



UNIVERSIDAD DE ESPECIALIDADES ESPÍRITU SANTO

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO: MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELO MEDIANTE PRECARGA

**TRABAJO DE TITULACIÓN QUE SE PRESENTA COMO REQUISITO PREVIO A
OPTAR EL GRADO DE INGENIERO CIVIL**

NOMBRE DEL ESTUDIANTE:

PAOLA GENOVEVA CÓRDOVA PINARGOTE

NOMBRE DEL TUTOR:

ING. CARMEN TERREROS, PHD, MSC.

SAMBORONDON, SEPTIEMBRE, 2016

CERTIFICACION FINAL DE APROBACION DEL TUTOR

En mi calidad de tutor del estudiante **Paola Genoveva Córdova Pinargote** que cursa en la Escuela de Ingeniería Civil, dictado en la Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil de la UEES.

CERTIFICO:

Que he revisado el trabajo de tesis con el título: **MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELO MEDIANTE PRECARGA**, presentado por la **estudiante Paola Genoveva Córdova Pinargote** con cédula de ciudadanía N °. 0923276380, como requisito previo para optar el Grado Académico de Ingeniería Civil, y considero que dicho trabajo investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes necesarios de carácter académico y científico, para presentarse a la Defensa Final.

Tutora: Ing. Carmen Terreros, Phd, Msc.

Samborondón, septiembre 2016.

DEDICATORIA

Gracias a Dios, por cada día que me da y por este triunfo que es poder terminar mi carrera universitaria. Le doy gracias a mis padres; por hacer de mí una persona de bien, por enseñarme a admirarlos todos los días e inculcarme que puedo lograr todo lo que me propongo; a mi hermana Iliana, por cuidar de mí y darme más que una amistad; a mi sobrina Denisse por su apoyo; a mis profesores, los cuales me aconsejaron y me transmitieron la mayoría de sus conocimientos, que son y serán importantes en mi carrera laboral. Finalmente, gracias a Gabriel Galarza, que me impulsa a superarme todos los días.

Paola Genoveva Córdova Pinargote

RECONOCIMIENTO

Para empezar gracias a la Ing. Carmen Terreros, por ser mi tutora y porque además de ser mi profesora a lo largo de la carrera, ha sido una guía y me ha inculcado la mayoría de conocimientos de esta maravillosa carrera; gracias al Ing. Urbano Caicedo por ayudarme a lo largo de mi vida universitaria. Gracias a mis compañeros de la universidad, entre ellos Franklin Barros, el cual me ayuda cuando más lo necesito.

Le agradezco a la empresa GEOESTUDIOS, por facilitarme la información necesaria para mi trabajo de investigación. Por último, gracias al Ingeniero Jimmy Vargas y a mis demás compañeros de trabajo, por ayudarme en todo lo que requerí para poder finalizar este proceso.

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACION FINAL DE APROBACION DEL TUTOR	i
DEDICATORIA	ii
RECONOCIMIENTO	iii
ÍNDICE GENERAL	iv
ABREVIATURAS	vii
SIMBOLOGÍA	viii
ÍNDICE DE GRÁFICOS	x
ÍNDICE DE TABLA	xii
RESUMEN	xiii
ABSTRACT	xiv
CAPITULO I: GENERALIDADES	15
1.1. Introducción	16
1.2. Justificación	16
1.3. Ubicación de la zona de estudio	17
1.4. Objetivos	18
1.5. Alcances	18
CAPITULO II: ESTUDIO DE PRECARGA	19
2.1. Consolidación	22
2.2. Condiciones para uso de precarga	24
2.3. Tipos de precarga	25
2.3.1. Elementos de estructura final	25
2.3.1.1. Bloques de concreto	25
2.3.1.2. Tanques de almacenamiento	26
2.3.1.2.1. Metodología de precarga en tanque de almacenamiento	26
2.3.1.2.2. Ejemplo de precarga realizada en tanques de almacenamientos	27
2.3.2. Material de relleno	27
2.3.2.1. Metodología constructiva	28
2.3.2.2. Ejemplos de precarga realizada con material de relleno	29
2.3.3. Material de relleno con drenes verticales	29

2.3.3.1.	Metodología constructiva.....	30
2.3.3.2.	Ejemplos de precarga con material de relleno y drenes verticales	31
2.4.	Comparación de los diferentes tipos de precarga	32
2.5.	Sistema de precarga seleccionada	33
CAPITULO III: METODOS DE EXPLORACIÓN Y ENSAYOS DE LABORATORIO..		34
3.1.	Exploración en campo.....	35
3.1.1.	Métodos Indirectos.....	35
3.1.2.	Métodos Directos.....	35
3.1.2.1.	Calicatas o pozos a cielo abierto.....	36
3.1.2.2.	Perforaciones o Sondeos.....	37
3.1.2.2.1.	Sondeos a Percusión.....	37
3.1.2.2.2.	Sondeos a Rotación	39
3.2.	Campaña de Exploración	40
3.3.	Exploración de campo realizada.....	41
3.4.	Ensayos de laboratorio.....	42
3.4.1.	Granulometría.....	42
3.4.2.	Límites de Atterberg.....	43
3.4.3.	Contenido de Humedad	45
3.4.4.	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS	46
3.4.5.	Peso Volumétrico	51
3.4.6.	Gravedad Especifica	51
3.4.7.	Consolidación	53
3.4.8.	Comprensión Simple.....	54
3.4.9.	Ensayo de Penetración Estándar – SPT.....	55
3.5.	Ensayos de laboratorio realizados	56
3.5.1.	Normas de control utilizadas en los ensayos de laboratorio	57
CAPITULO IV: METODOLOGÍA		58
4.1.	Caracterización geotécnica.....	59
4.2.	Zonificación Sísmica regional	75
4.3.	Análisis de límites de falla y servicio	77
4.3.1.	Análisis de límite de falla.....	78

4.3.1.1.	Análisis de resultados del estado Límite de Falla	83
4.3.2.	Análisis de límite de servicio	85
4.3.2.1.	Análisis de resultados del Estado Limite de Servicio	88
CAPITULO V: PROPUESTA DE MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELO		92
5.1.	Mejoramiento del suelo por precarga	93
5.2.	Comparación de curvas de tiempo – asentamiento.....	94
5.3.	Análisis de estabilidad de taludes	96
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		99
6.1.	Conclusiones	100
6.2.	Recomendaciones	102
CAPITULO VII: BIBLIOGRAFÍA		104
7.1.	Referencias bibliográficas.....	105
CAPITULO VIII: ANEXOS		108
8.1.	Anexo A	109
8.2.	Anexo B	110

ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society of Testing Materials
INEN	Servicio Ecuatoriano de Normalización
MASW	Análisis Multicanal de Ondas Superficiales
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
SPT	Ensayo de Penetración Estándar
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
USCS	Unified Soil Classification System

SIMBOLOGÍA

Cc	Coeficiente de Curvatura
C _c	Índice de compresión
CR	Coeficiente de compresión
C _r	Índice de re compresión
Cu	Coeficiente de Uniformidad
Cv	Coeficiente de consolidación vertical
Dr	Densidad Relativa
Ds	Densidad Seca
D10	10% del pasante de la curva granulométrica
D30	30% del pasante de la curva granulométrica
D60	60% del pasante de la curva granulométrica
FS	Factor de Seguridad
gr	Gramo
Gs	Gravedad Especifica
IL	Índice de Liquidez
IP	Índice de Plasticidad
K	Factor de corrección por temperatura
kB	Kilo Bytes
kg	Kilogramo
Kg/cm ²	Kilogramo por centímetro cuadrado
kPa	Kilo Pascales
lb	Libras

LL, WL	Límite Líquido
LP, WP	Límite Plástico
m	Metros
m/s	Metros por Segundo
MA	Muestra Alterada
MI	Muestra Inalterada
mm	Milímetros
MPa	Mega Pascales
NP	Sin Plasticidad
NSPT, N ₆₀	Número de Golpes Ensayo SPT
OCR	Razón de sobre consolidación
P	Perforación
RR	Coefficiente de re compresión
Su	Resistencia al Esfuerzo Cortante no Drenado
T	Temperatura
T ₂₀₀	Pasante Tamiz # 200
W	Contenido de Humedad
wn	Humedad natural

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 1:Ubicación del proyecto.....	17
Figura 2: Procesos de consolidación.....	23
Figura 3: Gráfica referencial de Asentamiento vs. Tiempo.....	24
Figura 4: Precarga con Bloques de Concreto, Almyros-Grecia.....	26
Figura 5: Precarga por elemento de estructural final de un tanque de almacenamiento.....	26
Figura 6: Esquema de relleno con precarga.....	27
Figura 7: Fases de construcción de la precarga mediante rellenos.....	29
Figura 8: Esquema de precarga con relleno y drenes verticales.....	30
Figura 9: Fases de construcción de la precarga mediante rellenos.....	31
Figura 10: Calicata con profundidad de un metro.....	36
Figura 11: Izquierda tubo Shelby, derecha barril Denison.....	38
Figura 12: Sondeo a percusión, SPT.....	39
Figura 13: Perforadora a rotación.....	39
Figura 14: Ubicación de la campaña de exploración realizada.....	41
Figura 15: Juego de Tamices.....	43
Figura 16: Kit para ensayo.....	45
Figura 17: Carta de Plasticidad.....	47
Figura 18: Diagrama de flujo con descripciones de grano fino dados por la SUCS.....	48
Figura 19: Diagrama de flujo con descripciones de grano fino orgánicos dados por la SUCS....	49
Figura 20: Diagrama de flujo con descripciones de grano grueso dados por la SUCS.....	50
Figura 21: Kit para ensayo de Gravedad Especifica.....	52
Figura 22: Consolidómetro marca Humboldt.....	53
Figura 23: Realización de ensayo de Compresión.....	54
Figura 24: Tipos de falla en ensayos de compresión simple, (a-falla frágil, b-falla semi-frágil, c-falla plástica).....	54
Figura 25: Perfil Estratigráfico.....	61
Figura 26: Caracterización geotécnica: humedad (w), pasante tamiz #200, índice de plasticidad (IP), número de golpes del ensayo (N_{60}).....	63

Figura 27: Caracterización geotécnica: resistencia al esfuerzo no drenado (S_u), número de golpes del ensayo (N_{60}), y Pasante Tamiz #200, razón de sobreconsolidación OCR, CR y RR	64
Figura 28: Caracterización geotécnica: humedad (w), número de golpes del ensayo (N_{60}), ángulo de fricción interna de partículas (Φ), densidad relativa (D_r) y Pasante Tamiz #200.....	65
Figura 29: Mapa de Zonificación Geotécnica de Guayaquil	67
Figura 30: Descripción Geotécnica para la simbología de cada zona del mapa.....	67
Figura 31: Ubicación de la zona de estudio en el Mapa de Zonificación Geotécnica	68
Figura 32: Estimaciones de CR y RR para arcillas de valle aluvial de Guayaquil.....	70
Figura 33: Selección de parámetros geotécnicos para consolidación.....	72
Figura 34: Ángulo de fricción drenado pico Φ'_p , como función de la densidad relativa D_r , y del esfuerzo confinante efectivo σ'_c	74
Figura 35: Zonificación Sísmica en el Ecuador – Aceleración Máxima en Roca	75
Figura 36: Esquema de cimentación estimada.....	78
Figura 37: Esquema suelo rígido sobre suelo blando	81
Figura 38: Gráfico de resumen ancho de zapata vs capacidad de carga (q_{adm}).....	84
Figura 39: Coeficientes de Consolidación vertical C_v	87
Figura 40: Perfil de asentamientos para la zona de estudio.....	89
Figura 41: Cálculo de tiempo de consolidación por la carga de relleno y cargas de servicio	90
Figura 42: Ubicación de las perforaciones y asentamientos por consolidación (cm).....	91
Figura 43: Mejoramiento masivo del suelo utilizando precarga.....	93
Figura 44: Comparación de curvas de Asentamientos vs Tiempo.....	94
Figura 45: Cálculo del tiempo de asentamiento para el material de relleno + precarga de h : 1.00m	95
Figura 46: Cálculo del tiempo de asentamiento para el material de relleno + precarga de h : 1.50m	95
Figura 47: Consideraciones del Factor de Seguridad de modelos matemáticos de equilibrio límite.	96
Figura 48: Esquema de conformación de taludes	97
Figura 49: Esquema de cimentación recomendada.....	102
Figura 50: Esquema de colocación del relleno + precarga en las zonas de los linderos del terreno	103

ÍNDICE DE TABLA

Tabla 1: Diferentes métodos de mejoramiento de suelos	21
Tabla 2: Comparación de tipos de precarga.....	33
Tabla 3: Clasificación de las unidades de construcción por categorías	40
Tabla 4: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción.....	40
Tabla 5: Coordenadas de perforaciones elaboradas.....	41
Tabla 6: Clasificación de materiales por su granulometría.....	43
Tabla 7: Estado de consistencia de los suelos.....	44
Tabla 8: Resistencia de arcillas o limos.....	55
Tabla 9: Resistencia de SPT en arenas y gravas	56
Tabla 10: Estimación de los parámetros tipo de SHANSEP para las arcillas de Guayaquil	68
Tabla 11: Factores Z para las zonas sísmicas de la región ecuatoriana	75
Tabla 12: Tabla de clasificación del tipo de suelo.....	76
Tabla 13: Carga sobrepuestas (SD) y vivas (L).....	77
Tabla 14: Perfil del subsuelo y parámetros geotécnicos de capacidad de carga.....	79
Tabla 15: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M.....	80
Tabla 16: Capacidad de carga del suelo para zapatas de diferente ancho con una profundidad de desplante $D_f = 1.00$ metro.....	82
Tabla 17: Capacidad de carga del suelo para zapatas de diferente ancho con una profundidad de desplante $D_f = 0.80$ metros	83
Tabla 18: Capacidad de carga del suelo para zapatas de diferente ancho con una profundidad de desplante $D_f = 0.60$ metros	83
Tabla 19: Análisis de cargas asumidas	85
Tabla 20: Parámetros geotécnicos para consolidación	88
Tabla 21: Presupuesto referencial considerando 1.00 metro de altura de precarga.....	98
Tabla 22: Presupuesto referencial considerando 1.50 metros de altura de precarga	98

RESUMEN

Los diseños de las cimentaciones para cualquier estructura dependen del tipo de suelo donde se vaya a construir. Este trabajo de investigación se ejecutó en la Urbanización “El Cortijo” en el Cantón de Samborondón donde se realizaron exploraciones de campo, ensayos de laboratorios y descripciones de suelo con los cuales se pudo determinar el tipo de suelo de esta zona.

Los suelos de este Cantón se los conocen como suelos arcillosos con estratos de arena, con lo cual se hace necesario realizar estudios y análisis de asentamientos en el suelo de Samborondón dependiendo del tipo de estructuras que se desee edificar.

En este proyecto se utilizó una cimentación estructural asumida, para una residencia de dos pisos, con la cual se realizó un análisis de asentamiento-tiempo en esta zona del Ecuador. Con este estudio se escogió la solución para mitigar el asentamiento del suelo por precarga, la cual se detalla en el presente proyecto.

Gracias al programa Settle 3D, se logró determinar la curva de asentamiento-tiempo con precargas de 1.00 metro a 1.50 metros de altura, determinando los tiempos de asentamiento para cada altura de precarga. También se elaboró un esquema de talud para las esquinas de la zona donde se colocaría el relleno, determinando la pendiente necesaria para garantizar la estabilidad de dicho relleno con el programa Geoslope 2007.

Se pretende tomar este estudio como una guía de pasos y normas a seguir para próximos proyectos, lo cual ayudaría a evaluar construcciones anteriores y futuras construcciones con cimentaciones superficiales para esta zona del Ecuador.

Palabras clave: asentamientos, capacidad de carga, cimentación, compresión, ingeniería civil, límite de falla, límite de servicio, perfil estratigráfico, precarga, recompresión, resistencia al esfuerzo cortante no drenado, sobre consolidación.

ABSTRACT

The designs of foundations for any structure depends on the type of soil where it is going to build. This research was carried out in the Urbanization "El Cortijo" in Canton Samborondón where it made field exploration, laboratory tests and descriptions of soil which could determine the type of soil of this area.

The soils of this Canton are known as clay soils with layers of sand, therefore are necessary studies and analysis of settlements on the floor of Samborondón depending on the type of structure you want to build.

In this project was used an assumed structural foundation for a two-story residence, with which a settlement-time analysis was carried out in this area of Ecuador. For this study was chosen a solution to mitigate soil settlement for preload, which is detailed in this study.

Thanks to Settle 3D program, it was determined the curve-time settlement with preloads with 1.00 meter to 1.50 meters high determining settling-times for each height preload. Also was developed a slope scheme for the corners of the area where the filler would place, it has been determining the slope necessary to ensure the stability of the filling with Geo Slope 2007 program.

The intention is to take this study as a guide steps and rules to follow for future projects. Also it would help evaluate past and future construction buildings with shallow foundations for this area of Ecuador.

Keywords: settlements, load capacity, foundation, compression, civil engineering, failure state limit, service state limit, stratigraphic profile, preload, recompression, undrained shear strength, overconsolidation.

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. Introducción

El crecimiento demográfico ha aumentado cada año en el Cantón Samborondón, creando más demanda en el ámbito de la construcción. Este cantón del Ecuador se lo conoce por tener una gran producción arrocerá, ya que se encuentra en la ruta del arroz.

En todo tipo de edificación es necesario realizar un estudio geotécnico para analizar la capacidad portante del suelo y estimar los asentamientos totales que ocurrirán cuando se construya el proyecto o se coloque el relleno para igualar cotas con las vías aledañas.

Algunos estudios realizados para edificaciones en el cantón han demostrado que los suelos son arcillosos en sus primeros estratos con intercalaciones de arena de consistencia blandos a muy blandos y en sus condiciones naturales no cumplen con las características requeridas como lo menciona la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

Es necesario que cada terreno que vaya a ser considerado para realizar una edificación, cumpla con los estados límite de falla (capacidad de carga del suelo) y servicio (asentamientos totales) como lo menciona la norma NEC-15.

En esta tesis se ha realizado un estudio geotécnico del Sector "El Cortijo" cuya solución está analizada mediante el método de mejoramiento masivo de suelo por precarga.

1.2. Justificación

La falta de información del tipo de suelo del Cantón Samborondón genera ignorancia en el momento de ejecutar una obra de ingeniería civil. Un problema puede ser el tipo de cimentación que debe tener la estructura. Una cimentación inadecuada puede provocar daños parciales o totales durante la fase de construcción y en el peor de los casos provocar pérdida de vidas humanas. También puede ocurrir que durante la fase de servicio de la edificación se produzca grandes asentamientos diferenciales lo cual involucrara daños materiales e inclusive poner en peligro la estabilidad de la estructura.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, “es obligatorio realizar un estudio geotécnico para todo tipo de edificación en Ecuador, y que para cimentación estos estudios sean guiados por un Ingeniero Civil el cual cuente con estudios en postgrado en geotecnia” (2015).

Este proyecto servirá de ayuda para poder tomarlo como referencia en esta zona del Cantón de Samborondón, ayudando al progreso del mismo Cantón para la realización de los futuros proyectos y para la evaluación de obras existentes anteriormente.

1.3. Ubicación de la zona de estudio

La zona determinada para la siguiente investigación se encuentra en la Provincia del Guayas, en el Cantón Samborondón. Ubicada en la Urbanización El Cortijo, en el Km 9 vía Samborondón, en la Figura 1 se muestra la ubicación en el área marcada.



Figura 1: Ubicación del proyecto.

Fuente: GOOGLE EARTH 2016.

1.4. Objetivos

El objetivo general de esta tesis es evaluar el uso de precarga para mitigar los asentamientos de los suelos arcillosos de esta Urbanización del Cantón Samborondón, con la colocación de rellenos y/o estructuras que consoliden el suelo en esta zona.

1.5. Alcances

- Caracterizar el suelo para determinar sus parámetros.
- Evaluar los estados límite de falla y servicio
- Evaluar diferentes niveles de precarga y su tiempo de permanencia
- Evaluar la solución de precarga comparando los asentamientos totales antes y después de la misma con programa Settle 3D.

CAPITULO II: ESTUDIO DE PRECARGA

Hoy en día existen diferentes métodos para lograr mejorar el terreno de fundación de una estructura, desde la colocación de precarga mediante rellenos, hasta la inyección de lechada de cemento (jet grouting). En la siguiente tabla se demostrará los métodos más utilizados para mejorar el suelo (ver Tabla 1).

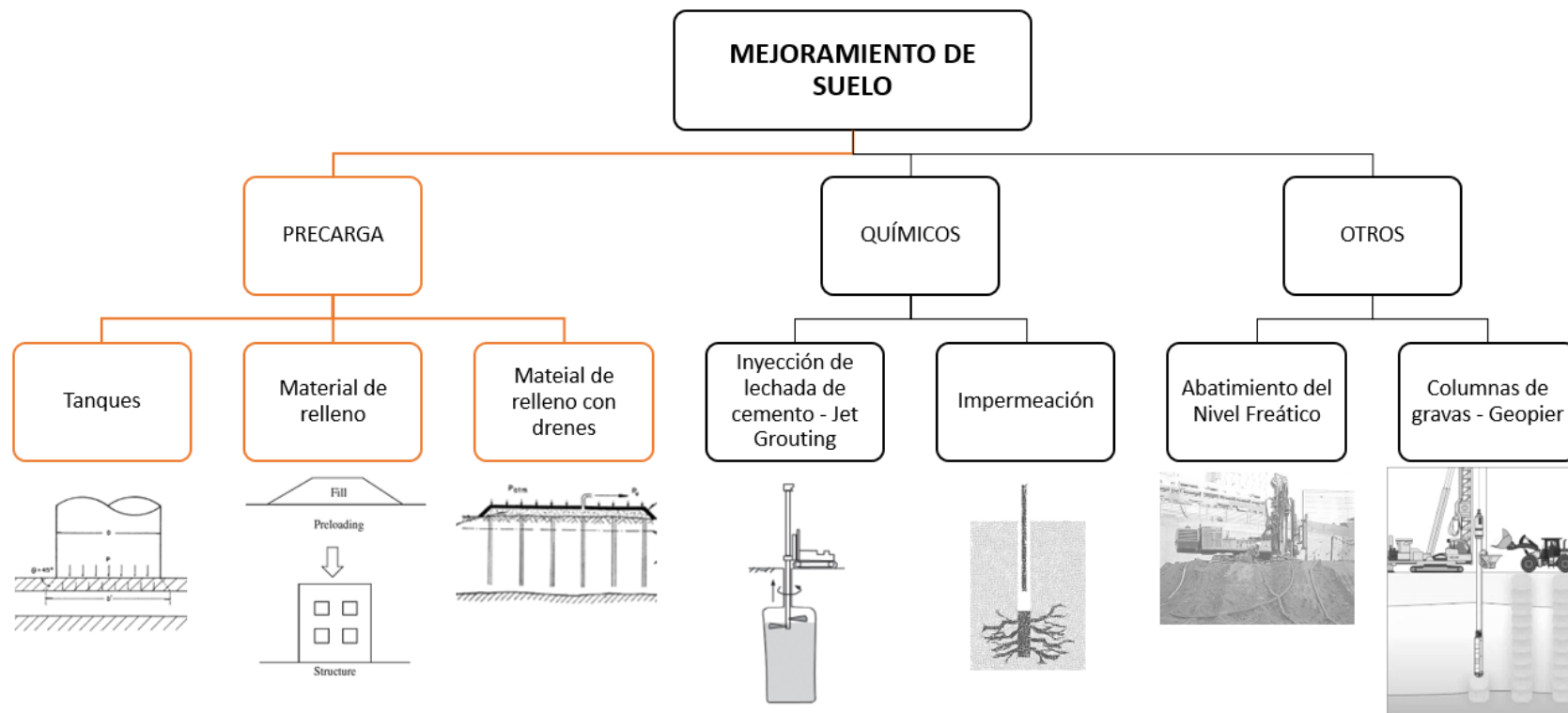


Tabla 1: Diferentes métodos de mejoramiento de suelos

Fuente: Autor

En el presente trabajo de titulación se seleccionó la precarga como el método más adecuado por las características de la obra, con sus diferentes tipos de material a utilizar.

Se define precarga a una carga provisional aplicada en la superficie del suelo donde se edificará la estructura. La precarga es equivalente a las cargas de servicio más la carga por el relleno colocada a la cota del proyecto, esta se aplica con la finalidad de mejorar las propiedades físicas de los estratos arcillosos bajo la superficie, mediante la reducción de la relación de vacíos (compresión) del suelo por la consolidación (disipación del exceso de presión de poros).

Las ventajas de utilizar precarga para mejorar el suelo son las siguientes: se puede realizar antes, durante o al final de la obra; bajo costo a comparación de otros mejoramientos de suelo; reúso del material para precargas y resultados satisfactorios en todo tipo de suelo como suelos saturados, turbosos, suelos que estén arriba o debajo del nivel freático del suelo. (Stamatopoulos & Kotzias, 1990)

2.1. Consolidación

Se conoce como consolidación al incremento gradual de esfuerzos en la masa del suelo provocado por aplicación de cargas externas, produciendo una deformación vertical (asentamiento) durante un cierto tiempo. La consolidación es causada por el reacomodo o deformación de las partículas del suelo y por la expulsión de agua o aire de los espacios vacíos del suelo en condiciones saturadas. Se definen dos etapas (ver Figura 2) y son las siguientes:

- Consolidación primaria: Es la primera curva de deformación que demuestra el suelo, como resultado de la expulsión de agua al disiparse el exceso de presión de poro.
- Consolidación secundaria: Esta deformación se la caracteriza por tener una deformación lenta, que continua después de que el exceso de presión de poro se haya disipado provocando que las partículas del suelo se junten.

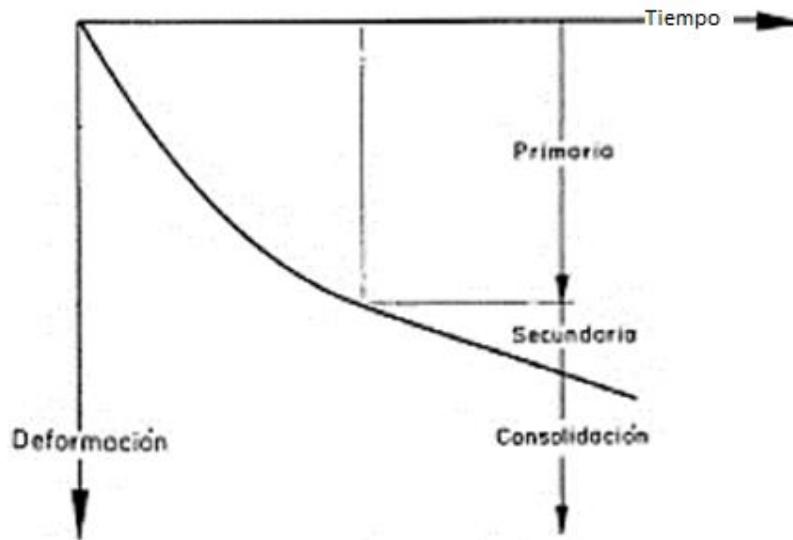


Figura 2: Procesos de consolidación
 Autor: (Petróleos Mexicanos, 1975)

Por el método de precarga se consigue acelerar el proceso de consolidación, el cual produce asentamientos que ayudan a realizar predicciones sobre el comportamiento futuro del terreno como se explica más adelante. Para que la precarga actúe más rápido se puede utilizar también drenes verticales.

Las cimentaciones se asientan cuando el suelo recibe cargas estáticas verticales. El asentamiento total incluye tres componentes como se puede observar en la Figura 3 y en la siguiente ecuación.

$$St = Si + Sc + Ss$$

Dónde

St: Asentamiento Total

Si: Asentamiento Inmediato

Sc: Asentamiento por Consolidación Primaria

Ss: Asentamiento por Consolidación Secundaria o Compresión

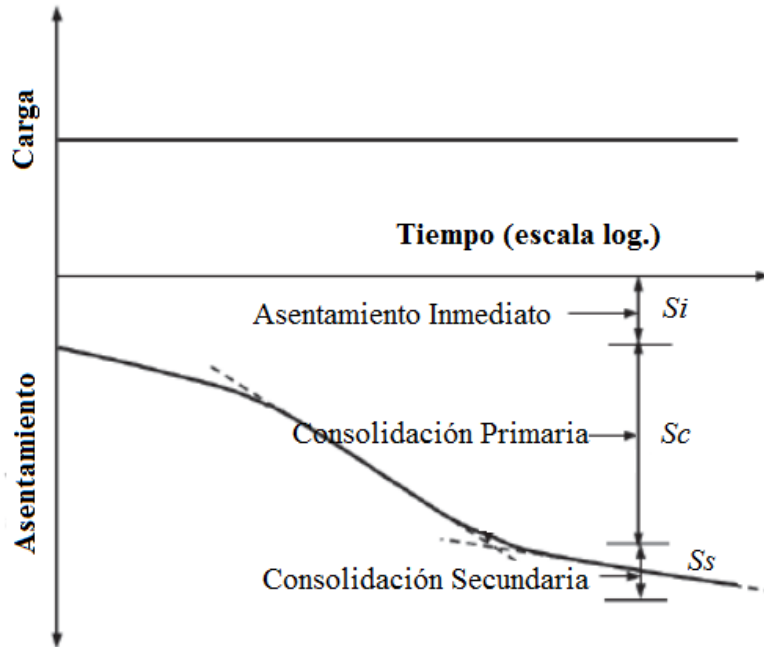


Figura 3: Gráfica referencial de Asentamiento vs. Tiempo

Fuente: (Han, 2015)

2.2. Condiciones para uso de precarga

Para utilizar una precarga es necesario tener en cuenta las siguientes condiciones:

- No se debe producir ruptura de la base durante la precarga o la estructura final.
- Se debe analizar los asentamientos con respecto al tiempo otorgado por el dueño de la obra.
- Utilizar este método sin causar daño en estructuras vecinas, ni impactos ambientales como ruido, polvo, etc.
- El asentamiento de la estructura final debe de estar dentro del intervalo de tolerancias.
- Analizar los costos reales del método utilizado.

2.3. Tipos de precarga

Existen diferentes tipos de precarga para mejoramiento de suelos, las cuales permiten controlar las consolidaciones del terreno. Las precargas se han utilizados para carreteras, aeropuertos, edificios y tanques de almacenamientos. En este estudio se exponen las precargas más frecuentes de utilizar.

2.3.1. Elementos de estructura final

Con respecto a precarga con elementos de estructura final o también llamado post carga, se define a las cargas que ejerce la estructura construida en su totalidad o los elementos de esta. Además, este método es económico ya que no se necesita realizar un gasto más para la precarga y aplica para diferentes situaciones, por ejemplo:

2.3.1.1. Bloques de concreto

La precarga por bloques de concreto es típico en obras portuarias, puede hacer doble función como es la precarga y ayuda a economizar costos ya que los bloques de concreto también intervienen en los materiales para la construcción de la estructura final. Según Stamatopoulos & Panaghiotis “En 1980, se realizó una precarga por partes con bloques de concreto de 2.30 metros, para un muro de muelle anteriormente construido en Almyros, Grecia como se muestra en la Figura 4. Este tuvo un asentamiento de casi 0.20 metros en periodo de uno a dos meses” (1990).

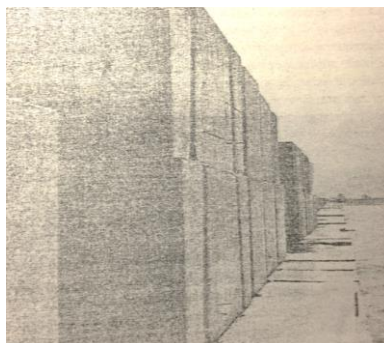


Figura 4: Precarga con Bloques de Concreto, Almyros-Grecia

Fuente: (Stamatopoulos & Kotzias, 1990)

2.3.1.2. Tanques de almacenamiento

Se puede realizar precarga en un tanque de almacenamiento de líquidos, con la colocación por fases de agua. La mayoría de estos tanques son construidos con placas flexibles de acero. Sus ventajas varían ya que este procedimiento es simple y ahorra tiempo. Usualmente el tanque es llenado con agua haciendo este procedimiento relativamente barato (ver Figura 5).

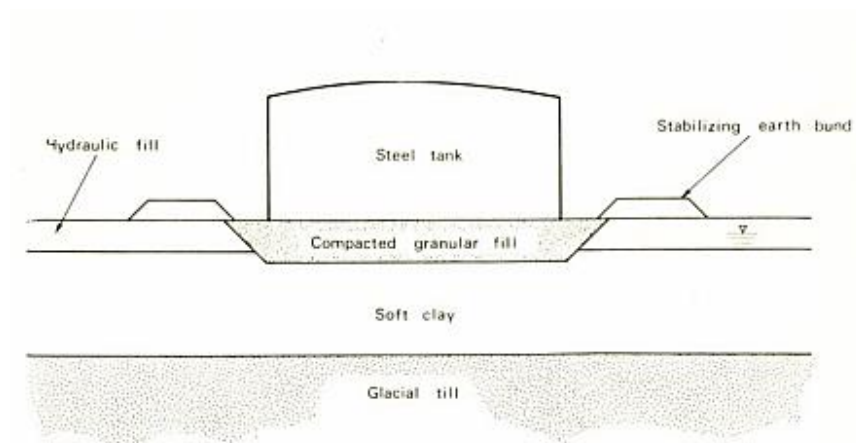


Figura 5: Precarga por elemento de estructura final de un tanque de almacenamiento

Fuente: (Penman & Watson, 1965)

2.3.1.2.1. Metodología de precarga en tanque de almacenamiento

El proceso de precarga de un tanque de almacenamiento consiste en llenar el tanque empleando agua, y dejar que el suelo se consolide en cada incremento del líquido. Se puede realizar de 3 a 6 etapas de carga, ya que el primer incremento se realiza de 2 a 5 metros de agua (altura del tanque) y los demás se van llenando de 1 a 2 metros hasta que el tanque quede completamente lleno. Cuando se compruebe que el asentamiento haya disminuido se puede extraer el agua. Así mismo la base del tanque se debe nivelar mediante gatos hidráulicos y se puede hacer uso inmediato del tanque. En el caso de que los asentamientos rebasen los asentamientos permisibles se tendrá que interrumpir el procedimiento.

2.3.1.2.2. Ejemplo de precarga realizada en tanques de almacenamientos

Existen fracasos no publicados de precarga en tanques de almacenamiento, provocando una falla en la base por la mala colocación del líquido en el tanque. Pero también se han realizado diversas pruebas de precarga con agua en tanques de almacenamiento con diámetros de 35 a 45 metros, los cuales han logrado asentamientos de 0.35 metros a 1.20 metros. (Penman & Watson, 1965)

2.3.2. Material de relleno

Llamado también sobrecarga, se caracteriza por ser el método más frecuente, este procedimiento es un relleno de suelo natural o importado, el cual es compactado y usado como relleno con forma de terraplén. Además, también existen otras precargas como el relleno provisional, estas se pueden aplicar a zapatas individuales de edificios ya construidos donde se requiera agregar más pisos.

El procedimiento de la sobrecarga tiene distintas ventajas como el tiempo, el cual dura la mayoría de veces de tres a ocho meses, en casos no muy comunes son de tres años y en otros casos donde el sitio de respuesta del terreno es rápido se puede reducir de cuatro a seis semanas. Los resultados de los asentamientos anteriormente estudiados son de 0.30 metros a 1.00 metro, y en casos extremos son de 0.05 metros a 2.00 metros (Stamatopoulos & Kotzias, 1990).



Figura 6: Esquema de relleno con precarga

Fuente: Autor

2.3.2.1. Metodología constructiva

El proceso constructivo de un relleno involucra diferentes etapas para conseguir la metodología exigida. Para que la precarga pueda funcionar en su totalidad es necesario que la construcción sea hecha de buena calidad, incluyendo desde la preparación del terreno hasta la compactación necesaria. En el caso de que la sobrecarga sea construida de forma incorrecta, puede causar problemas de estabilidad provocando futuros colapsos y desmoronamiento de la estructura.

Los procedimientos constructivos de un relleno son las siguientes, (ver Figura 7):

- Desbroce de capa vegetal existente para evitar futura descomposición, la cual afecta provocando mayores asentamientos, por lo general se retira 0.50 metros de capa superficial.
- Escarificar el suelo con maquinaria, para uniformizar el terreno.
- Extendido de material de relleno para la construcción del terraplén, se recomienda un espesor de mezcla de grava y arena, sin mezclas arcillosas, aproximadamente de 0.60 metros.
- Acondicionar la humedad del suelo para una mejor compactación del material.
- Compactar para aumentar la estabilidad del relleno

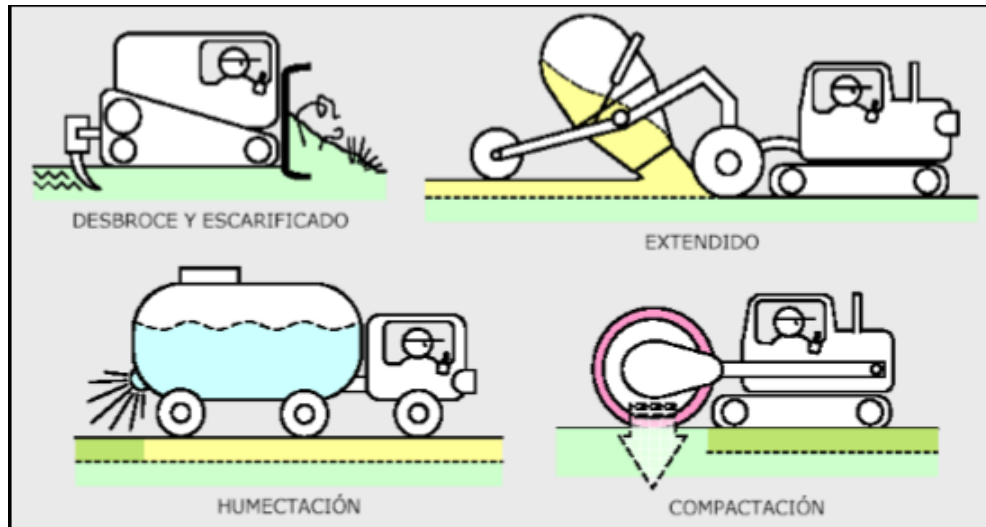


Figura 7: Fases de construcción de la precarga mediante rellenos

Fuente: (Bañon & Beviá, 2000)

2.3.2.2. Ejemplos de precarga realizada con material de relleno

En 1968 en San Diego, California, se proponía la construcción de un edificio de Correos, el cual contaba con un suelo con 10 metros de estrato de arena y limo de compacidad suelta, sostenida por 10 metros de arcilla de consistencia media a firme y descansaba sobre arena compacta. Se mejoró el suelo por método de precarga con un terraplén con altura de 8 metros y un relleno de 3 metros, el cual dio un asentamiento de 40 a 70 centímetros durante 10 meses.

Otro ejemplo es de un centro comercial llamado Bonita Plaza en California, con un área de 125000 m² precargada en 1979. Este terreno se componía de 9 metros de arenas y limos de compacidad densa. La zona se elevó a 1.50 metros por encima de su cota original y colocando una precarga en forma de terraplén con una altura de 6 metros. Los asentamientos registrados fueron de 0.20 a 0.40 metros, los cuales actuaron en la colocación del relleno. (Stamatopoulos & Kotzias, 1990)

2.3.3. Material de relleno con drenes verticales

Los drenes verticales son agujeros perforados con arena permeable, esta ayuda a acortar la distancia de drenaje, acelerando su respectiva consolidación. El agua fluye más rápido causando que se traslade a la superficie libre. La separación y el tamaño de los drenes tiene influencia en la eficiencia del procedimiento, mientras existan más drenes se reduce el tiempo.

Las ventajas son para las construcciones que se tengan que realizar con rapidez, ya que esta reduce el tiempo para la consolidación del suelo. También existen diversos procedimientos para estos drenes verticales con arena, los cuales dependen del equipo para realizar las perforaciones.

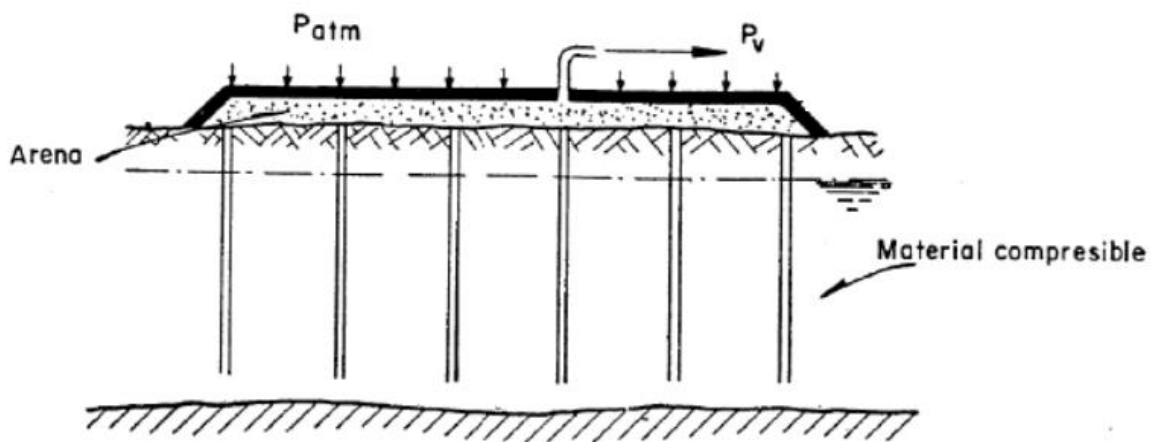


Figura 8: Esquema de precarga con relleno y drenes verticales

Autor: (Kjellman, 1952)

2.3.3.1. Metodología constructiva

Los procedimientos constructivos de un relleno con drenes verticales son las siguientes, (ver Figura 9):

- Desbroce de capa vegetal existente para evitar futura descomposición, la cual afecta provocando mayores asentamientos, por lo general se retira 0.50 metros de capa superficial.

- Realizar drenes llenados con arena altamente permeables con una profundidad mayor a los 30 metros, esto depende de las propiedades del suelo.
- Ubicar una capa de arena.
- Compactar los primeros 0.50 metros para aumentar la estabilidad.
- Extendido de material para el relleno y la precarga para la construcción del terraplén, se recomienda un espesor de mezcla de grava y arena, sin mezclas arcillosas, aproximadamente de 0.60 metros.

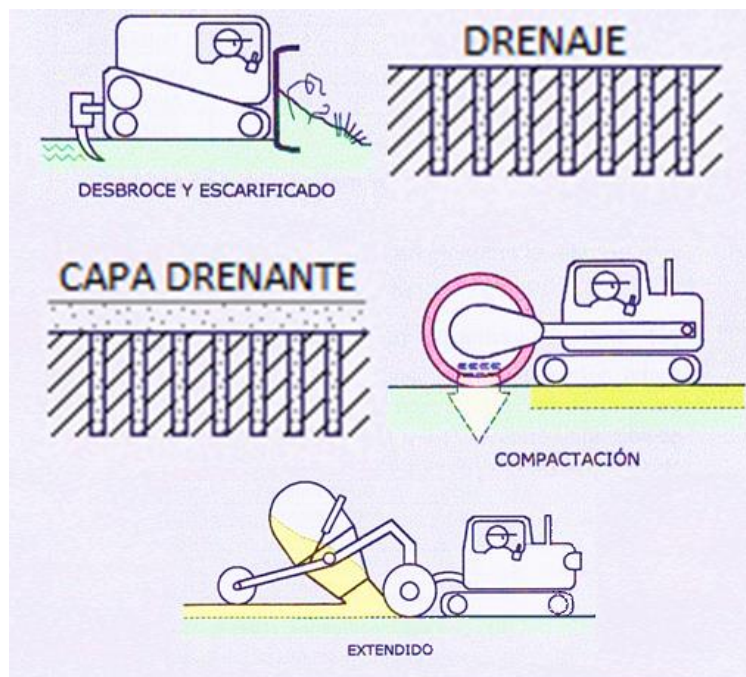


Figura 9: Fases de construcción de la precarga mediante rellenos

Fuente: (Bañon & Beviá, 2000) modificada por Autor

2.3.3.2. Ejemplos de precarga con material de relleno y drenes verticales

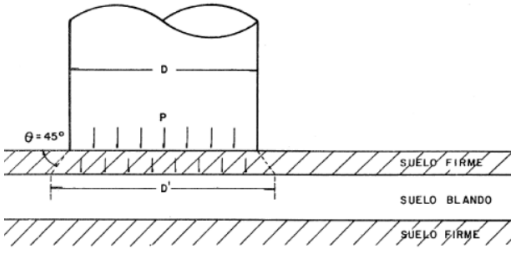
En 1959 a 1960 en Nueva Jersey, se planteaba la construcción de dos edificios para el Puerto en Newark, el cual contaba con un suelo con 1 metro de relleno suelto y 5 metros

de estrato de limo orgánico muy blando con turba. Se mejoró el suelo por método de precarga con un terraplén con altura de 4 metros y drenes verticales los cuales se espaciaron 3 metros centro a centro, el cual dio un asentamiento de 35 centímetros durante 7 meses.

En 1956 y 1959 en San Juan, Puerto Rico, se ubicó un mercado sobre 40 hectáreas de tierra recuperada de los pantanos costeros. Se utilizó un relleno de 2.50 metros, y se mejoró el suelo por método de precarga con un terraplén con altura de 6.50 metros y se hincó aproximadamente 39000 drenes verticales de casi 11 metros los cuales se espaciaron 3 a 4.50 metros. Este método de precarga dio un asentamiento de 1.50 metros hasta el año 1963. (Stamatopoulos & Kotzias, 1990)

2.4. Comparación de los diferentes tipos de precarga

Como se ha mencionado anteriormente, tenemos diferentes tipos de precarga, por lo que se ha realizado una comparación para poder observar sus ventajas y desventajas. En la siguiente tabla se presenta la comparación de los tipos de precarga mencionadas. (Ver Tabla 2)

TIPO DE PRECARGAS ESTUDIADAS	VENTAJAS	DESVENTAJAS
<p style="text-align: center;">Precarga en Tanque</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Bajo costo de precarga • Método Simple 	<ul style="list-style-type: none"> • 3 a 6 etapas de carga • Control de colocación del líquido • Tanque debe ser construido con anticipación • Estructura costosa • Posible renivelación del tanque

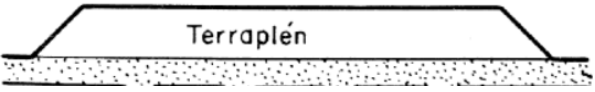
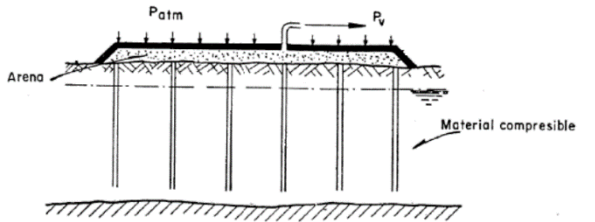
<p style="text-align: center;">Precarga con material de Relleno</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Material reutilizable • Bajo costo a comparación de precarga con drenes verticales 	<ul style="list-style-type: none"> • Colocación del relleno por capas • Mucho Tiempo en comparación con precarga con drenes verticales • Controlar asentamientos • Posible inestabilidad de talud
<p style="text-align: center;">Precarga con material de Relleno y Drenes Verticales de arena</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Material de precarga reutilizable • Reducción tiempo • Escoger tamaños de drenes 	<ul style="list-style-type: none"> • Colocación del relleno por capas • Altos costos • Controlar asentamientos • Posible inestabilidad de talud

Tabla 2: Comparación de tipos de precarga

Fuente: Autor

2.5. Sistema de precarga seleccionada

Para este trabajo de titulación se realizó un análisis de precarga por relleno sin drenes verticales, ya que es el más común como los anteriores a mención. Para realizar el correcto estudio, se simuló una carga de servicio equivalente a una casa de dos pisos, ya que la zona de estudio corresponde a la Ciudadela el Cortijo en el Cantón Samborondón donde solo se construyen residencias. Esta simulación se realizó con el programa Settle 3D, el cual evaluó los asentamientos totales que se producen por efectos del relleno y la precarga. Adicionalmente se puede observar graficas de Tiempo vs. Asentamientos.

CAPITULO III: METODOS DE EXPLORACIÓN Y ENSAYOS DE LABORATORIO

3.1. Exploración en campo

En ingeniería civil la parte inicial más importante en una construcción es la exploración del subsuelo. Existen diferentes tipos de métodos de exploración en campo, como métodos indirectos y directos.

3.1.1. Métodos Indirectos

Los métodos indirectos son aquellos ensayos geofísicos que se realizan en la superficie, que demuestra una proyección del terreno en la profundidad.

Los métodos más comunes son los siguientes:

- Método Sísmico
- Método Eléctrico
- Método Gravimétrico
- Método Radiométrico
- Método Magnético

3.1.2. Métodos Directos

Los métodos directos son aquellos que contienen técnicas en las cuales se pueden observar y tener acceso directo a las muestras obtenidas en campo, este método permite la realización de ensayos “in situ”.

Existen diferentes tipos de métodos directos, pero los más comunes son los siguientes:

- Calicatas o pozos a cielo abierto
- Perforaciones o sondeos

El objetivo de la realización de métodos directos es tener un parámetro geotécnico del suelo a estudiar, estas muestras son evaluadas por estratos en un laboratorio con la finalidad de poder realizar una columna estratigráfica, por cada sondeo o pozo realizado. Se pueden obtener muestras alteradas e inalteradas.

- Muestra alteradas: Aquellas que sus propiedades se han modificado por la manipulación en extraer la muestra.
- Muestra inalterada: Aquellas muestras que mantienen sus propiedades originales, ya que se conservan en su estado original gracias a su forma de extracción.

3.1.2.1. Calicatas o pozos a cielo abierto

Son excavaciones que se pueden realizar de forma manual o mecánica, permitiendo la observación directa del subsuelo a una profundidad pequeña (hasta 4m.) como muestra la Figura 10. La calicata permite observar las diferentes capas de suelo superficial, aunque los ensayos son limitados por el nivel freático del sitio.

Estos pozos se realizan de manera rápida y son los más comunes ya que tiene poco valor en comparación de otro tipo de perforación, aunque se debe de tener precaución ya que las paredes de los pozos se pueden derrumbar con facilidad por la inestabilidad.



Figura 10: Calicata con profundidad de un metro

Fuente: Geoestudios S.A.

3.1.2.2. Perforaciones o Sondeos

Las perforaciones o sondeos geotécnicos permiten la descripción de cada estrato del suelo, siendo realizadas con perforadora manual o mecánica, teniendo las siguientes características:

- Diámetro pequeño (51mm. y 102mm.)
- Muestras alteradas
- Muestras inalteradas
- Muestras de agua
- Estimación del nivel freático
- Realización de ensayos in situ (SPT, permeabilidad)
- Obtención de muestra de suelo resistente como rocoso

Los tipos de sondeos son a percusión y a rotación, estos se escogen de acuerdo al tipo de terreno y a los objetivos que se quieran llegar, aunque la mayoría de ocasiones se utiliza la combinación de los dos.

3.1.2.2.1. Sondeos a Percusión

Se identifican por el uso de la energía potencial causada por la caída del martillo a una altura determinada, causando un efecto de golpeo en el suelo con un muestreador como se muestra en la Figura 12. Según el tipo de muestra que se requiera, se puede utilizar diferentes tipos de ensayos como:

- Sistema a Presión (muestras inalteradas)

Se usa en suelos de preferencia finos para obtener muestras inalteradas. Dependiendo de la consistencia de los suelos, se utiliza diferentes tipos de muestreador que se diferencia por su espesor en las paredes (ver Figura 11), como tubos Shelby para muestras blandas y el Barril Denison para muestras más rígidas.



Figura 11: Izquierda tubo Shelby, derecha barril Denison.

Fuente: (P.C.J, 2016)

- Ensayo de Penetración Estándar-SPT (muestras alteradas)

Este ensayo es el más común, ya que proporciona información de la resistencia del subsuelo como se muestra en la Figura 12, la compacidad (suelos granulares) y la consistencia (suelos cohesivos), que se mide con los números de golpe “N”.

El martillo más utilizado es el Safety ya que tiene 60% de eficiencia en la energía transmitida. En este ensayo se cuenta los números de golpe necesarios para que el muestreador penetre 15 cm. en el suelo, realizando 3 veces para una misma muestra. El NSPT o N_{60} es el parámetro que importa en este ensayo, ya que los últimos 30cm. son los que definen la resistencia.

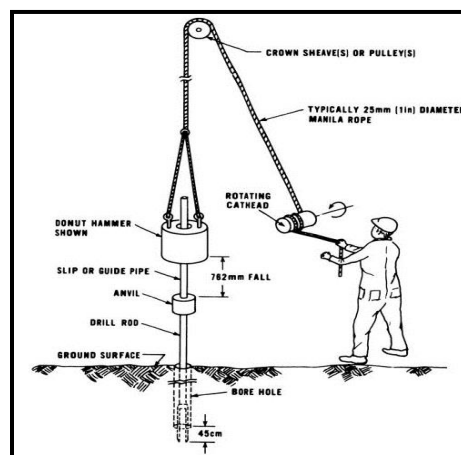


Figura 12: Sondeo a percusión, SPT

Fuente: (Kovacs, Salomone, & Yokel, 1981)

3.1.2.2.2. Sondeos a Rotación

Utilizados para obtener muestras de roca, o atravesar capas de suelo muy resistentes. El muestreador, llamado Barril es sencillo o de doble tubo, en el extremo de este se coloca una broca diamantada, la cual corta el estrato e introduce la muestra dentro del muestreador. La tubería de estos sondeos puede ser de diferentes diámetros.

Este sondeo se realiza con circulación de agua o lodos de perforación (ver Figura 13). La recuperación de la muestra varía dependiendo del material obtenido y los materiales más difíciles de rotar son las gravas y arenas muy densas.



Figura 13: Perforadora a rotación

Fuente: Geoestudios S.A.

3.2. Campaña de Exploración

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción Capítulo Geotecnia y Cimentación NEC-SE-GC (2015) establece las clasificaciones de estructuras por niveles y el número de sondeos mínimos con sus profundidades como se pueden observar en la Tabla 3 y Tabla 4.

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4 000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4 001 y 8 000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8 000

Tabla 3: Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Fuente: (NEC, 2015)

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m.
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

Tabla 4: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción

Fuente: (NEC, 2015)

Teniendo en cuenta las especificaciones dadas anteriormente, la estructura de este proyecto es una casa de dos pisos, la cual se la clasifica por la categoría BAJA, con la realización de tres sondeos y la profundidad mínima de 6 metros.

3.3. Exploración de campo realizada

Se realizó tres perforaciones a percusión, teniendo muestras alteradas por ensayos de penetración estándar (SPT) y muestras inalteradas por sistema a presión con tubos Shelby. Las coordenadas de los sondeos se pueden revisar en la Tabla 5 y visualizar en la Figura 14.

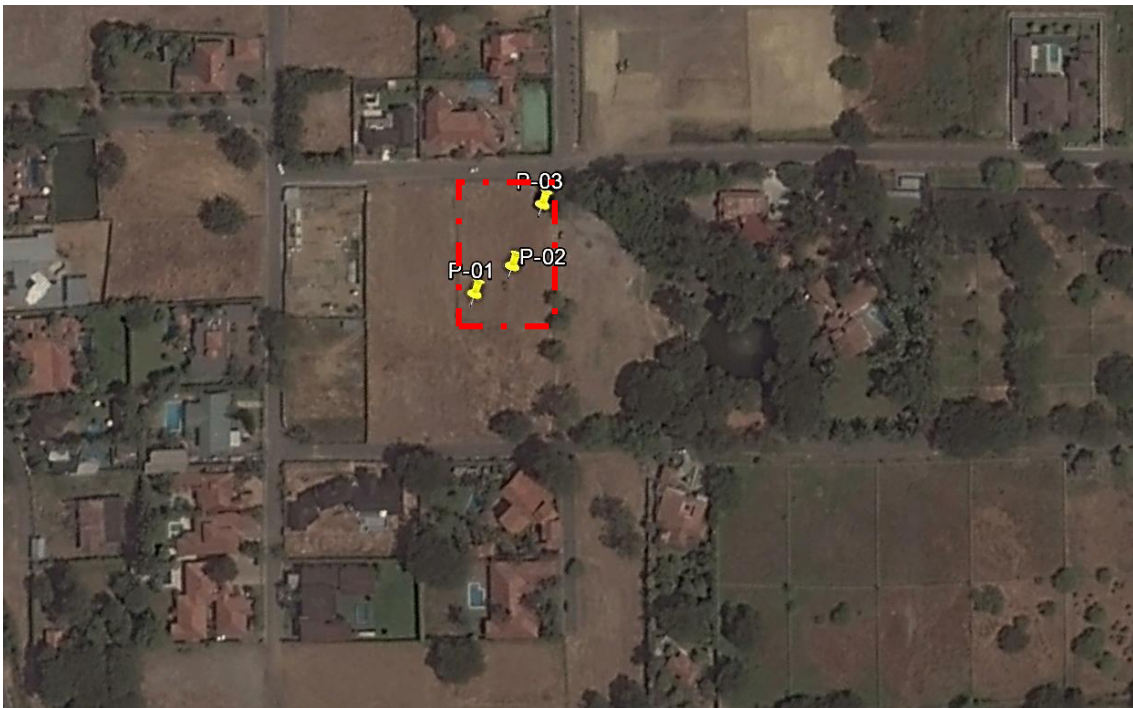


Figura 14: Ubicación de la campaña de exploración realizada.

Fuente: GOOGLE EARTH 2016.

PERFORACION	PROFUNDIDAD	COORDENADAS	
		NORTE	ESTE
P-01	6.30 m	9770818	626766
P-02	28.20 m	9770839	626767
P-03	6.30 m	9770867	626754

Tabla 5: Coordenadas de perforaciones elaboradas

Fuente: Autor

3.4. Ensayos de laboratorio

Existen diferentes tipos de ensayos que se pueden realizar con las muestras obtenidas en campo, estas sirven para conocer sus propiedades físicas como su humedad, plasticidad, entre otros, para poder clasificarlos por sus tamaños de partícula.

3.4.1. Granulometría

Este ensayo consiste en pasar muestra seca de suelo por una serie de tamices con diferentes tamaños de malla (desde 75mm hasta 0.075mm) como se muestra en la Figura 15. Cada tamiz es pesado para poder observar la cantidad de partículas retenidas en cada uno y poder obtener la curva de distribución granulométrica, esta nos ayudara a clasificar los tipos de suelo (ver Tabla 6).

Las partículas de suelo mayores a 0.075mm. (Tamiz #200) se determina por tamizados y las menores por ensayo de Hidrómetro.

Geomaterial	Tamiz pasante	Tamiz retiene
Grava	3" (75mm)	N°4 (4.75mm)
Arena Gruesa	N°4 (4.75mm)	N°10 (2.00mm)
Arena Media	N°10 (2.00mm)	N°40 (0.425mm)
Arena Fina	N°40 (0.425mm)	N°200 (0.075mm)
Finos (arcillas o limos)	N°200 (0.075mm)	-

Tabla 6: Clasificación de materiales por su granulometría

Fuente: (Vargas Celi & Ulloa Lamán, 2015)



Figura 15: Juego de Tamices

Fuente: Geoestudios S.A.

3.4.2. Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg o también llamado límites de consistencia, permite calcular las fronteras de los estados de consistencia de un suelo fino, según su humedad, con los estados de la Tabla 7.

ESTADO	DESCRIPCIÓN
Estado Líquido	Con propiedades y apariencias de una suspensión
Estado Plástico	El suelo se comporta plásticamente
Estado Semisólido	Con apariencia de sólido, pero disminuye el volumen al ser sujeto a secado
Estado Sólido	El volumen del suelo no varía con el secado

Tabla 7: Estado de consistencia de los suelos

Fuente: (Caicedo, 2014)

Los límites entre los estados son expresados en porcentaje de agua.

- **Límite líquido (LL, WL)** Frontera entre estado líquido y plástico.
- **Límite plástico (LP, WP)** Frontera entre estado plástico y semisólido.

Obteniendo además parámetros como:

- **Índice de Plasticidad (IP)** Rango del contenido de agua, donde el suelo se comporta plásticamente.

$$IP = WL - WP$$

- **Índice de Liquidez (IL)** Relación de humedad-plasticidad, si $IL \cong 1$, se considera al suelo subconsolidado o normalmente consolidado

$$IL = \frac{wn - WP}{IP}$$

En este ensayo se utiliza los siguientes materiales:

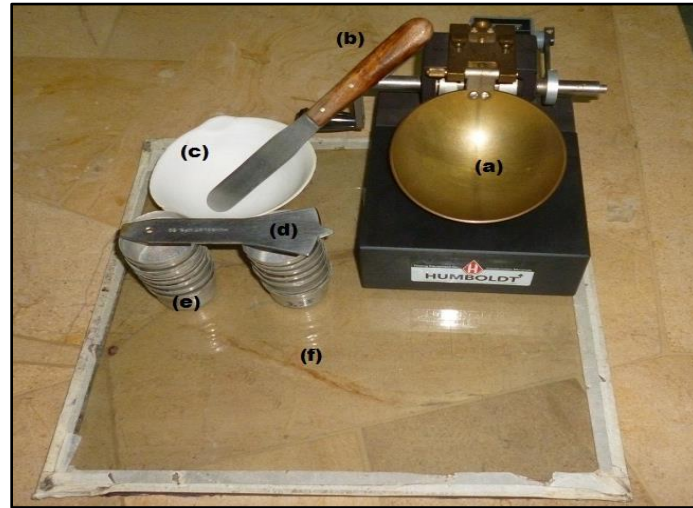


Figura 16: Kit para ensayo

Fuente: Geoestudios S.A.

Detallando la Figura 16:

- | | |
|-------------------------|-----------------------------|
| a. Copa de Casagrande | d. Ranurador |
| b. Espátula | e. Recipiente para muestras |
| c. Capsula de porcelana | f. Vidrio esmerilado |
- El límite líquido consiste en mezclar homogéneamente el suelo con agua y luego colocarlo en la copa de Casagrande, realizando un surco en medio y haciéndolo golpear hasta que este se cierre. Este se concreta cuando se cierra a los 25 golpes. La mayoría de laboratorios lo realiza mínimo tres veces para determinar el límite líquido en una gráfica y poder tener mayor precisión.
 - El límite plástico consiste en amasar una pequeña muestra del suelo y hacer rollitos de aproximadamente 3mm. de diámetro, reduciendo el contenido de agua hasta que este se agriete.

3.4.3. Contenido de Humedad

Este ensayo tiene la finalidad de determinar el porcentaje de agua que contiene una muestra en su estado natural, tomando una parte de la muestra y colocándola en un recipiente para pesarla, después esta misma se la coloca en el horno (110°+/-5°) durante 16 horas a peso constante. Después esta muestra se vuelve a pesar, para calcular el contenido de humedad con la siguiente fórmula:

$$W\% = \frac{wh - ws}{ws - r}$$

Donde:

- W: Humedad en porcentaje
- wh: muestra natural + masa del recipiente
- ws: muestra seca + masa del recipiente
- r: masa del recipiente

3.4.4. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, separa los suelos gruesos con los finos, por medio del Tamiz #200.

- Suelo grueso: más del 50% de las partículas son gruesas. Utilizando mayas mayores a la del tamiz #200. GRAVAS (G) Y ARENAS (S)
 - Suelo fino: más del 50% de las partículas son finas. Utilizando mayas menores a la del tamiz #200. ARCILLAS (C) Y LIMOS (M)
 - Otros: Materia orgánica (O), inorgánica o turba (PT)
- Los suelos finos se clasifican mediante la Carta de plasticidad, como se ve en la Figura 17 y en la Figura 18.
- Los suelos finos orgánicos se detallan en la Figura 19.

- Los suelos gruesos se clasifican por el Ensayo Granulométrico, como se detalla en la Figura 20.
- La turba (nominada como PT), se califica cuando la muestra tiene un color oscuro como café oscuro a negro, de textura fibrosa y a veces con tejido vegetal.

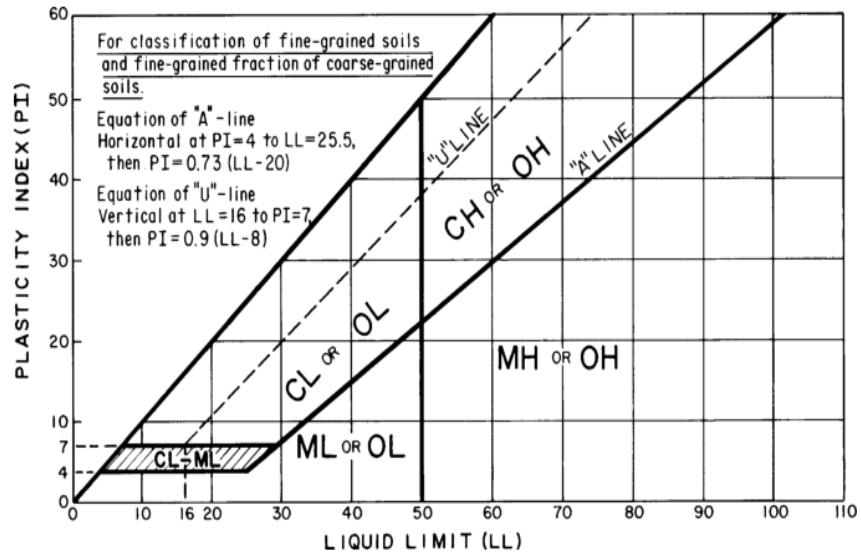


Figura 17: Carta de Plasticidad

Fuente: (ASTM D-2487, 2011)

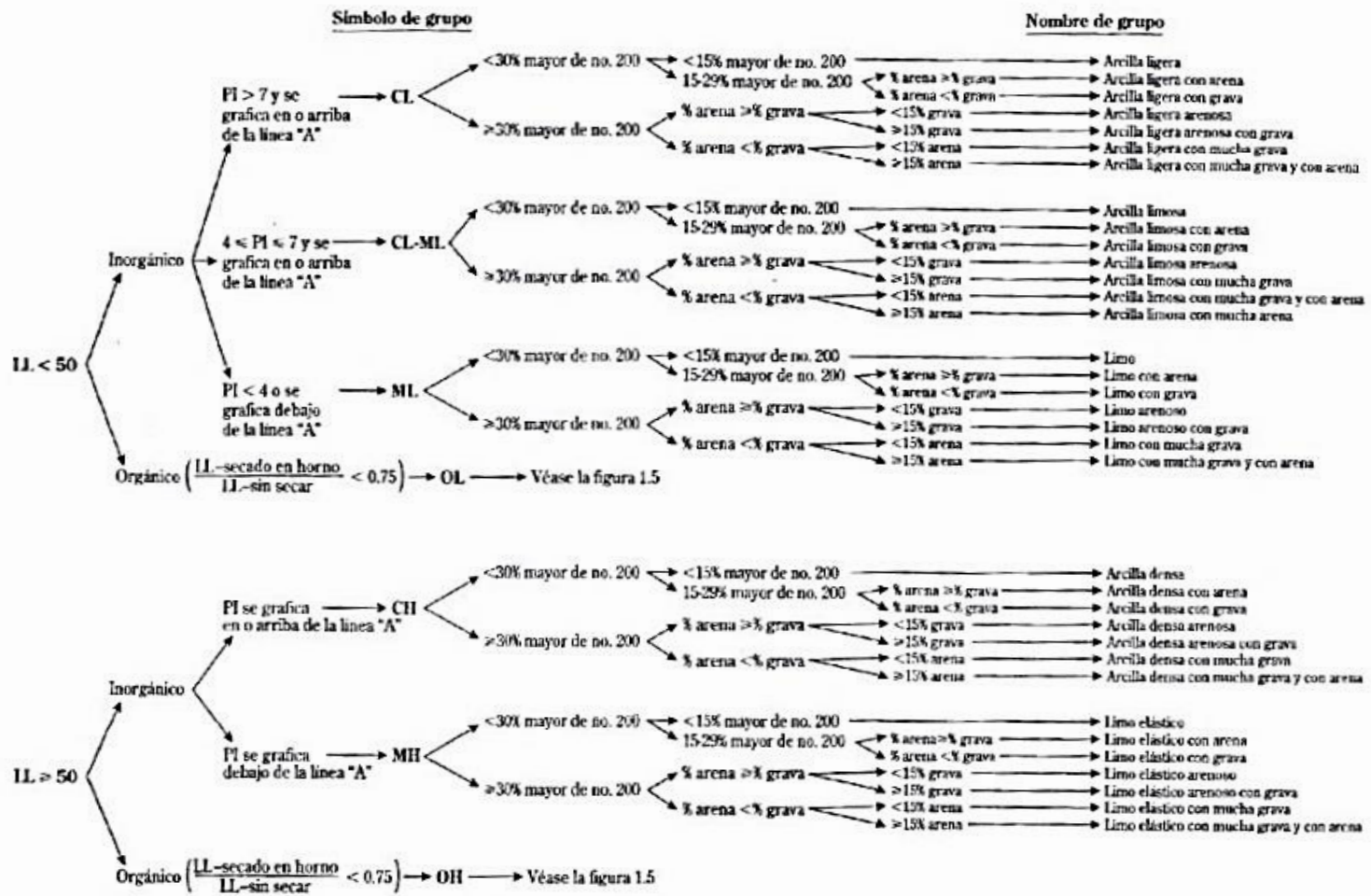


Figura 18: Diagrama de flujo con descripciones de grano fino dados por la SUCS.

Fuente: (ASTM D-2487, 2011)

Símbolo de grupo

Nombre de grupo

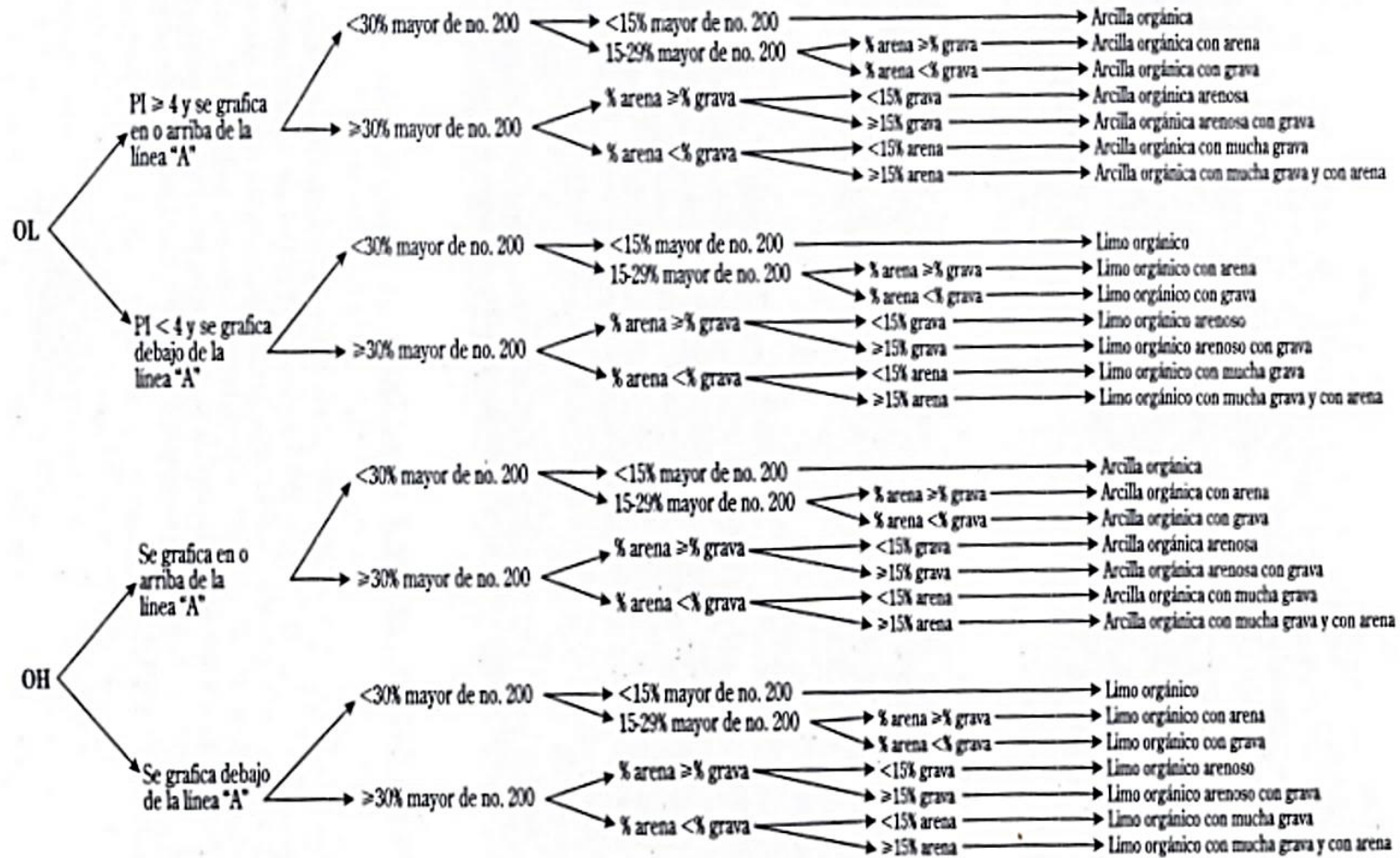


Figura 19: Diagrama de flujo con descripciones de grano fino orgánicos dados por la SUCS.

Fuente: (ASTM D-2487, 2011)

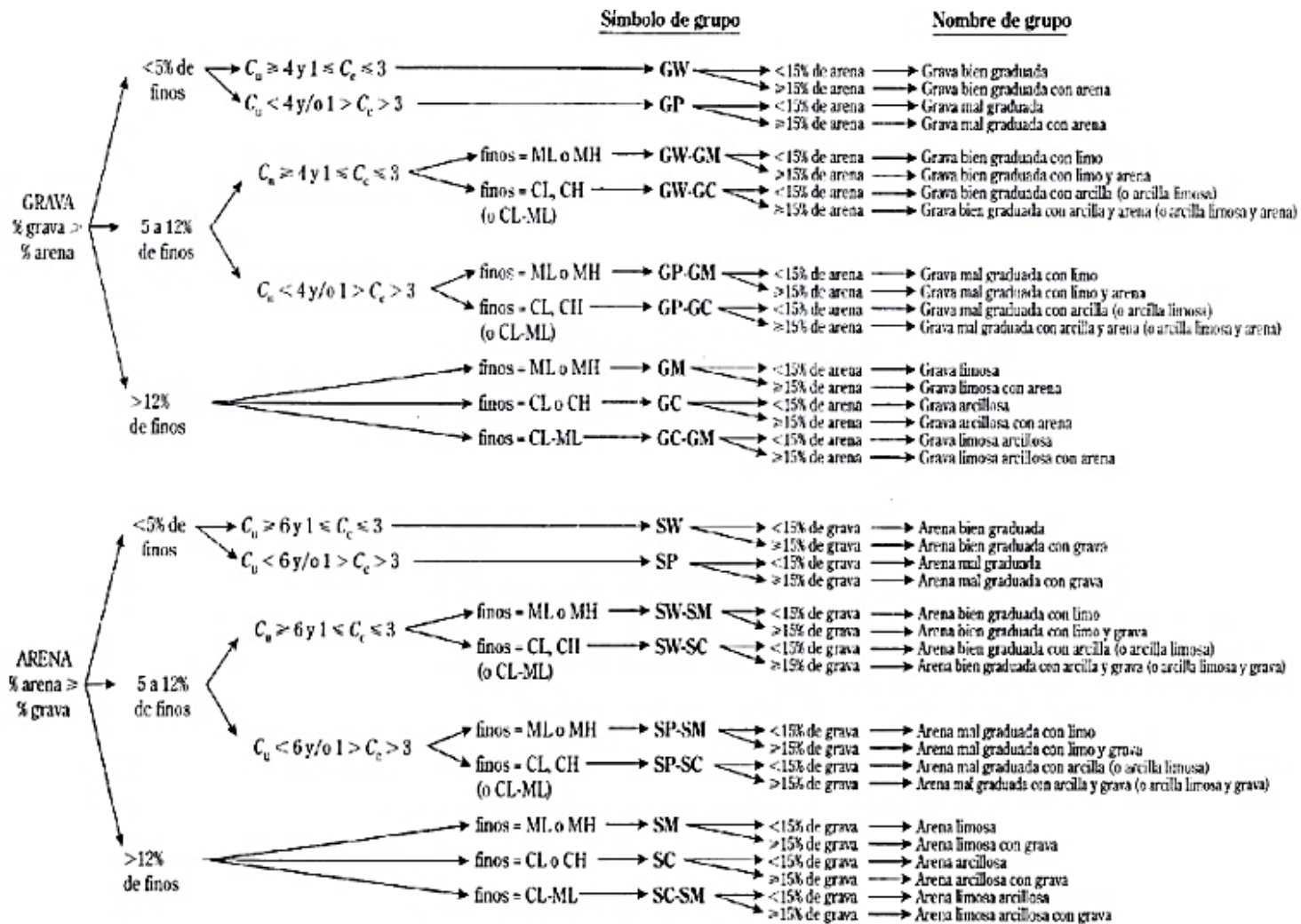


Figura 20: Diagrama de flujo con descripciones de grano grueso dados por la SUCS.

Fuente: (ASTM D-2487, 2011)

3.4.5. Peso Volumétrico

Es la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que el material desaloja. En este ensayo se utiliza agua destilada a 4°C. La fórmula para calcular el peso volumétrico es:

$$D_{sss} = \frac{W_{sss}}{V}$$

Siendo:

- D_{sss} : Peso Volumétrico de la muestra
- W_{sss} : Peso de la muestra
- V : Volumen de la muestra

Los resultados de este ensayo, se pueden comprobar con el ensayo de compresión simple.

3.4.6. Gravedad Especifica

En este ensayo se toma la muestra que haya pasado por la malla 40, y se deja secar en el horno a una temperatura constante de 105°C durante 12 horas. Luego se deja enfriar la muestra donde no pueda adquirir humedad (ver Figura 21)

Se pesa el matraz a utilizar con agua destilada, tomando la temperatura. Después de pesar el matraz con el agua destilada, se quita un poco de la misma y se agrega la muestra. Luego de este procedimiento, se pone el matraz en baño María (con glicerina) para que se expulse el aire contenido.

Nuevamente se deja enfriar, y se le agrega agua destilada hasta la marca del matraz, tomando la temperatura con un termómetro. Inmediatamente se pesa y se pasa el líquido en un frasco el cual se mete al horno y luego se vuelve a pesar.



Figura 21: Kit para ensayo de Gravedad Especifica

Fuente: Geoestudios S.A.

La fórmula de la Gravedad específica es la siguiente:

$$G_s = \frac{K \times W_s}{W_{bw} + W_s - W_{bws}}$$

Donde

- G_s : Gravedad específica
- K : Factor de corrección por temperatura
- W_s : Peso de la muestra seca
- W_{bw} : Peso del frasco + agua destilada
- W_{bws} : Peso del frasco + agua + muestra

Este ensayo se realiza con dos matraces para poder tener una comprobación.

3.4.7. Consolidación

La muestra inalterada se coloca dentro de un anillo, entre dos piedras porosas en la cazuela del Consolidómetro (ver Figura 22). Aplicando una carga a la muestra, permitiendo que haya un incremento de la misma por 24 horas o más, hasta que la deformación quede en cero. Este ensayo actúa por compresión y recompresión, obteniendo la curva edométrica.

La consolidación interviene cuando existe una relación de vacíos, por la aplicación de una carga la cual provoca un drenaje de agua por los poros de la muestra. En este ensayo se determina la consolidación por la curva tiempo-asentamiento.



Figura 22: Consolidómetro marca Humboldt

Fuente: (Humboldt, 2013)

3.4.8. Compresión Simple

El ensayo de compresión simple se realiza en una maquina multiusos (Figura 23), esta aplica un esfuerzo axial y lleva la muestra a producir una falla para medir su resistencia. El tipo de falla depende del estado de suelo y de sus contenidos como muestra la Figura 24.



Figura 23: Realización de ensayo de Compresión

Fuente: Autor

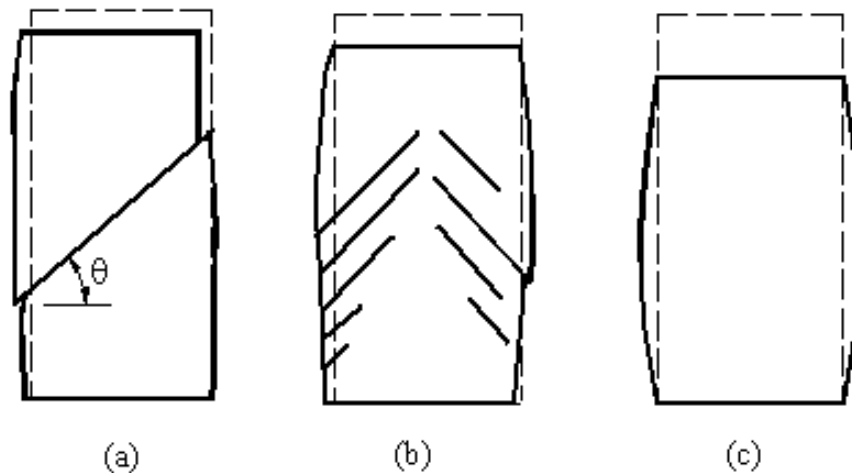


Figura 24: Tipos de falla en ensayos de compresión simple, (a-falla frágil, b-falla semi-frágil, c-falla plástica)

Fuente: (Whitlow & Millán, 1994)

3.4.9. Ensayo de Penetración Estándar – SPT

El ensayo de penetración estándar ayuda a completar la información para la descripción de cada estrato, ya que con el número de golpes del NSPT del ensayo de campo realizado, nos da la resistencia del tipo de suelo muestreado. La consistencia en el material fino o compacidad en el material granular, se puede clasificar según la Tabla 8 y la Tabla 9.

Material	Descripción	SPT-N (golpes/300mm)	Resistencia
Arcillas o Limos	Muy blanda	≤ 2	0-12 KPa
	Blanda	2-5	12-25 KPa
	Firme	5-10	25-50 KPa
	Rígida	10-20	50-100 KPa
	Muy rígida	20-40	100-200 KPa
	Dura	>40	>200 KPa

Tabla 8: Resistencia de arcillas o limos

Fuente: (Look, 2007)

Descripción	Densidad relativa (Dr)	SPT-N (golpes/300mm)		Resistencia
		Valor de campo sin corregir	Valor corregido	Ángulo de fricción
Suelta	<15%	N≤4	(NO)60≤3	F<28°
Muy suelta	15-35%	N=4-10	(NO)60= 3-8	F=28°-30°
Medianamente densa	35-65%	N=10-30	(NO)60=8-25	F=30°-40°
Densa	65-85%	N=30-50	(NO)60=25-42	F=40°-45°
Muy densa	>85%	N>50	(NO)60>42	F=45°-50°
	100%		(NO)60=60	F<50°

Tabla 9: Resistencia de SPT en arenas y gravas

Fuente: (Look, 2007)

3.5. Ensayos de laboratorio realizados

Se realizaron diferentes tipos de ensayos como:

- Granulometrías
- Limites
- Su-Torvane
- Su-Penetrómetro
- Gravedades Especificas
- Consolidaciones
- Pesos Volumétricos
- Compresiones Simples

Estos ensayos se pueden visualizar mejor en el Anexo B.

3.5.1. Normas de control utilizadas en los ensayos de laboratorio

Para los ensayos de laboratorio se utilizó las normas establecidas por la NEC 2015, en el capítulo de Geotecnia y Cimentaciones, elaborado por la American Society of Testing Materials (ASTM).

- Clasificación de Suelos para Propósitos de Ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos-SUCS), que lo clasifica por el tamaño de las partículas de suelos tanto finos y gruesos, distinguiéndolos por el tamiz #200. (ASTM D-2487, 2011)
- Práctica estándar de tubo de pared delgada para muestreo de suelos de grano fino con propósitos geotécnicos para tubos Shelby. (ASTM D-1587, 2000)
- Método Estándar de Ensayo de Penetración (SPT) y Muestreo de Suelos con tubo partido, ayuda a estimar las condiciones de diseño de los cimientos. (ASTM D-1586, 2011)
- Los métodos estándar de ensayo para Límite Líquido, Límite de plástico, y el índice de plasticidad de los suelos-Límites de Atterberg (ASTM D-4318, 2010)
- Método de Prueba estándar para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) de suelos y rocas por masa-Contenido de Humedad. (ASTM D-2216, 2010)
- Método de prueba estándar para el análisis de tamaño de partícula de Suelos-Análisis Granulométrico, ayuda a clasificar los suelos por la distribución del tamaño de las partículas por medio de porcentajes retenidos en los diferentes Tamices. (ASTM D-422, 2007)
- Método de Prueba estándar para la determinación en laboratorio de la densidad (peso unitario) de las muestras de suelo-Pesos Volumétricos. (ASTM D-7263, 2009)
- Métodos de prueba estándar para la gravedad específica de sólidos del suelo por agua con Picnómetro-Gravedad Específica. (ASTM D-854, 2014)
- Métodos de prueba estándar para unidimensionales consolidación propiedades de los suelos mediante los incrementos de la carga-Consolidación. (ASTM D-2435, 2011)

CAPITULO IV: METODOLOGÍA

4.1. Caracterización geotécnica

Después de realizar los ensayos en el laboratorio, se procedió a la elaboración de registro de perforación, el cual se encuentra en el Anexo A. A continuación, se describe los estratos de suelo por perfil y se presentara las estimaciones por parámetros de dichos estratos, los cuales sirven para analizar el comportamiento del suelo en el programa mencionados anteriormente.

Se elaboró un perfil estratigráfico nombrado Perfil A-A' para presentar la variación espacial de los geomateriales como se observa en la Figura 25. También se realizó la caracterización del suelo donde se detallaron las propiedades del suelo, donde se detectó la variación del nivel freático oscilaba a la profundidad de 1 metro, y cota de 2.60 a 2.80 metros.

Para comenzar, se puede observar que el estrato superficial se encuentra una arena arcillosa (SC) de compacidad medianamente densa (N_{60} : 8 golpes) con una densidad relativa (D_r) en el orden de 35% a 40%, cuyo espesor varía de 0 a 1.50 metros y con humedad seca (w : 8%) ya que es en la superficie del terreno no se la puede tomar como su humedad real del estrato de suelo.

Bajo este material se encontró la presencia de un estrato de arcillas de alta plasticidad (CH), de 6.00 m a 6.50 m de espesor. Este material presenta una consistencia blanda (N_{60} : 6 golpes). Los valores de humedad registrados en este estrato fluctúan entre 40% y 60%. El índice de plasticidad (IP) de este material varía entre 25% y 35% y el porcentaje de material que pasa el Tamiz #200 es superior al 75%.

Continuando con la descripción de los geomateriales se evidenció la existencia de un estrato de arena limosa (SM) de compacidad medianamente densa (N_{60} : 13 golpes) con una densidad relativa (D_r) de 45% a 50%, en la cual el contenido de finos no supera el 20%. Su espesor varía de 4.00 m a 5.00 metros.

Siguiendo la caracterización geotécnica se tiene un estrato de arcilla de alta plasticidad (CH), de 4.00 m a 5.00 m de espesor. Este material presenta una resistencia al esfuerzo cortante no drenado (S_u : 48KPa, N_{60} : 18 golpes) que corresponde a una consistencia firme. El índice de plasticidad (IP) de este material varía entre 40% a 50% y el porcentaje de material que pasa por el tamiz #200 es superior al 75%.

El quinto estrato está conformado por una arena limosa (SM) de compactación medianamente densa (N_{60} : 18 golpes), con una densidad relativa (D_r) del 40%. El porcentaje de material que pasa por el tamiz #200 varía de 20% en la parte superior del estrato a 60% en la parte inferior, con un espesor de 4.00 a 5.00 m.

Finalmente se tiene un material conformado por una arcilla de alta plasticidad (CH) de consistencia variable entre firme a muy rígida (N_{60} : 6 golpes a 24 golpes) conforme aumenta la profundidad, el espesor de este material es de 10 metros. La resistencia al esfuerzo cortante no drenado (S_u) varía de 45 KPa a 90 KPa entre los 20 y 30 metros, respectivamente. El índice de plasticidad (IP) de este material está en el orden de 50 a 60% y el porcentaje de material pasante del tamiz #200 es superior al 75%. Encontrando dos estratos de turba (PT) de 1 metro cada uno a partir de los 20 metros de profundidad.

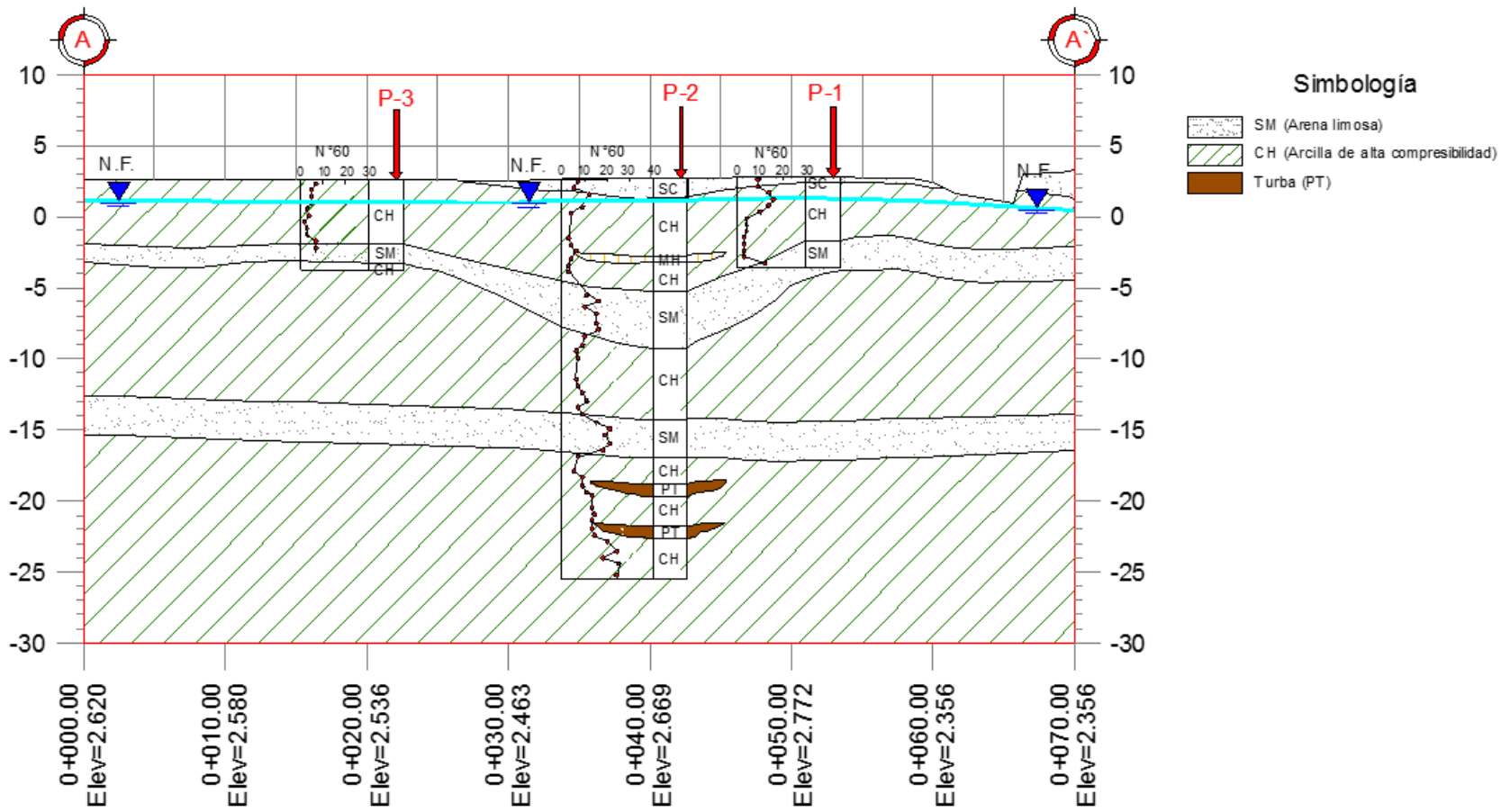


Figura 25: Perfil Estratigráfico

Fuente: Autor

En la Figura 26, Figura 27 y Figura 28, se encuentra las caracterizaciones con los resultados de los ensayos de laboratorio obtenidos, con color lleno se representan los valores medidos en laboratorio y los símbolos vacíos son estimaciones que se ha realizado en base de correlaciones como se explica a continuación.

Los valores de Resistencia al esfuerzo Cortante no drenado (S_u), son medidos con los ensayos de laboratorio, se ha estimado los mismos a partir de los valores de N_{60} , para ello se utilizaron las siguientes recomendaciones de Brown & Hettiarachchi, (2008):

$$\frac{S_u}{P_{atm}} = \alpha \times N_{60}$$

Donde:

- α : 0.04
- P_{atm} : presión atmosférica. (100 kN/m²)

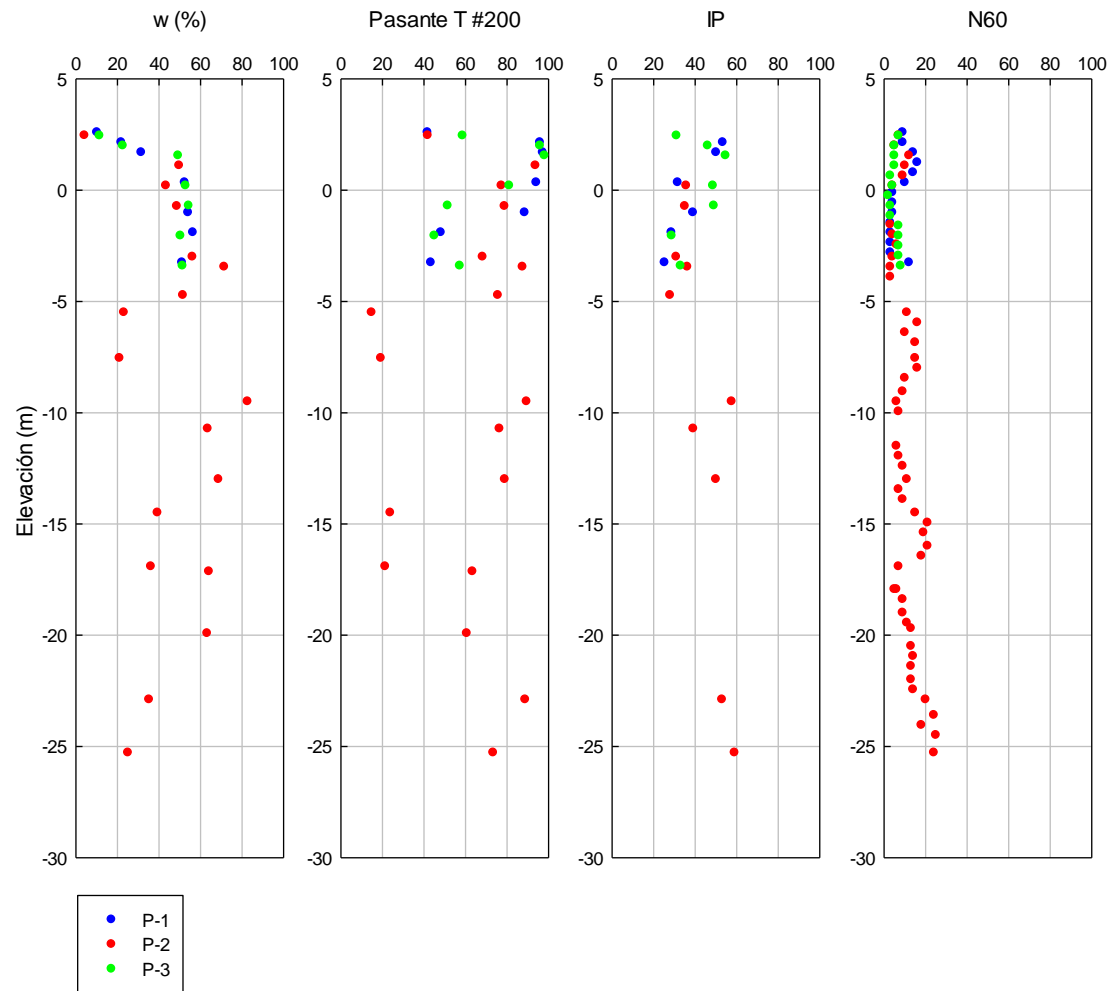


Figura 26: Caracterización geotécnica: humedad (w), pasante tamiz #200, índice de plasticidad (IP), número de golpes del ensayo (N_{60})

Fuente: Autor

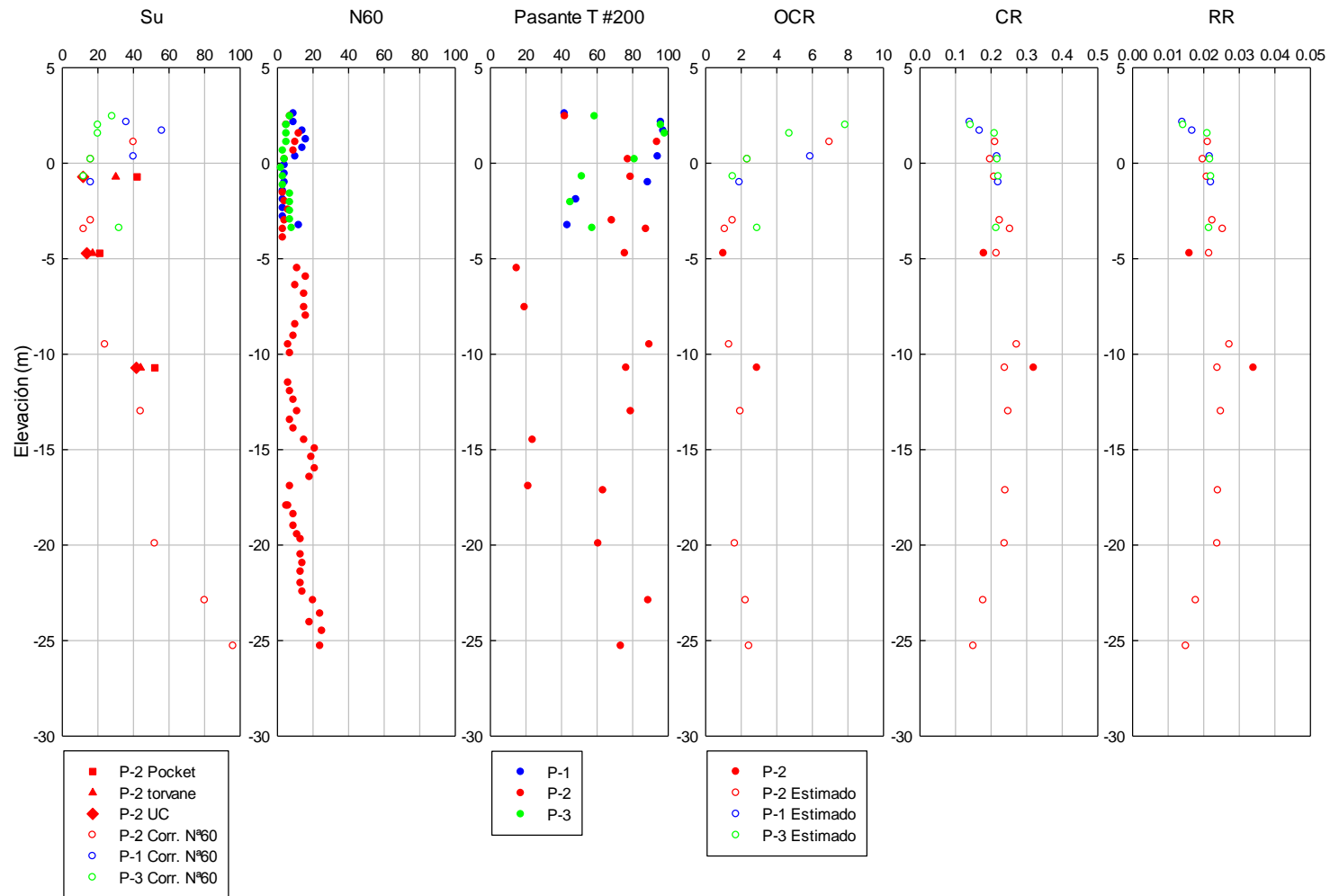


Figura 27: Caracterización geotécnica: resistencia al esfuerzo no drenado (S_u), número de golpes del ensayo (N_{60}), y Pasante Tamiz #200, razón de sobreconsolidación OCR, CR y RR

Fuente: Autor

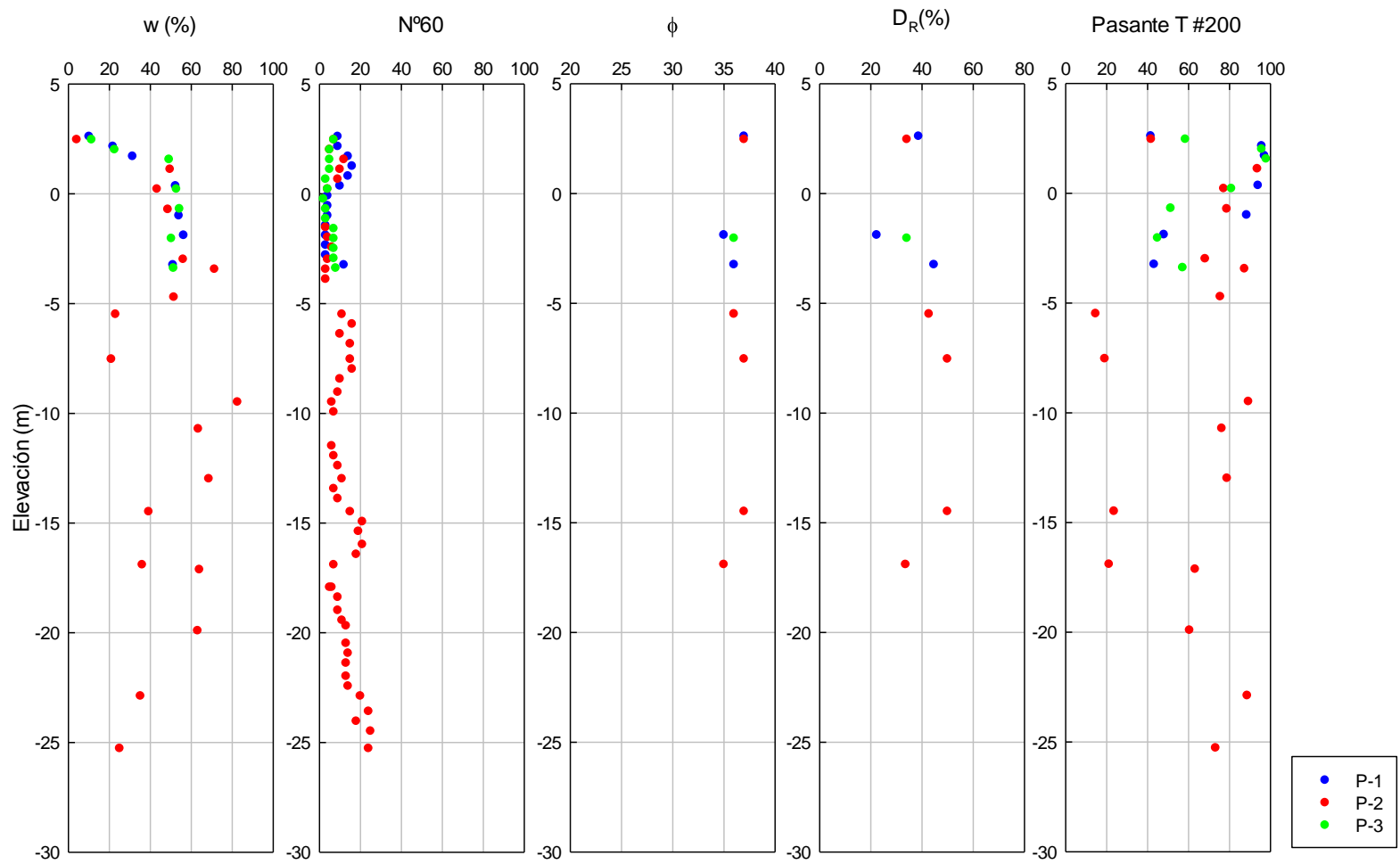


Figura 28: Caracterización geotécnica: humedad (w), número de golpes del ensayo (N₆₀), ángulo de fricción interna de partículas (Φ), densidad relativa (Dr) y Pasante Tamiz #200

Fuente: Autor

Adicionalmente se han estimado los valores de OCR empleando ecuaciones tipo SHANSHEP, calculadas a partir de estudios de Vera Gruanuer (2014).

Para la estimación de la relación de sobre consolidación (OCR) se ha empleado el criterio de normalización de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado, o SHANSEP (Ladd & DeGroot, 2003) donde se indica:

$$\frac{Su}{\sigma'_{vo}} = S \cdot OCR^m$$

Se ha considerado para la zona de estudio, valores de S y m iguales a la zona geotécnica D4 de la ciudad de Guayaquil (Figura 29 y Figura 30), debido a la cercanía que se tiene entre la misma, como se puede observar en la Figura 31.

En la Tabla 10 se presenta los valores de s y m para diferentes zonas geotécnicas de la ciudad de Guayaquil; Para la zona geotécnica D4 los valores adoptados de S y de m son 0.26 y 1.00 respectivamente, según lo establecido en el estudio de microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil como se muestra a continuación.

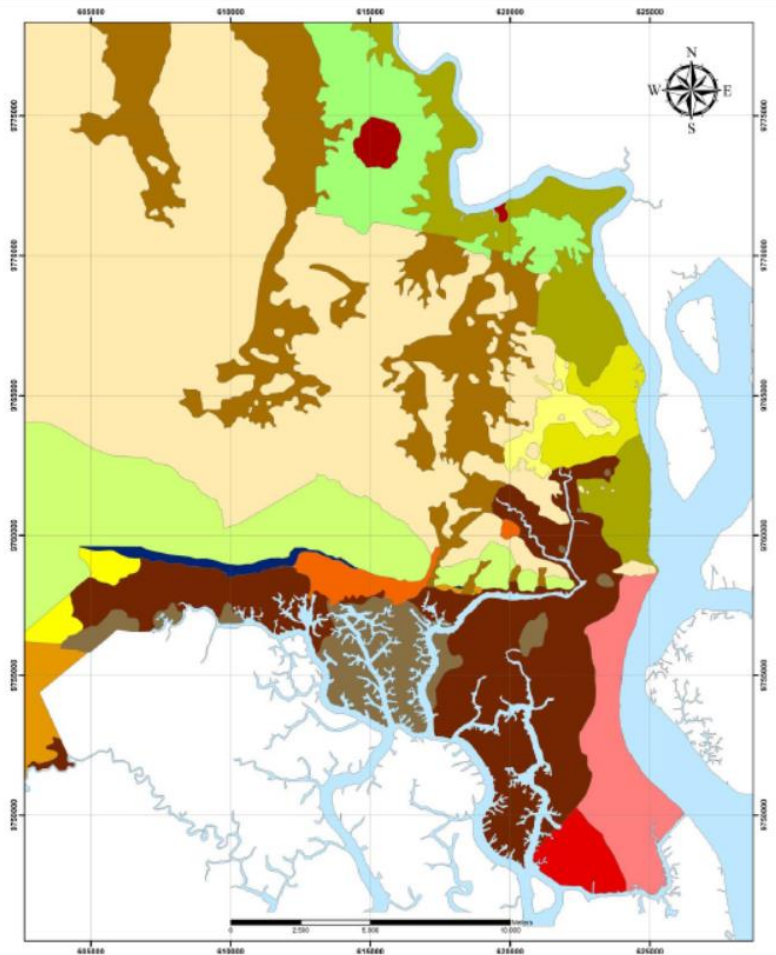


Figura 29: Mapa de Zonificación Geotécnica de Guayaquil
Fuente: (Vera Gruanuer, 2014)

Legenda		D7 Formación Rocosa	
Zona	Descripción	G. Ancón	G. Azúcar
D1	Depósitos Deltaico - Estuarino (Este - Centro)	Fm. San Eduardo	
D2	Depósitos Deltaico - Estuarino (Sur)	Fm. Guayaquil	
D3A	Depósitos Deltaico - Estuarino (Oeste - Norte - Trinitaria)	Fm. Cayo	
D3B		Rocas Graníticas Indiferenciadas	
D4A	H < 10 m	Fm. Piñón	
D4 B	10 m < H < 20 m	Mer	
D4C	H > 20 m		
D5	Depósitos Aluvio - Lacustres		
D6	Depósitos Coluviales		

Figura 30: Descripción Geotécnica para la simbología de cada zona del mapa
Fuente: (Vera Gruanuer, 2014)

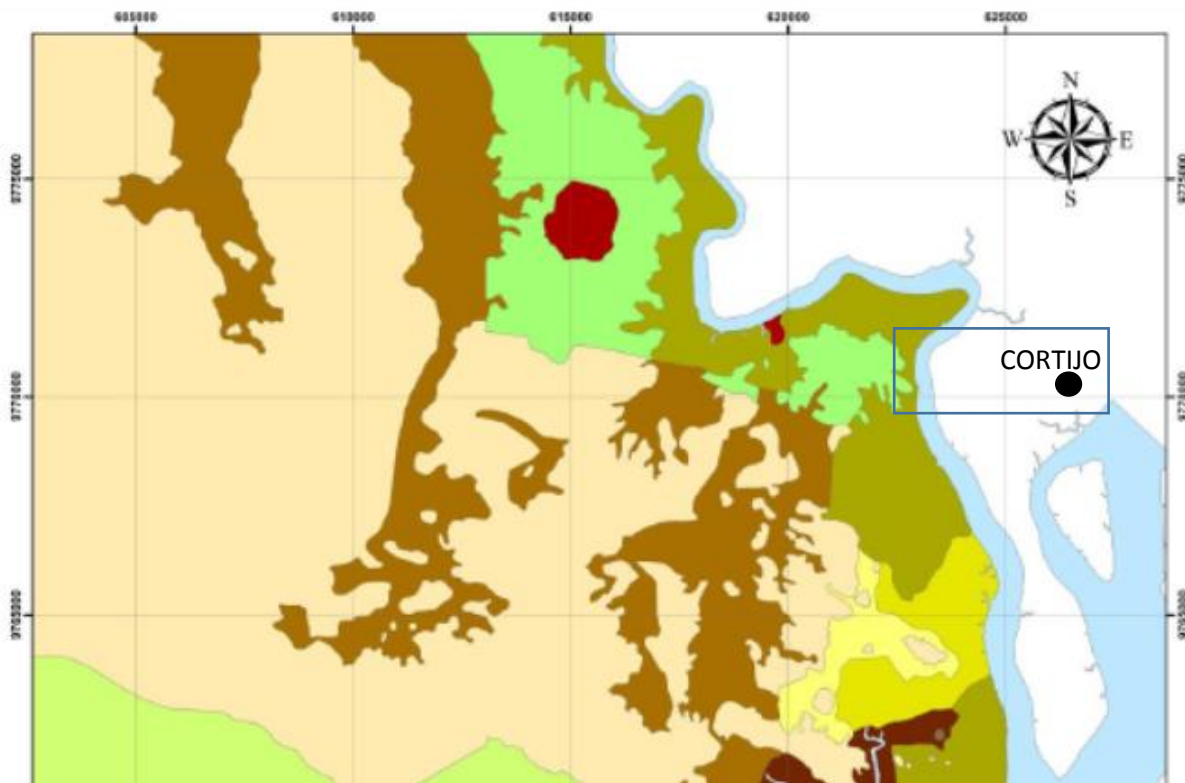


Figura 31: Ubicación de la zona de estudio en el Mapa de Zonificación Geotécnica
Fuente: (Vera Gruanuer, 2014)

Zona Geotécnica	Arcillas de Guayaquil (CH/OH)	S	m
D1	Deltaicas-Estuarinas (Centro-Este)	0.30	1.00
D2	Deltaicas-Estuarinas (Sur)	0.25	0.99
D3	Deltaicas-Estuarinas (Oeste, Norte, Isla Trinitaria)	0.22	0.75
D4	Valle Aluvial (Norte)	0.26	1.00
D5	Aluvial-Lacustrino (Noroeste)	0.36	0.84

Tabla 10: Estimación de los parámetros tipo de SHANSEP para las arcillas de Guayaquil
Fuente: (Vera Gruanuer, 2014)

Los estudios de Vera Gruanuer 2014, establecieron la correlación detallada en la Figura 32 para estimar el valor del parámetro CR en función de la humedad y para determinar el valor de RR también en función de la humedad, en los dos casos se ha seleccionado el valor α_D correspondiente a la mediana. RR y CR son la relación de recompresión y la relación de compresión virgen (características de compresión que son definidas en espacio convencional e_v - $\log s'_v$)

$$RR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{C_r}{1 + e_o}$$

$$CR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v} = \frac{C_c}{1 + e_o}$$

Donde

- C_r es el índice de recompresión
- C_c es el índice de compresión
- e_o es la relación de vacíos inicial o *in situ*.

Vera et al. (2005) desarrolló las formulaciones para estimados los valores de CR y RR para las arcillas del valle aluvial de Guayaquil son las siguientes:

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_o} \cong \alpha_D \sqrt{w_n}$$

$$RR = \frac{C_r}{1 + e_o} \cong \alpha_{Dr} \sqrt{w_n}$$

Donde

- α_D : coeficiente empírico que toma en cuenta (cualitativamente) el efecto del contenido de diatomeas en la estructura de las arcillas para estimar la relación de compresión (CR).
- α_{Dr} : coeficiente para estimar el índice de recompresión (RR).

$$\alpha_{Dr} = \frac{\alpha D}{10}$$

- w_n : contenido de humedad natural.

En la Figura 32 se señalan los valores de α_{Dr} estimados para la zona de valle aluvial de Guayaquil.

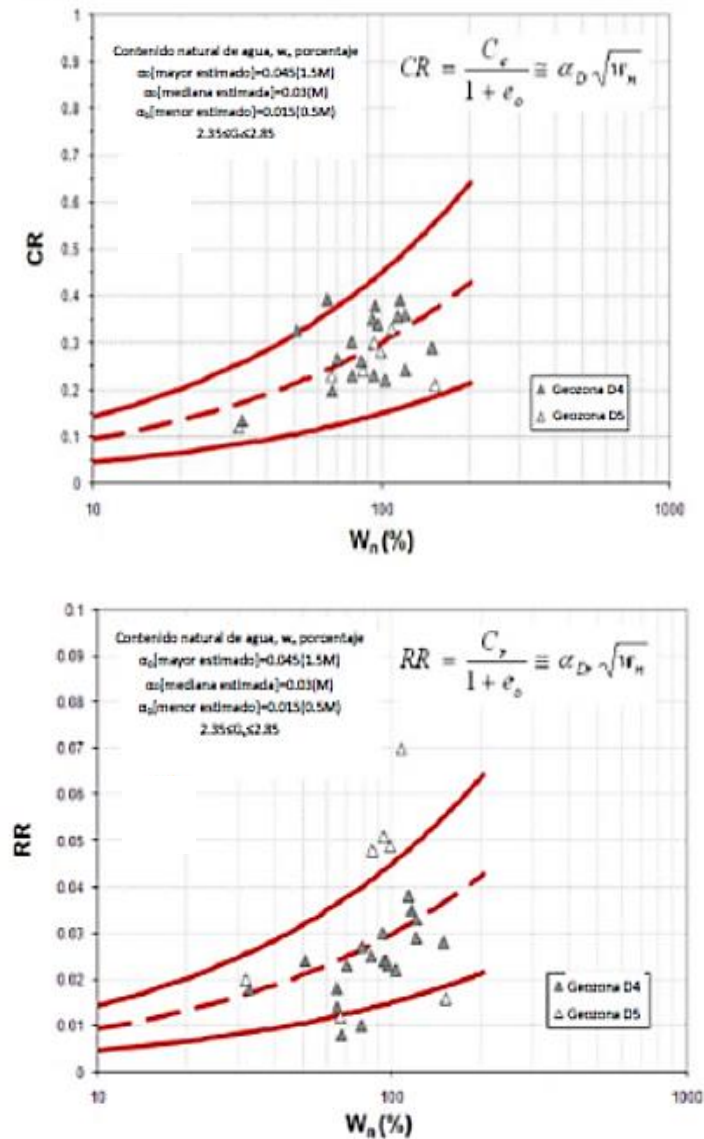


Figura 32: Estimaciones de CR y RR para arcillas de valle aluvial de Guayaquil

Fuente: (Vera Grunauer, Kayen, Tandazo Ortega, Ramírez Calderón, & Vera Grunauer, 2005)

Los valores estimados de OCR por medio del método SHANSEP, se presentan en las caracterizaciones por medio de símbolos vacíos como se muestra en la Figura 33.

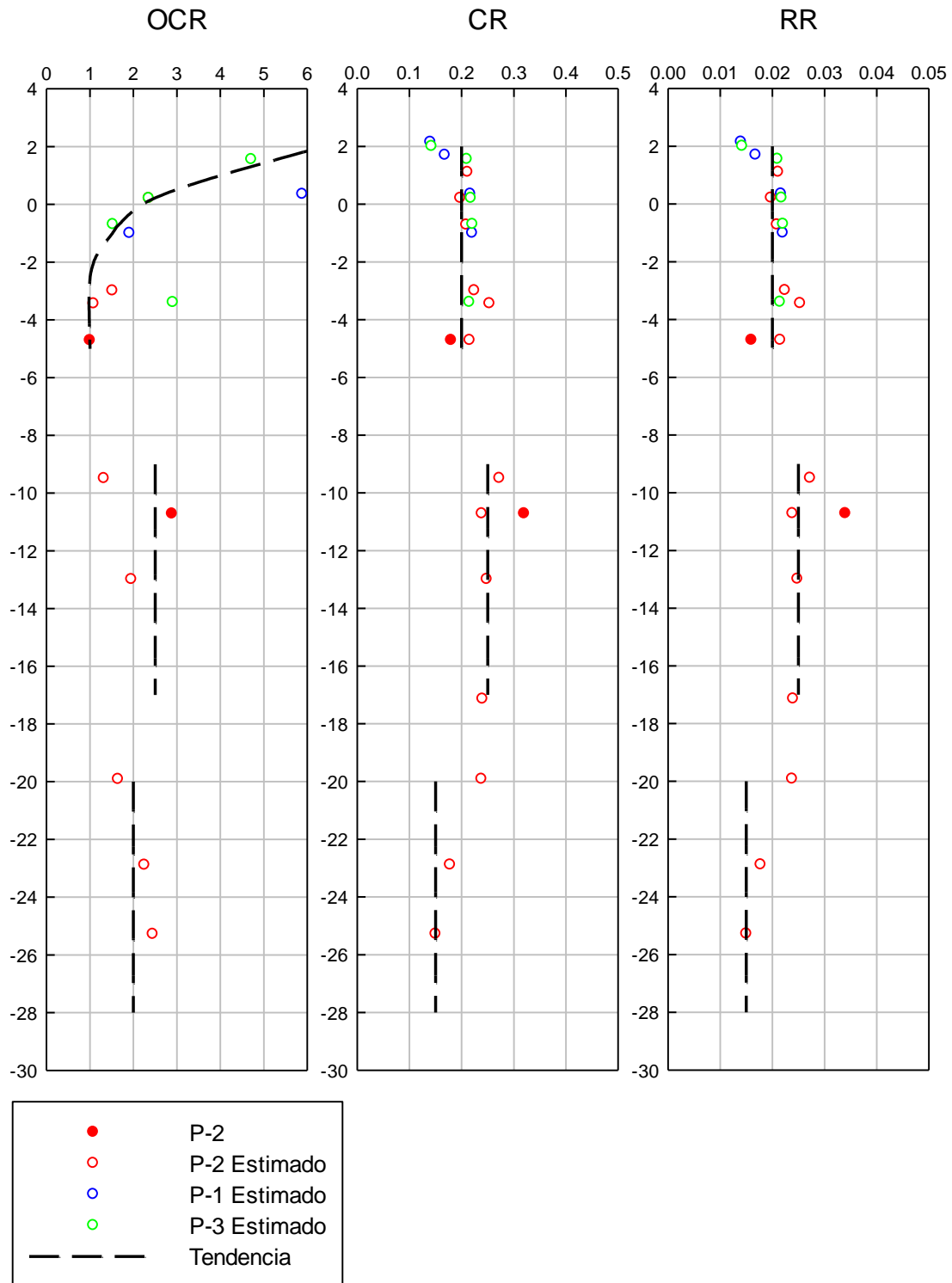


Figura 33: Selección de parámetros geotécnicos para consolidación

Fuente: Autor

Como parte de las caracterizaciones también se ha incluido la densidad relativa, ésta es una propiedad índice de los suelos y es una manera de indicar el grado de compacidad (compactación) de un suelo. Se puede emplear tanto para suelos en estado natural como para rellenos compactados artificialmente.

Los resultados de los ensayos SPT han sido analizados con la metodología propuesta por Idriss & Boulanger (2003) que permite correlacionar la densidad relativa (D_r) con el número de golpes ($N_{1,60}$) a través de la siguiente expresión:

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{60}}$$

Dónde:

$N_{1,60}$ = N_{60} corregido para el confinamiento.

$$N_{1,60} = N_{60} * \sqrt{\frac{100}{\sigma'_{vo}}}$$

También se ha obtenido los valores de ángulo de fricción pico (Φ) a partir de los valores de densidad relativa y esfuerzo de consolidación o confinante efectivo. Los valores de Φ obtenidos de la Figura 34 se los ha reducido en 2 grados debido al contenido de finos. (Schmertmann, 1978)

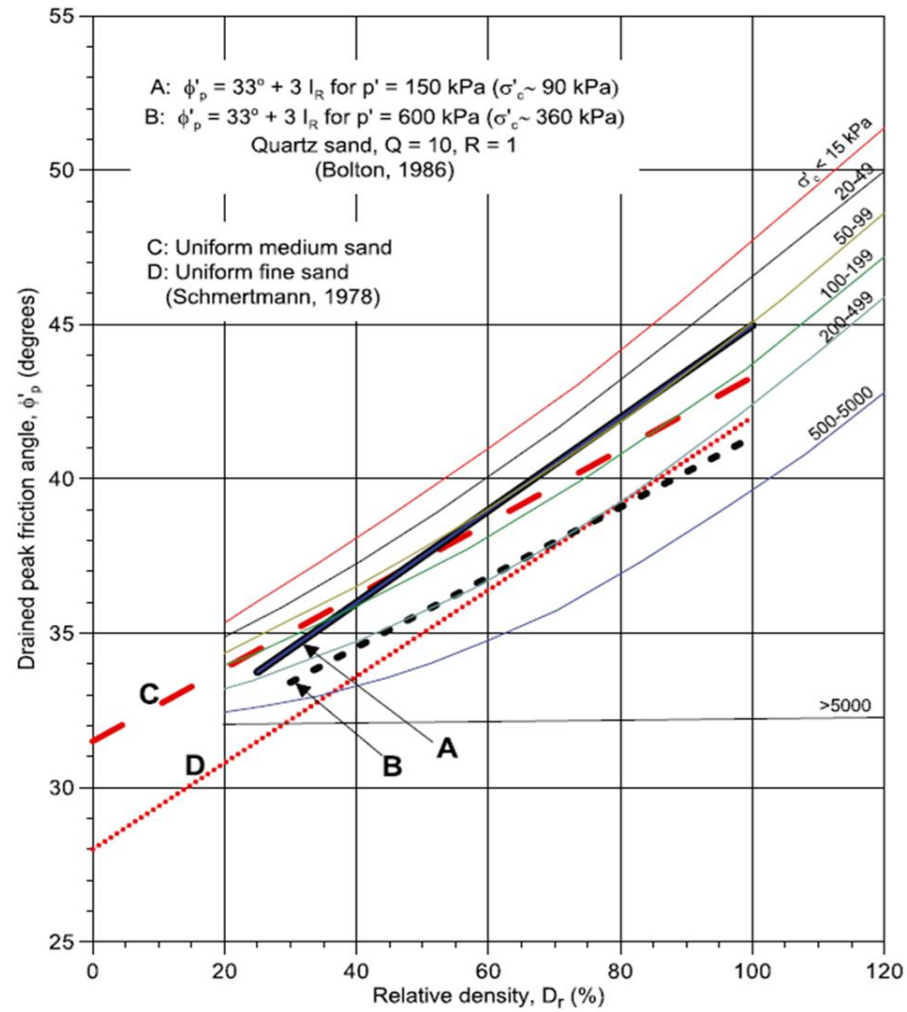


Figura 34: Ángulo de fricción drenado pico Φ'_p , como función de la densidad relativa D_r , y del esfuerzo confinante efectivo σ'_c .

Fuente: (Bolton, 1986)

4.2. Zonificación Sísmica regional

Considerando la ubicación geográfica del proyecto y con referencia al mapa de Zonificación Sísmica para Diseño (NEC-SE-DS), nos muestra que el sitio de estudio se encuentra en la Zona Sísmica V, lo cual representa un factor Z de 0.4 g de aceleración máxima esperada, como se puede observar en la Figura 35 y Tabla 11.

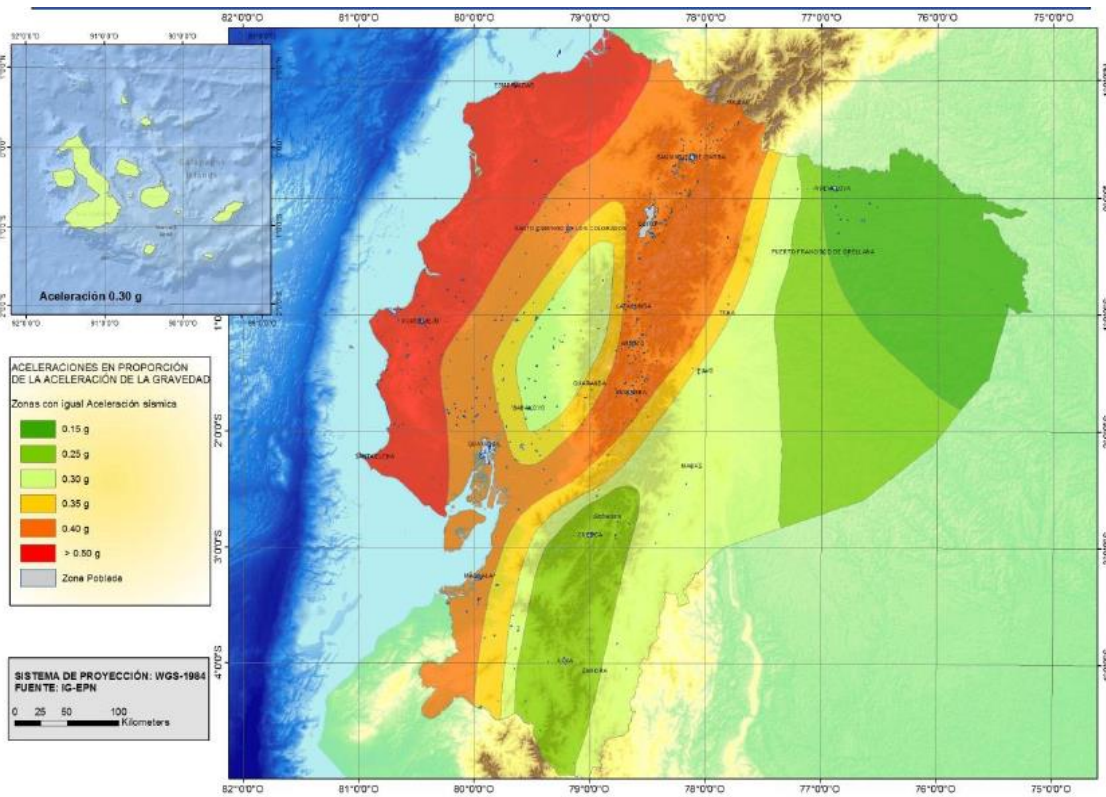


Figura 35: Zonificación Sísmica en el Ecuador – Aceleración Máxima en Roca

Fuente: (NEC, 2015)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Tabla 11: Factores Z para las zonas sísmicas de la región ecuatoriana

Fuente: (NEC, 2015)

Para la evaluación de los efectos locales de la respuesta sísmica, la NEC-2015 presenta la clasificación de perfiles de suelo mostrada en la Tabla 12. Con los resultados de la resistencia al corte no drenado se determinó el valor de (S_u) en los 30 primeros metros del perfil de suelo.

Se puede apreciar en la Figura 27 la existencia de estratos arcillosos de alta compresibilidad de consistencia blanda a firme, ubicados de 2 a 8 metros de profundidad y de 9 a 14 metros de profundidad, el valor de S_u promedio fue inferior a los 50 kPa con un N_{60} de 10 a 18 golpes.

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de la velocidad de la onda cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelo muy densos o roca blanda que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$\bar{N} \geq 50,0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ Kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > \bar{N} \geq 15$ $100 \text{ KPa} > \bar{S}_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40$ $\bar{S}_u < 50 (\approx 1 \text{ Kgf/cm}^2)$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases: F1.- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F2.- Turbas y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F3.- Arcillas de alta plasticidad (H>7.5m con índice de plasticidad IP>75). F4.- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>30m). F5.- Suelos con contrastes de impedancia ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. F6.- Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla 12: Tabla de clasificación del tipo de suelo

Fuente: (NEC, 2015)

De acuerdo a los parámetros obtenidos de los estratos arcillosos presentan un S_u menor a 50 KPa y su espesor es superior a 3 m, por lo tanto, se ha clasificado al suelo encontrado en el sitio como Suelo Tipo E.

4.3. Análisis de límites de falla y servicio

En la zona de estudio se observa la cota del terreno natural en el orden de los 2.40 metros y la cota de acera se encuentra a 4.00 metros. Debido a estas diferencias de cota se demuestra que se necesita un relleno de aproximadamente 1.60 metros de espesor para alcanzar la cota del proyecto.

Se ha configurado una sección típica de cimentación mediante zapatas corridas y además se ha estimado una carga de servicio correspondiente a una residencia de dos pisos. A continuación, se detalla las cargas estimadas y un esquema de cimentación estimada que se utilizó.

Las cargas de servicio se han estimado en: 590 kg/m² para la carga sobrepuesta (SD) y 250 kg/m² para la carga viva (L), como se observa en la Tabla 13.

Sobrepiso	50 kg/m ²
Paredes	520 kg/m ²
Instalaciones	10 kg/m ²
Varios	10 kg/m ²
SD	590 kg/m²
L	250 Kg/m²

Tabla 13: Carga sobrepuestas (SD) y vivas (L)

Fuente: Geoestudios S.A.

Con la presente información se ha estimado la ubicación de las columnas y ejes estructurales del proyecto con los cuales se trazó un esquema de la cimentación considerando zapatas en dos direcciones como se muestra en la Figura 36.

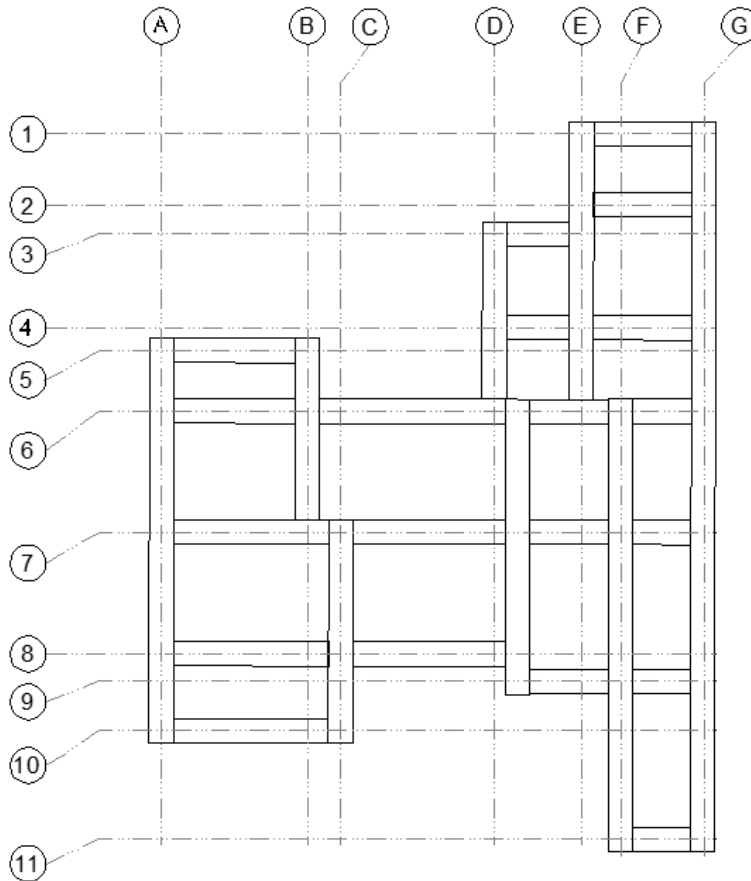


Figura 36: Esquema de cimentación estimada

Fuente: Geoestudios S.A.

En esta sección se ha evaluado los asentamientos por consolidación producidos por el relleno y la capacidad portante del suelo para resistir las cargas de servicio para una edificación de dos niveles que se contempla en la zona del proyecto.

4.3.1. Análisis de límite de falla

Acorde a la condición estratigráfica de los sondeos exploratorios P-01, P-02, y P-03, se escogió una cimentación de tipo superficial compuesta por zapatas en dos direcciones (zapatas corridas) para que cumpla con el estado límite de falla para las cargas de servicio.

Como se mencionó anteriormente para alcanzar la cota del proyecto se requiere colocar un relleno superficial cuyo espesor se encuentra en el orden de 1.60 m . De manera conservadora se evaluo un perfil de suelo que no considere la aportación del estrato arenoso superficial puesto que su espesor es variable y en algunas zonas es inexistente, unicamente se tomo el aporte del relleno (h=1.60 m) seguido de un estrato arcilloso de alta compresibilidad con un espesor de 6.50 metros.

En la Tabla 14 se muestra el esquema del escenerio que se analizó con sus respectivos parámetros de capacidad de carga del suelo.

Estrato	Material	Espesor (m)	Y (KN/m3)	Φ	Su (KPa)
1	Relleno	1.60	18	38	0
2	CH	6.50	15	0	18

Tabla 14: Perfil del subsuelo y parámetros geotécnicos de capacidad de carga

Fuente: Autor

Se ha evaluado la capacidad de carga utilizando la teoría bicapa desarrollada por Meyehof & Hanna (1978) para cimentaciones rígidas. Los factores de capacidad de carga empleados son los recomendados por Meyerhof y para la determinación de la capacidad de carga admisible como se observa en la siguiente fórmula:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde

- q_u : capacidad de carga última
- FS: factor de seguridad

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción Capítulo Geotecnia y Cimentación NEC-SE-GC (2015), se ha empleado un factor de seguridad (FS) igual a 3 considerando una carga viva normal (ver Tabla 15).

CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Tabla 15: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, F.S.I.M

Fuente: (NEC, 2015)

La teoría desarrollada por Meyerhof y Hanna permite estimar la capacidad de carga última para plintos y zapatas soportadas sobre un suelo fuerte, el cual estaría representado por el material de relleno (Estrato de suelo 1), bajo la cual subyace una capa de suelo débil, la misma que en el presente caso sería la arcilla de consistencia blanda registrada mediante la perforación P-02 (Estrato de suelo 2) como se muestra la Figura 37.

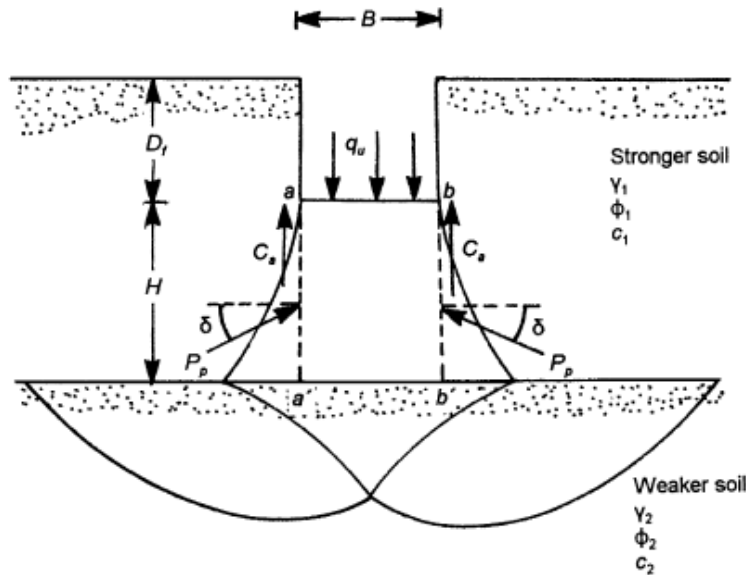


Figura 37: Esquema suelo rígido sobre suelo blando

Fuente: (Terzaghi, 1943)

Las ecuaciones a considerar para el modelo empleado son las de Meyehof y Hanna (1978), las cuales son las siguientes:

$$q_u = 5.14 * c_2 \left[1 + 0.2 * \frac{B}{L} \right] + \left[1 + \frac{B}{L} \right] * \left[1 + \frac{2Df}{H} \right] * \left[\frac{Ks * \tan \varphi * \lambda s}{B} \right] * \gamma_1 * H^2 + \gamma_1 * Df < q_t$$

$$q_t = \gamma_1 * Df * Nq \left[1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) * \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right] + 0.5 * \gamma_1 * B * Ny * \left[1 + 0.1 * \frac{B}{L} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

Donde

- q_u : Capacidad de carga última
- γ_1, γ_2 : Peso específico del suelo 1 y 2 (KN/m³)
- B, L: Dimensiones de cimentación, ancho y largo
- H: Espesor de capa fuerte, debajo del desplante de la cimentación

- Df: Desplante de la cimentación
- N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga, en función del ángulo de fricción del suelo (Φ)
- Φ_1, Φ_2 : Ángulo de fricción de capas de suelo 1 y 2
- c_1, c_2 : Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (KPa)

La fórmula para garantizar el cumplimiento del estado límite de falla es:

$$q_{adm} > q_{contacto}$$

Con el modelo geotécnico descrito anteriormente y las estimaciones de los parámetros geotécnicos, se ha calculado las capacidades de carga admisible variando el ancho de la zapata (B) y el nivel de desplante (Df). Los resultados se muestran en la Tabla 16, Tabla 17 y Tabla 18.

B (m)	q_{adm} (Ton/m²)	q_{adm} (kPa)
3.00	4	43
2.00	6	56
1.50	7	67
1.00	10	95
0.80	13	127
0.60	16	157

Tabla 16: Capacidad de carga del suelo para zapatas de diferente ancho con una profundidad de desplante Df =1.00 metro

Fuente: Autor

B (m)	q_{adm} (Ton/m²)	q_{adm} (kPa)
3.00	4	41
2.00	5	52
1.50	6	62
1.00	9	86
0.80	11	114
0.60	14	139

Tabla 17: Capacidad de carga del suelo para zapatas de diferente ancho con una profundidad de desplante $D_f = 0.80$ metros

Fuente: Autor

B (m)	q_{adm} (T/m²)	q_{adm} (kPa)
3.00	4	39
2.00	5	49
1.50	6	56
1.00	8	77
0.80	10	101
0.60	12	122

Tabla 18: Capacidad de carga del suelo para zapatas de diferente ancho con una profundidad de desplante $D_f = 0.60$ metros

Fuente: Autor

4.3.1.1. Análisis de resultados del estado Límite de Falla

Mediante los resultados obtenidos del análisis de capacidad de carga se puede apreciar en la Figura 38, para zapatas de anchos de 1.20 m a 1.70 m desplantadas a 0.80 m. la capacidad admisible del suelo se encuentra en 60 KPa, respectivamente.

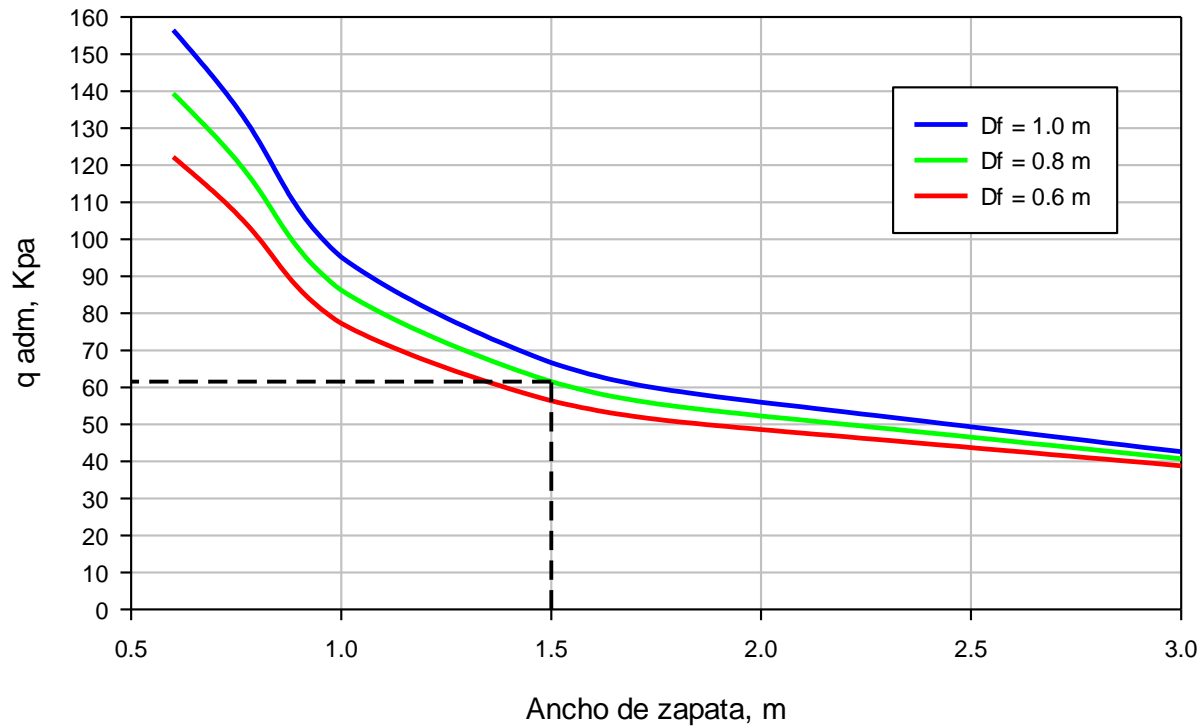


Figura 38: Gráfico de resumen ancho de zapata vs capacidad de carga (q_{adm}).

Fuente: Autor

En la Tabla 19 se asume que el peso total del edificio es de 873 Ton. que será aplicado en 300 metros lineales de zapatas de acuerdo al esquema de cimentación modelado para este proyecto (Figura 36). Con la siguiente ecuación se estima la carga de contacto a utilizar:

$$q_{contacto} = \frac{q_{servicio}}{\text{Área de cimentación}}$$

$$q_{contacto} = \frac{873 \text{ Ton}}{450 \text{ m}^2} = 1.94 \text{ T/m}^2 \cong 2.00 \text{ T/m}^2$$

Donde

$q_{contacto}$; Carga de contacto

$q_{servicio}$; carga de servicio = 873 Ton.

Área de cimentación: En este caso se utilizó el área de zapata = 1.50m x 300m = 450 m²

Para zapatas de 1.50 m de ancho se tendrá una descarga sobre el suelo en el orden de las 2 Ton/m².

Descripción	Carga (Kg/m ²)	Área (m ²)	Peso (Ton)
Planta Alta (PA)	840	730	613.2
Cubierta (PC)	200	730	146
PA+PC=			759.2
Peso Propio = 15% (PA+PC)			113.88
Peso Total del edificio			873

Tabla 19: Análisis de cargas asumidas

Fuente: Autor

Considerando que el esfuerzo de contacto es del orden de 20 KPa (2 Ton/m²), valor que fue estimado en base a aproximaciones. En función de esto es recomendable adoptar una zapata de 1.50 metros de ancho con una profundidad de desplante de 0.80 metros, cimentación que provee una capacidad portante de 60 Kpa con lo cual se cumple el estado límite de falla:

$$60\text{Kpa} > 20\text{Kpa}$$

4.3.2. Análisis de límite de servicio

Este análisis consiste en determinar la magnitud de los asentamientos que podrían generarse con un tipo de cimentación propuesta y tiene por objeto evitar que se produzca una pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura, la cual podría suceder no necesariamente a corto plazo. Estos asentamientos son contrastados con los límites que recomiendan distintas

normas para salvaguardar la funcionalidad de la estructura. Adicionalmente se determina el tiempo en que se producirán estos asentamientos.

En este proyecto se espera que se produzcan asentamientos inmediatos, los cuales se dan en el material sobre el cual descansará la cimentación (relleno granular), sin embargo, la arcilla ubicada bajo el relleno también sufrirá asentamientos inmediatos, pero de menor magnitud debido a la disipación de esfuerzos que se produce en el relleno granular.

Para este análisis de manera conservadora se utilizó el perfil de suelo detectado en la perforación P-02 y se ha evaluado los asentamientos por consolidación mediante la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, mediante el algoritmo Settle 3D.

El cálculo de los asentamientos por consolidación primaria se considera con los resultados de la relación de sobre consolidación del subsuelo (OCR) y los valores de CR y RR que permiten estimar los coeficientes de Janbu (1981)

$$m = \frac{2.3}{CR}$$

$$mr = \frac{2.3}{RR}$$

Donde

- m: Módulo número de Janbu
- mr: Módulo número de recompresión de Janbu

Para determinar el tiempo de consolidación se ha calculado el coeficiente de consolidación vertical (C_v) mediante la siguiente fórmula, dada por Terzaghi, (1943):

$$C_v = \frac{TH_{dr}^2}{t}$$

Donde:

- T: 0.848 (Método de raíz cuadrada del tiempo-Taylor)
- t: tiempo
- H_{dr} : Altura de muestra consolidada

En la Figura 39 se muestran los resultados de C_v , para los estratos de suelo (Tabla 20) hasta los 18 m de profundidad los valores de C_v se estiman en el orden de los $3 \text{ m}^2/\text{año}$ y para los estratos arcillosos de 18 m de profundidad en adelante el C_v se estima en $5 \text{ m}^2/\text{año}$.

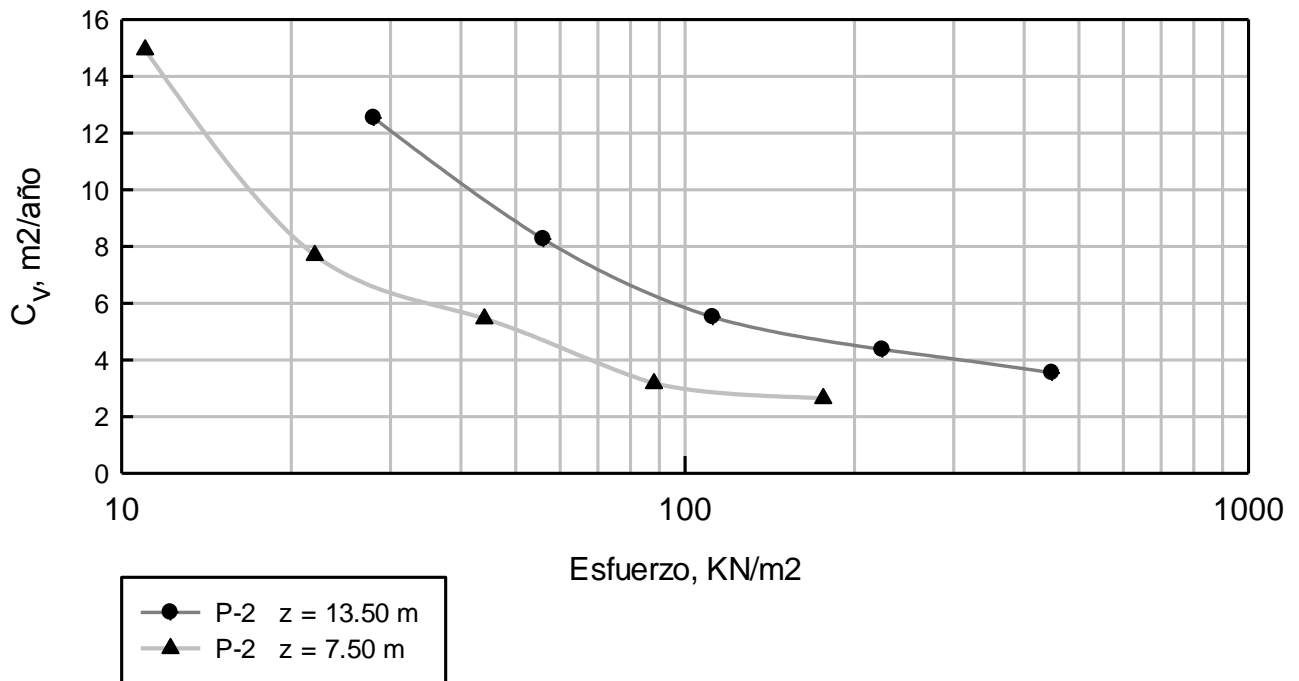


Figura 39: Coeficientes de Consolidación vertical C_v

Fuente: Autor

Estrato	Material	γ KN/m ³	CR	RR	OCR Superior	OCR Inferior	C_v m ² /años
0	SC	16	-	-	-	-	
1	CH	15	0.2	0.02	2.5	1	3
2	CH	15	0.2	0.02	1	1	3
3	SM	16	-	-	-		

4	CH	15	0.25	0.025	2.5	2.5	5
5	SM	16	-	-	-		
6	CH	15	0.15	0.015	2	2	5

Tabla 20: Parámetros geotécnicos para consolidación

Fuente: Autor

En los análisis se evaluaron los asentamientos que se producirán por la carga del relleno de 1.60 metros de altura en toda el área del proyecto y las cargas de servicio debido a la edificación de dos niveles. Los análisis se realizaron empleando el software SETTLE 3D, en el cual se ingresaron los parámetros adoptados para cada uno de los materiales considerados en el análisis, los cuales se muestran en la Tabla 20.

4.3.2.1. Análisis de resultados del Estado Limite de Servicio

De acuerdo al perfil de Asentamiento vs Elevación, obtenido del programa Settle 3D se muestra en la Figura 40, en la cual se observa que el 80% de los asentamientos se producen en el estrato arcilloso ubicado entre 1.50 m a 8.00 m de profundidad, donde predominan arcillas de alta compresibilidad de consistencia blanda con N_{60} inferiores a los 10 golpes.

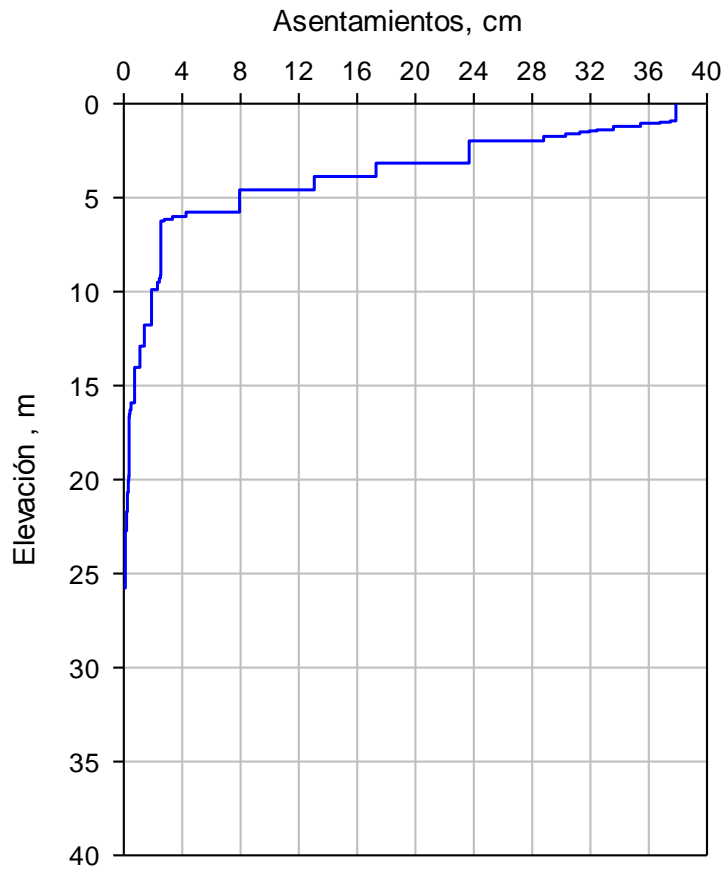


Figura 40: Perfil de asentamientos para la zona de estudio

Fuente: Autor

En la zona de estudio se demuestra con la Figura 41, que la estructura requiere 2 años a partir de la colocación del relleno para producir el 95% de consolidación por el gráfico obtenido en Settle 3D.

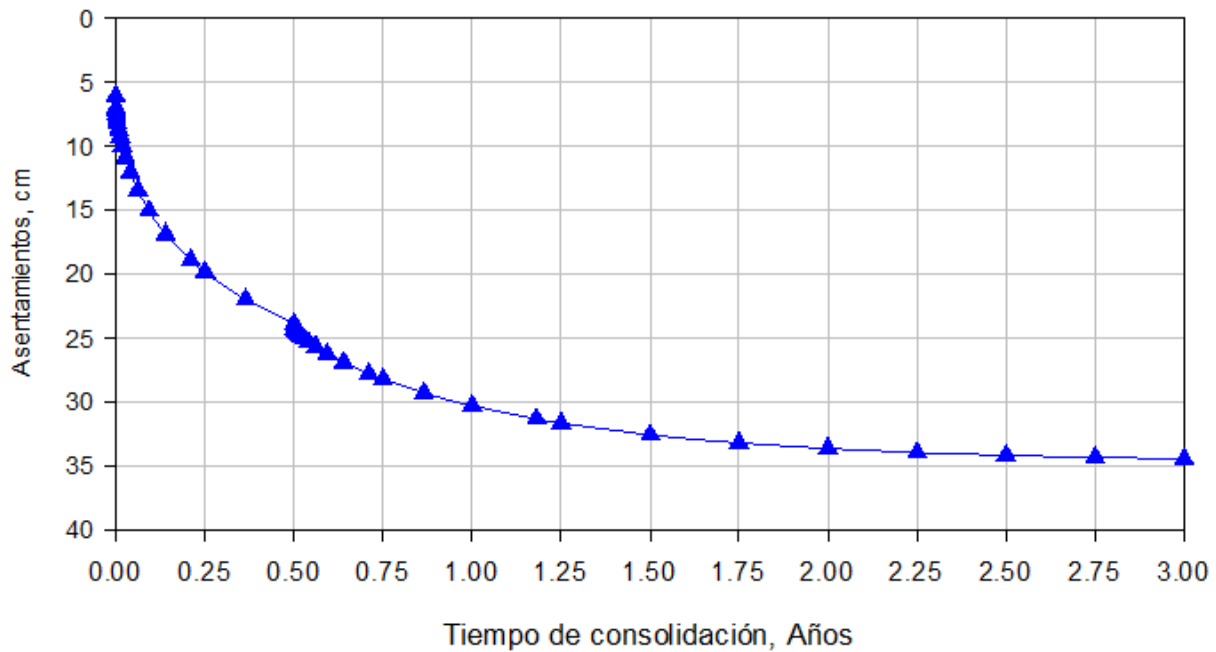


Figura 41: Cálculo de tiempo de consolidación por la carga de relleno y cargas de servicio

Fuente: Autor

En la Figura 42 obtenida por el programa Settle 3D, se muestran las zonas cercanas a la edificación los asentamientos totales por consolidación oscilan entre 35 a 40 cm, en las zonas exteriores los asentamientos están en el orden de los 25 cm y en las zonas que se encuentran fuera del área del proyecto los asentamientos son inferiores a 1 cm.

Los asentamientos estimados en toda el área del proyecto son superiores a los asentamientos totales admisibles de la norma NEC-15 (asentamientos admisibles < 30cm). Por lo tanto, se consideró la alternativa de solución mediante la técnica de precarga para acelerar los asentamientos totales.

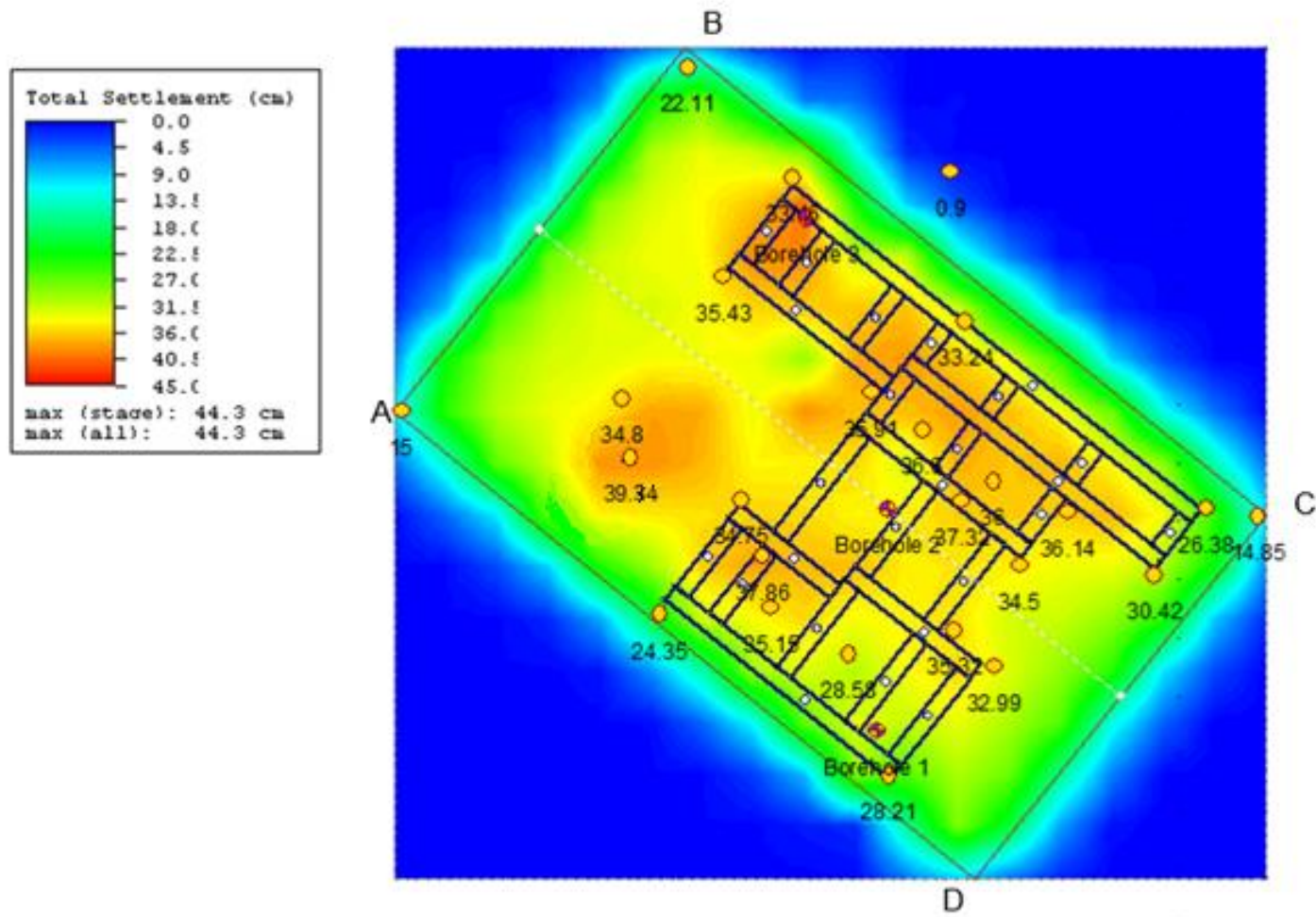


Figura 42: Ubicación de las perforaciones y asentamientos por consolidación (cm)

Fuente: Autor

CAPITULO V: PROPUESTA DE MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELO

5.1. Mejoramiento del suelo por precarga

Debido a que la estructura proyectada, experimentaría asentamientos diferenciales y totales de magnitudes que superan lo permitido en la norma NEC-15, producto de la variación espacial de los espesores de los estratos arcillosos. Estos suelos generan niveles de servicio no adecuados, por lo cual se considera como mejoramiento masivo del subsuelo de cimentación la técnica de precarga.

Esta técnica consiste en aplicar al terreno una carga superior a la carga de servicio proyectada, provocando su consolidación y aumentando su resistencia en un tiempo menor al proyectado por las cargas de servicio (ver Figura 43).

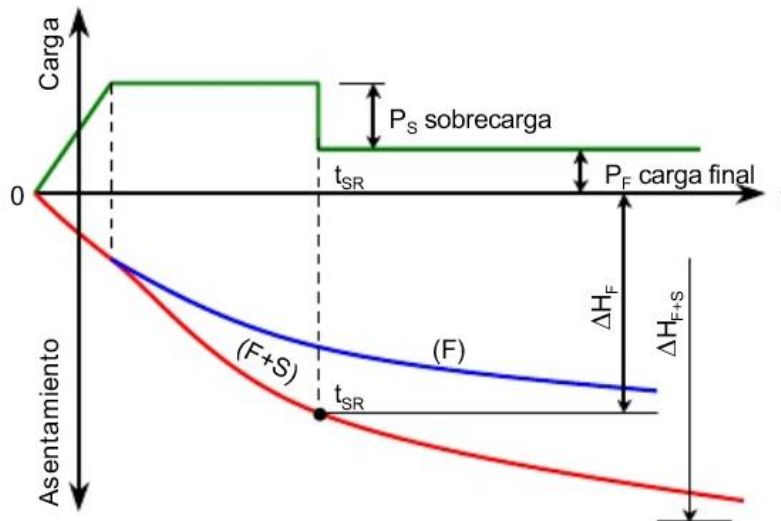


Figura 43: Mejoramiento masivo del suelo utilizando precarga

Fuente: (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1985)

El objetivo de la colocación de la precarga es acelerar la ocurrencia de estos asentamientos por servicio al aplicar al terreno una carga superior a la carga de servicio proyectada. Como se mencionó en el capítulo anterior, los asentamientos totales serán del orden de 35 a 40 cm y se producirán en un tiempo de 2 años como se puede observar en la Figura 41.

5.2. Comparación de curvas de tiempo – asentamiento

Se ha evaluado el tiempo de aplicación de la precarga para 1.00 metro de altura y 1.50 metros de altura a partir de la cota de proyecto (+4.00 m). Se demuestra también la comparación de curvas de Asentamientos vs Tiempo (Figura 44) para los asentamientos dados con:

- Material de relleno
- Material de relleno + carga de servicio
- Material de relleno + precarga de 1.00 metro de altura
- Material de relleno + precarga de 1.50 metro de altura

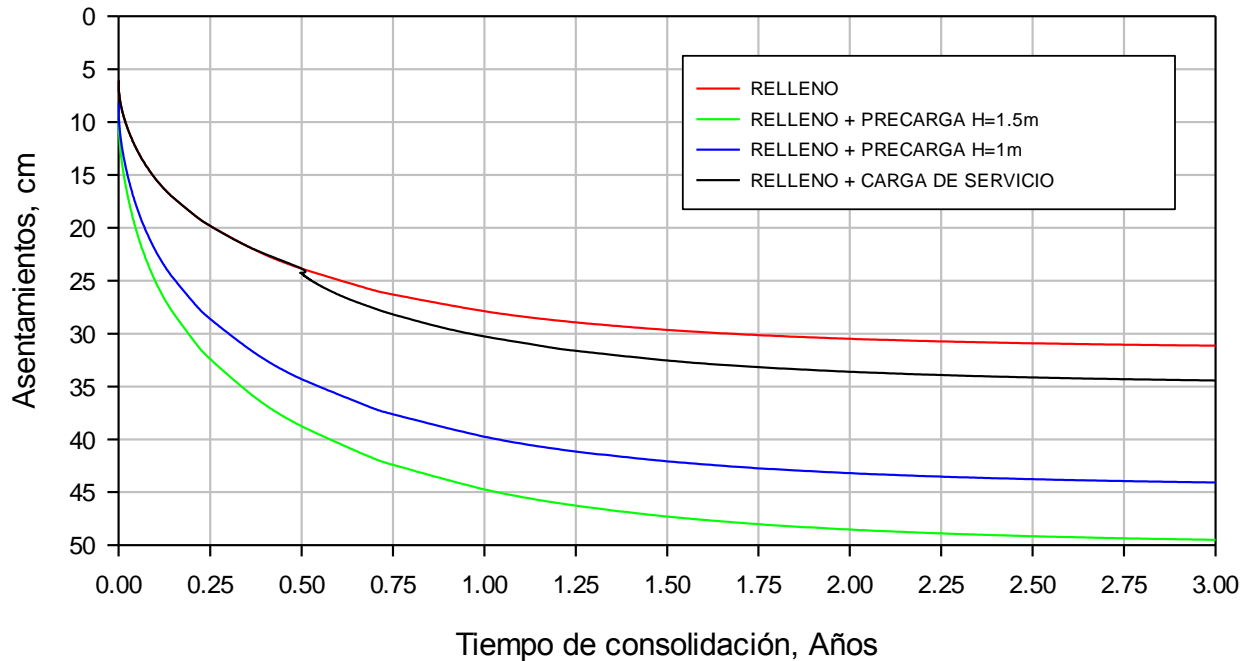


Figura 44: Comparación de curvas de Asentamientos vs Tiempo

Fuente: Autor

Se detalla a continuación los asentamientos con sus respectivos tiempos, dependiendo de la altura de la precarga evaluadas:

Si se considera una altura de precarga de 1.00 m, el 100% de los asentamientos de servicio (35 cm) se producirían en un tiempo de 4 a 6 meses (Figura 45).

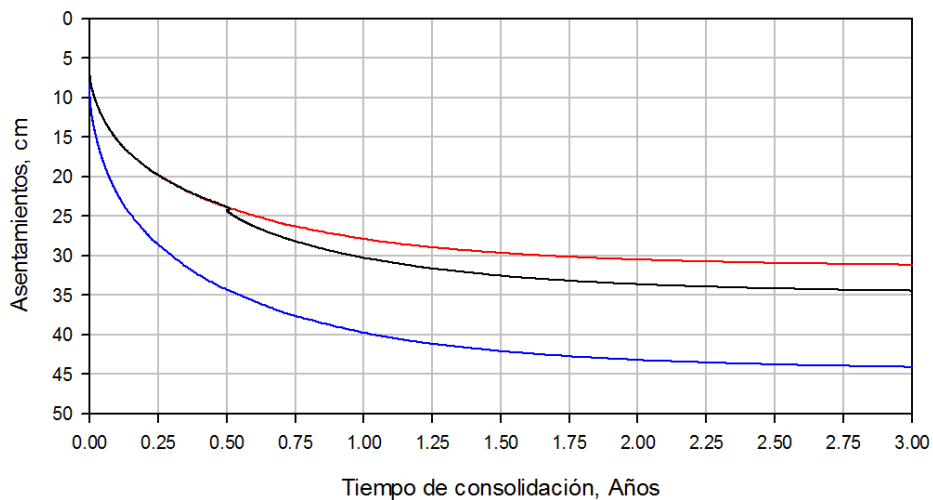


Figura 45: Cálculo del tiempo de asentamiento para el material de relleno + precarga de h: 1.00m

Fuente: Autor

Si se considera una altura de precarga de 1.50 m, el 100% de los asentamientos de servicio (35 cm) se producirían en un tiempo de 2 a 3 meses (Figura 46).

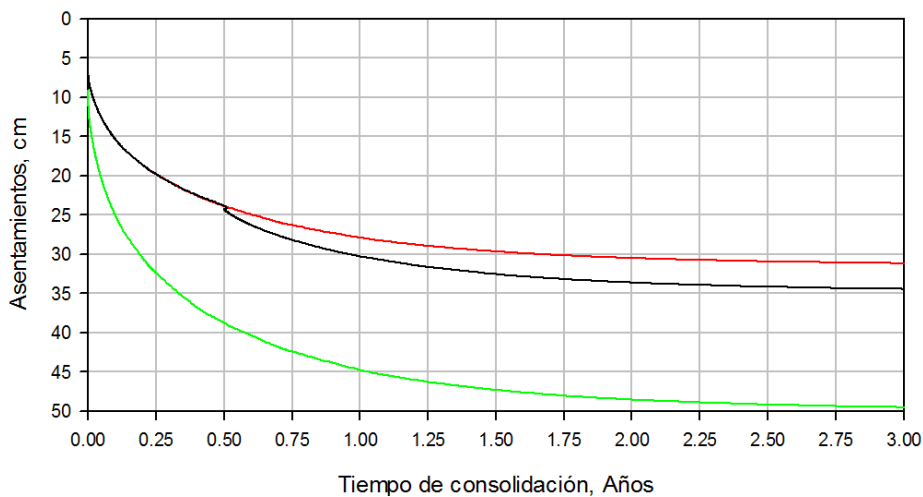


Figura 46: Cálculo del tiempo de asentamiento para el material de relleno + precarga de h: 1.50m

Fuente: Autor

5.3. Análisis de estabilidad de taludes

Para la realización de este análisis se utilizó el programa Geoslope 2007, el cual demostró un esquema para la conformación del talud al momento de la colocación de la precarga para no producir falla por deslizamiento, como se muestra en la Figura 48.

De acuerdo al modelo matemático de equilibrio límite usado se considera fuerzas cortantes, normales y constantes, en cada diagrama de cuerpo libre, además en análisis se considera el equilibrio de fuerzas y momentos. En cambio, el Método de Janbu o Bishop considera aisladamente el equilibrio de fuerzas o momentos. Por esto, el factor de seguridad mínimo es aquel en que convergen las soluciones de equilibrio de fuerzas con las de equilibrio de momentos, como se puede observar en la Figura 47. (Spencer, 1967)

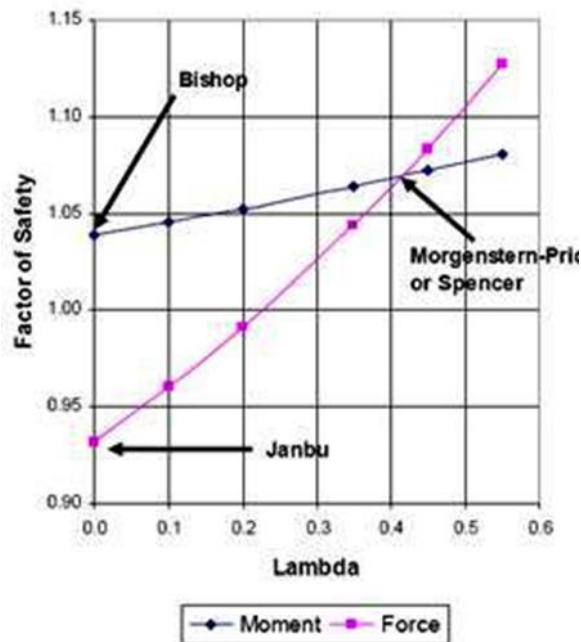


Figura 47: Consideraciones del Factor de Seguridad de modelos matemáticos de equilibrio límite.

Autor: (Spencer, 1967)

De acuerdo a esto, se ha determinado la realización de un talud con una pendiente de 2:1, ya que garantiza un factor de seguridad de 1.80, el cual es superior al requerido por la NEC-15 para la estabilidad general del sistema (Factor de Seguridad = 1.20).

Cumpliendo con $1.80 > 1.20$ en el Factor de Seguridad (FS)

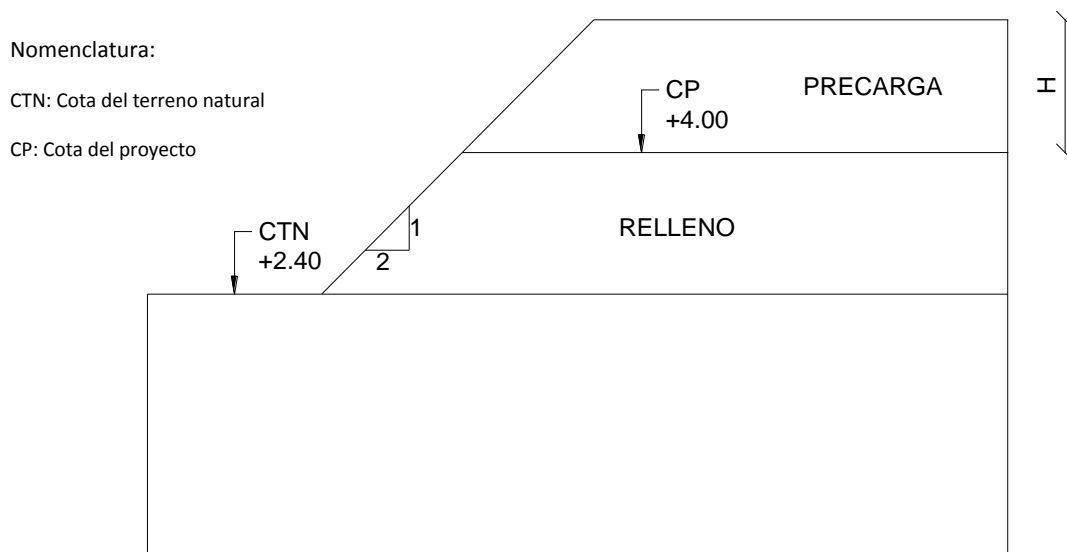


Figura 48: Esquema de conformación de taludes

Fuente: Autor

5.4. Análisis de presupuesto referencial

A continuación, se ha elaborado un presupuesto referencial con costos estimados en la actualidad para precarga con altura de 1.00 metro en la Tabla 21 y en la Tabla 22 se muestra el presupuesto para la precarga con altura de 1.50 metros.

Alternativas: Altura de precarga 1 m					
Descripción	Unidad	Precio Unitario	Area Terreno (m2)	Volumen (m3)	Costo
Relleno a la cota + 4.00	m3	\$ 15.00	2646	4233.60	\$ 63,504.00
Precarga H = 1.0 m	m3	\$ 15.00	2646	2646.00	\$ 39,690.00
Excavación y desalojo	m3	\$ 2.64	2646	1587.60	\$ 4,191.26
Total					\$ 107,385.26

Tabla 21: Presupuesto referencial considerando 1.00 metro de altura de precarga

Fuente: Autor

Alternativas: Altura de precarga 1.5 m					
Descripción	Unidad	Precio Unitario	Area Terreno (m2)	Volumen (m3)	Costo
Relleno a la cota + 4.00	m3	\$ 15.00	2646	4233.60	\$ 63,504.00
Precarga H = 1.5 m	m3	\$ 15.00	2646	3969.00	\$ 59,535.00
Excavación y desalojo	m3	\$ 2.64	2646	2910.60	\$ 7,683.98
Total					\$ 130,722.98

Tabla 22: Presupuesto referencial considerando 1.50 metros de altura de precarga

Fuente: Autor

Como se puede observar el costo del relleno para llegar a la cota del proyecto (+4.00 m) es de \$ 63.504 y la diferencia de costos entre la colocación de 1.00 metro y 1.50 metros de precarga es de aproximadamente \$ 20.000. Adicionalmente se deberá añadir el costo por monitoreo de asentamientos.

El rubro excavación y desalojo se refiere a la diferencia entre el volumen de material de precarga colocada y el volumen de material que se ha asentado (40 cm). Para el caso de 1.00 metro de altura de precarga el volumen a desalojar sería 0.60 metros por el área del terreno y para el caso de 1.50 metros de altura de precarga el volumen a desalojar sería 1.10 metros por el área del terreno. Además, se incluye en este rubro el desalojo del material al respectivo botadero del Cantón Samborondón, que se encuentra en la vía a Salitre utilizando una retroexcavadora, un rodillo y una volqueta.

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

El perfil de suelo existente en el área del proyecto está conformado por estratos arcillosos de alta compresibilidad que tienen una resistencia al esfuerzo cortante no drenado y que varía con la profundidad siendo 20 KPa en los estratos superficiales a 50 KPa en una profundidad de 20 metros, por lo tanto, este perfil del suelo corresponde a un Suelo tipo E de acuerdo con la clasificación NEC-SE-DS.

Adicionalmente se evidencia la existencia de un estrato arenoso de compacidad medianamente denso con un N_{60} en el orden de 10 a 15 golpes y espesor aproximado de 4 metros ubicado a una profundidad de 8 metros.

Se ha determinado que la cota actual del terreno es de +2.40 m y se requiere llegar a la cota + 4.00, por lo que se debe colocar un relleno de aproximadamente 1.60 metros de altura para alcanzar la cota del proyecto.

Los asentamientos por consolidación primaria producto de la carga del relleno ($H=1.60$ m) más la carga de servicio (ver Figura 42) en la zona donde estarían las cimentaciones es de 35 cm a 40 cm, en las zonas exteriores del terreno los asentamientos se estiman en el orden de los 25 cm y las zonas que se encuentran fuera del área del terreno, los asentamientos varían de 1 cm.

De acuerdo con la estimación de los parámetros geotécnicos y el análisis de consolidación (véase Figura 41) se ha determinado que estos asentamientos se producirán en un periodo de 2 años a partir de la culminación de los trabajos de relleno.

Los asentamientos por consolidación fuera de los linderos del terreno son inferiores a 1 cm por lo que en el caso de haber estructuras cercanas no se verían afectadas por daños estructurales y no estructurales (acabados y cerámicas).

Los asentamientos por consolidación estimados en el área de la cimentación, son superiores a los asentamientos totales admisibles de la norma NEC-SE-GC (asentamientos admisibles < 30 cm). Por lo tanto, se consideró el mejoramiento por precarga (relleno tipo granular) como solución para mitigar los asentamientos esperados en toda el área del proyecto, con el fin de acelerar el proceso de consolidación.

Para este proyecto se ha evaluado los efectos que producen 1.00 metro y 1.50 metros de altura de precarga que se muestran en la Figura 44, los cuales aceleran el proceso de consolidación de 2 años a un periodo de 3 a 6 meses, esto dependerá de la altura de precarga que se seleccione.

Si se considera como solución una altura de precarga de 1.00 m (adicional al relleno para llegar a la cota proyectada), el 100% de los asentamientos antes mencionados se producirían entre 4 a 6 meses, como se muestra en la Figura 45. Si se considera una altura de precarga de 1.50 m (adicional al relleno para llegar a la cota proyectada), el 100% de los asentamientos se producirían en un tiempo de 2 a 3 meses como se muestra en la Figura 46.

La diferencia económica entre la colocación de 1.00 m y 1.50 m de altura de precarga es de \$20.000.00 según lo estimado anteriormente, por lo que el dueño del terreno decidirá cuál le conviene más en función de costos y tiempo necesarios de espera a la construcción.

Finalmente, si se selecciona la precarga de 1.00 metro, el material a retirar después de 4 a 6 meses sería alrededor de 50cm a 60cm, ya que el material que se asienta quedaría como parte del relleno. En cambio, si se decide colocar la precarga con 1.50 metros de altura, se deberá retirar aproximadamente 1.00 metro a 1.10 metros en 2 a 3 meses.

6.2. Recomendaciones

Para resumir, es necesario realizar un análisis para reducir los efectos de licuación, ya que, por tener estratos de arenas sueltas se presume que estas arenas pueden ser licuables.

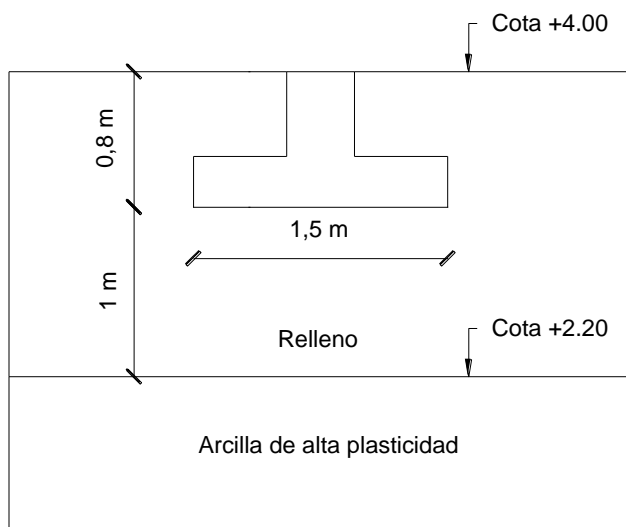


Figura 49: Esquema de cimentación recomendada

Fuente: Autor

En el área de las cimentaciones se recomienda el desalojo del suelo arenoso y arcilloso que se encuentra en la superficie y dejar el suelo en la cota a +2.20, para garantizar 1 metro de material de relleno (GM) por debajo de la zapata, como se muestra en la Figura 49.

Después de conseguir los asentamientos anteriormente mencionados, se debe retirar la precarga hasta la cota del pavimento anteriormente especificado. Este costo se incluye en el rubro de excavación y desalojo del material excedente en los presupuestos referenciales.

En las zonas que se encuentran en los límites de los linderos del terreno se recomienda dejar los taludes 2:1 para el relleno como se muestra en el esquema de la Figura 50.

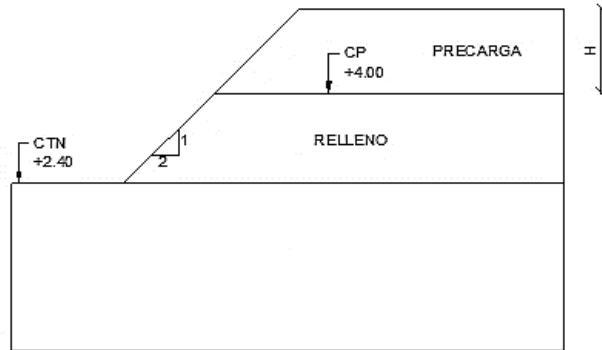


Figura 50: Esquema de colocación del relleno + precarga en las zonas de los linderos del terreno

Fuente: Autor

Para la construcción de la precarga y la colocación de relleno se recomienda colocar una grava arcillosa (GC) de baja plasticidad que cumpla con los siguientes parámetros:

- 15cm de tamaño máximo de agregado
- 40%-25% de Pasante Tamiz # 200
- 50%-30% Limite Liquido
- 30%-15% Índice de Plasticidad
- 18 kN/m³ Peso Volumétrico
- +2% Humedad Optima, para reducir lavado de finos (AASHTO T-180, 2015)

Los rellenos que constituyen las precargas son no contralados, dispuestos a volteos y regados mediante el tractor. Esta maquinaria le infiere un grado de compactación cercano al 80%.

CAPITULO VII: BIBLIOGRAFÍA

7.1. Referencias bibliográficas

AASHTO T-180. (2015). *Standard Method of Test for Moisture-Density Relations of Soils Using a 4.54-kg (10-lb) Rammer and a 457-mm (18-in.) Drop*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

ASTM D-1586. (2011). *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*. West Conshohocken, PA: ASTM International. Obtenido de www.astm.org

ASTM D-1587. (2000). *Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Fine-Grained Soils for Geotechnical Purposes*. West Conshohocken, PA: ASTM International. Obtenido de www.astm.org

ASTM D-2216. (2010). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. West Conshohocken, PA: ASTM International. Obtenido de www.astm.org

ASTM D-2435. (2011). *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*. West Conshohocken, PA: ASTM International. Obtenido de www.astm.org

ASTM D-2487. (2011). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. West Conshohocken, PA: ASTM International. Obtenido de www.astm.org

ASTM D-422. (2007). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*. West Conshohocken, PA: ASTM International. Obtenido de www.astm.org

ASTM D-4318. (2010). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. West Conshohocken, PA: ASTM International. Obtenido de www.astm.org

ASTM D-7263. (2009). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens*. West Conshohocken, PA: ASTM International. Obtenido de www.astm.org

ASTM D-854. (2014). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*. West Conshohocken, PA: ASTM International. Obtenido de www.astm.org

Bañon, L., & Beviá, J. F. (2000). *Manual de carreteras*. (Vol. I). Ortiz e Hijos, Contratista de Obras, SA.

Bolton, M. (1986). *The strength and dilatancy of sand*.

Brown, T., & Hettiarachchi, H. (2008). *Use of SPT Blow Counts to Estimate Shear Strength Properties of Soils: Energy Balance Approach*. (Vol. 135). Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,.

Caicedo, C. T. (2014). *Mecánica de suelos y asfalto - Tecnología de ensayos*. Samborondón: Universidad Espiritu Santo.

- Comité de Normalización de Petróleos Mexicanos y Organismos Subsidiarios . (2013). CAMINOS DE ACCESO A INSTALACIONES INDUSTRIALES. México.
- Han, J. (2015). *Principles and Practices of Ground Improvement*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Humboldt. (Septiembre de 2013). *Equipos para Laboratorio*. Obtenido de <http://humboltdemexico.com/>
- Idriss, I M; Boulanger, R W. (2003). *Relating K_a and K_o to SPT blow count and to CPT tip resistance for use in evaluating liquefaction potentia*. Minneapolis: ASDSO.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2003). *Relating K_a and K_o to SPT blow count and to CPT tip resistance for use in evaluating liquefaction potential*. . Dam Safety Conference.
- INEC. (2010). Recuperado el 2016 de Abril de 5, de http://www.inec.gob.ec/tabulados_CPV/1_POBL_PROV_CANT_PARR_AREA.xls
- Janbu, N., Tokheim, O., & Senneset, K. (1981). *Consolidation tests with continuous loading*. Stockholm: Conf. Soil Mech and Foundation Engineering.
- Kjellman, W. (1952). *Consolidation of Clay Soil by Means of Atmospheric Pressure*. Cambridge, Mass: Conf. on Soil Stabilization, MIT.
- Kovacs, W., Salomone, L., & Yokel, F. (1981). *Energy Measurement in the Standard Penetration Test*. United States: National Bureau of Standards.
- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. (1985). *Amélioration des sols de fondation*. Paris, Francia.
- Ladd, C. C., & DeGroot, D. J. (2003). *Recommended practice for soft ground site characterization: Arthur Casagrande Lecture*. Boston: American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering,.
- Look, B. (2007). *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. Taylor & Francis.
- Meyehof, G. G., & Hanna, A. M. (1978). *Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load*. Canadian Geotech.
- NEC. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- P.C.J, T. (27 de Agosto de 2016). *Talleres P.C.J*. Obtenido de <http://tallerespj.com/productos/tomamuestras.html>
- Penman, A. D., & Watson, G. H. (1965). *THE IMPROVEMENT OF A TANK FOUNDATION BY THE WEIGHT OF ITS OWN TEST LOAD* (Vol. 2). Montreal: Proc. 6th ICSMFE.
- Petróleos Mexicanos. (1975). *Especificaciones generales para Proyectos de Obras*. México.
- Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines for Cone Penetration Test. (Performance and Design)* (Vols. (No. FHWA-TS-78-209 Final Rpt.)).

- Sondeos Puebla. (2016). *Rebajamiento del nivel freático*. Obtenido de <http://www.sondeospuebla.com/rebajamiento-del-nivel-freatico.php>
- Spencer, E. (1967). *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces*. Geotechnique.
- Stamatopoulos, A. C., & Kotzias, P. C. (1990). *Mejoramiento de Suelos por Precarga*. México: LIMUSA S.A.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- Vargas Celi, J. L., & Ulloa Lamán, J. D. (2015). *Perfil Geológico-Geotécnico a Partir de Perfiles Geofísicos y Columnas Estratigráficas en una Zona Norte de los Depósitos del Taicos-Estuarinos en Guayaquil*. Guayaquil.
- Vera Grunauer, X. (2014). *Elaboración del Documento de la Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011*. Guayaquil.
- Vera Grunauer, X., Kayen, R., Tandazo Ortega, E., Ramírez Calderón, J., & Vera Grunauer, J. G. (2005). *Investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil*. Guayaquil: M.I. Municipalidad de Guayaquil.
- Whitlow, R., & Millán, F. Z. (1994). *Fundamentos de mecánica de suelos*. Compañía Editorial Continental.

CAPITULO VIII: ANEXOS

8.1. Anexo A

En el Anexo A se encontrará la siguiente información realizada:

- Leyenda de registros
- Registros de Perforaciones

8.2. Anexo B

En el Anexo B se encontrará los siguientes ensayos de laboratorio realizados:

- Granulometrías
- Límites
- Su-Torvane y Penetrómetro
- Pesos Volumétricos
- Gravedades
- Consolidaciones
- Compresiones Simples