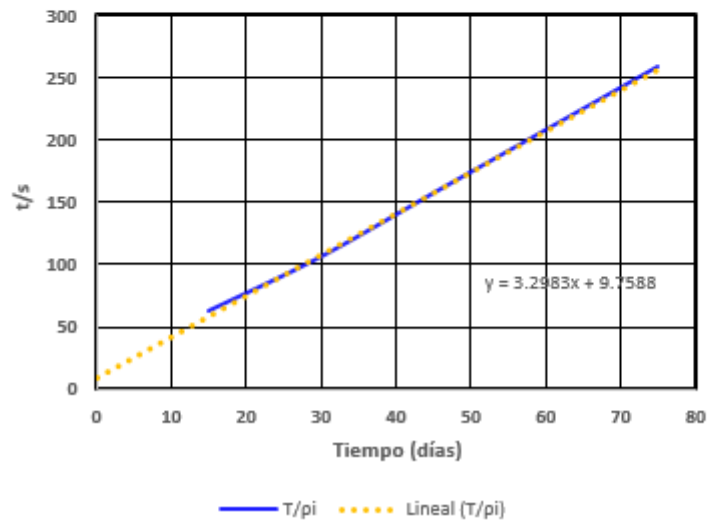
HIPERBÓLICO TAN, INOUE & LEE 1991



Anexo 30. Gráfica y cálculo de Punto # 4 por método Hiperbólico 1991

PTO#5			Resultados		
Fechas	Sn (m)	T (DIAS)	T/Sn	Descripcion	Valores
31-jul-20	0.24	0	0	Si=	3.2983
15-ago-20	0.241	15	62	$\alpha i =$	0.821
31-ago-20	0.284	30	106	Sult (m)=	0.25
15-sep-20	0.287	45	157		
30-sep-20	0.289	60	208		
15-oct-20	0.29	75	259		

HIPERBÓLICO TAN, INOUE & LEE 1991



Anexo 31. Gráfica y cálculo de Punto # 5 por método Hiperbólico 1991