

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“EVALUACIÓN DE METODOLOGÍAS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS BLANDOS
EN EL BARRIO VENECIA 2 AL SUR DE QUITO – ECUADOR”**

PROYECTO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del Título de:

MAGISTER EN GEOTECNIA

Presentado por:

**LEIVA GONZÁLEZ PABLO SEBASTIÁN
VERDUGA VERDEZOTO JESSICA BELÉN**

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año - 2023

DEDICATORIA

A mis padres, quienes tuvieron la bendición y sabiduría por brindarme sus consejos, el ejemplo de actuar con amor y con principios.

Y a toda mi familia, que siempre están presentes en cada momento de mi vida y siempre creen en mí, los cuales son seres que los amo y siento el cariño que me dan.

Pablo Sebastián Leiva González

A Dios, por darme todas las herramientas necesarias para cumplir mis objetivos. A Pablo, por compartirme su calma, alegría y amor. A mi hermana Katherine y a mi mami Olga por ser un apoyo incondicional.

Jessica Belén Verduga Verdezoto

AGRADECIMIENTOS

A Dios por guiar mi camino y permitirme culminar con éxito un nuevo reto, que con sus bendiciones me ilumina para no rendirme cuando el camino se pone turbio.

A mi pareja, colega y compañera, quien se convirtió en el pilar fundamental de cumplir esta meta, con su carisma, personalidad y amor, gracias Belén.

A esta noble institución, Escuela Superior Politécnica del Litoral, por abrirme las puertas y capacitarme con profesores de gran nivel académico y humano, que me permitieron adquirir conocimientos y criterios técnicos para mi vida profesional. Y un especial agradecimiento al Dr. Jaime Bojorque por su dedicación impartiendo conocimientos y su apoyo para culminar con éxito el presente trabajo.

Pablo Sebastián Leiva González

AGRADECIMIENTOS

A nuestro tutor de tesis, el Dr. Jaime Bojorque, por su tiempo, conocimiento y pronta respuesta ante nuestras inquietudes.

A los docentes de la Escuela Politécnica del Litoral por todos los conocimientos brindados durante este período de estudio.

Al Ing. Carlos Ortega por compartirme sus valiosos conocimientos y experiencia.

A mis padres y familia, por siempre apoyarme y alentarme a cumplir mis objetivos.

A la familia de Pablo por su apoyo y motivación.

Jessica Belén Verduga Verdezoto

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Pablo Sebastián Leiva González y Jessica Belén Verduga Verdezoto damos nuestro consentimiento para que la ESPOl realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Pablo Sebastián Leiva González

Jessica Belén Verduga Verdezoto

EVALUADORES

RESUMEN

En la presente investigación se estudia el comportamiento de los suelos blandos del barrio Venecia 2 con el fin de analizar alternativas de mejoramiento del terreno de cimentación. Para este fin, se utilizaron las investigaciones de campo y laboratorio realizadas por el Municipio del Distrito Metropolitano de Quito. Estas investigaciones permitieron conocer la presencia de material orgánico con potencias de hasta 5.50 m e identificar la existencia de nivel freático a 1.10 m de profundidad. Se analizaron las demandas para construcciones de uno, dos y tres pisos. Para la evaluación técnica se realizó un análisis de capacidad de carga y asentamientos en cada una de las alternativas. Como punto de partida, con el fin de evaluar las alternativas de mejoramiento de suelo, se consideró en la alternativa 1 un plinto aislado. En cuanto a alternativas para mejoramiento de suelos se presentó como alternativa 2 el cambio de suelo y como alternativa 3 la inclusión de micropilotes. En la alternativa 1, se requieren grandes secciones de zapata con el fin de cumplir la normativa, estas secciones son optimizadas al implementar las alternativas de mejoramiento de suelo. Se identifica que uno de los mayores inconvenientes en esta tipología de suelo son los asentamientos y se concluye que el cambio de suelo y, especialmente, el uso de micropilotes, reducen en gran manera los valores de asentamiento. Con respecto al análisis económico, se determina que la alternativa más económica es la zapata aislada, sin embargo, esta tendrá grandes secciones y altos asentamientos. Finalmente, se determina que, para mayores demandas es óptimo tanto técnica como económicamente, la implementación de cambio de suelo o micropilotes.

Palabras Clave: Mejoramiento de Suelo, Cambio de Suelo, Micropilotes, Plinto Aislado

ABSTRACT

The aim of this investigation is to study the behavior of the soft soils in the Venecia 2 neighborhood in order to explore alternative solutions for improving their properties. For this purpose, field and laboratory investigations conducted by the Municipio del Distrito Metropolitano de Quito were employed. These investigations revealed the presence of organic material at depths reaching up to 5.50 m, and the depth of the water table was identified at 1.10 m. An analysis was conducted to assess the construction requirements for one, two, and three-story buildings. As part of the technical evaluation, each alternative underwent an assessment of its bearing capacity and settlements. As a starting point, in order to evaluate the alternatives for ground improvement, an isolated footing was considered in alternative 1. Alternative 2 proposed the replacement of soil, while alternative 3 focused on incorporating micropiles as a method of ground improvement. Alternative 1 requires the use of large footing sections to comply with regulatory requirements, which can be optimized through the implementation of ground improvement measures. Settlements have been identified as a significant concern in this soil type, and it is concluded that both soil replacement and, particularly, the incorporation of micropiles effectively mitigate settlement. To what concern economic analysis, it has been determined that the isolated footing is the most cost-effective alternative. However, it is important to note that this option will require large sections and may result in significant settlements. Finally, it is determined that, for higher demands, the implementation of soil change or micropiles is optimal both technically and economically.

Keywords: *Ground Improvement, Excavation and Replacement, Micropiles, Isolated Footing*

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	I
ABSTRACT	II
ÍNDICE GENERAL	III
ABREVIATURAS.....	IX
SIMBOLOGÍA	X
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XVI
ÍNDICE DE APÉNDICES.....	XXII
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Descripción del problema	3
1.3 Justificación	4
1.4 Objetivos	4
1.4.1 Objetivo General	4
1.4.2 Objetivos específicos	5
1.5 Metodología.....	5
1.5.1 Primera etapa	5
1.5.2 Segunda etapa.....	6
1.5.3 Tercera etapa.....	6
1.5.4 Cuarta etapa	7
CAPÍTULO 2.....	8
2. INFORMACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	8
2.1 Ubicación Geográfica	8
2.2 Geología.....	10
2.2.1 Formación Macuchi.....	11
2.2.2 Formación Silante	11
2.2.3 Formación Yunguilla	11
2.2.4 Volcano-sedimentos Machángara.....	11

2.2.5	Depósitos Glaciales	12
2.2.6	Cangagua	12
2.2.7	Depósito Lagunar de Ceniza (QL)	12
2.2.8	Depósitos Coluviales	12
2.2.9	Depósitos Aluviales.....	12
2.2.10	Geología del sitio	12
2.3	Problemática de la zona	13
2.4	Construcciones de la zona	14
2.5	Clasificación de las construcciones por categorías	14
2.6	Profundidad mínima de exploración en la zona.....	15
2.7	Demanda y caracterización sísmica	15
2.7.1	Demanda según zonificación	15
2.7.1.1	Carga Vertical.....	15
2.7.1.2	Carga Horizontal	16
CAPÍTULO 3.....		20
3.	FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	20
3.1	Importancia de la geotecnia en la construcción.....	20
3.2	Suelos orgánicos y su comportamiento	21
3.2.1	Ángulo de fricción efectivo	21
3.3	Mejoramiento del terreno.....	24
3.4	Categorías de mejoramiento de suelo.....	25
3.4.1	Mecánica	25
3.4.2	Hidráulica.....	25
3.4.3	Física y Química “Estabilización de suelo”	25
3.4.4	Intervención mediante inclusiones, confinamiento y refuerzo	25
3.5	Factores que influyen en el método de mejoramiento de suelo	26
3.5.1	Tipo de suelo	26
3.5.2	Propiedades del suelo	27
3.5.3	Área, profundidad y ubicación del tratamiento	27
3.5.4	Disponibilidad de materiales, equipo y mano de obra.....	28
3.5.5	Medio ambiente	28
3.5.6	Económico	28

3.6	Relación tiempo – recursos	28
3.7	Aplicaciones comunes de mejoramientos	29
3.7.1	Densificación superficial	29
3.7.2	Aumentar la resistencia a la licuefacción del suelo	30
3.7.2.1	Fundamento teórico de la compactación	30
3.7.3	Excavación y reemplazo	31
3.7.4	Drenaje y eliminación de agua	31
3.7.5	Zanjas y sumideros	32
3.7.5.1	Pozos drenantes	32
3.7.5.2	Pozos profundos	33
3.7.5.3	Drenes de mecha	34
3.7.5.4	Consolidación al vacío	35
3.7.5.5	Electroósmosis	36
3.7.6	Estabilización de suelos	37
3.7.6.1	Estabilización mecánica	37
3.7.6.2	Estabilización química	38
3.7.7	Reforzamiento de suelos	41
3.7.7.1	Materiales Geosintéticos	41
3.7.7.2	Suelo apernado (Soil Nailing)	43
3.7.7.3	Suelo anclado	44
3.7.7.4	Micropilotes	44
3.7.8	Rellenos alivianados	46
3.7.9	Inyecciones	47
3.7.9.1	Inyección de Lechada Permeable	50
3.7.9.2	Inyección de lechada de compactación / Inyección LMG	52
3.7.9.3	Jet Grouting	55
3.8	Conceptos elementales de la Mecánica de Suelos	56
3.8.1	Diferencia entre suelo y roca	56
3.8.2	Comportamiento de los suelos	57

3.8.3	Tipos de suelos y clasificación.....	57
3.8.3.1	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)	58
3.8.3.2	Clasificación del suelo según el tamaño de grano y otras características 58	
3.8.3.3	Plasticidad y estructura del suelo	60
3.9	Principios generales de las propiedades de resistencia del suelo.....	61
3.9.1	El criterio de falla	61
3.9.2	El principio de esfuerzos efectivos y totales	62
3.10	Capacidad de carga	63
3.10.1	Capacidad de carga según AASHTO LRFD 2017	63
3.10.2	Factores de seguridad según NEC-15.....	66
3.11	Asentamientos y Distorsión.....	66
3.11.1	Asentamiento Elástico	66
3.11.2	Asentamiento por consolidación.....	68
3.11.2.1	Fases de consolidación.....	68
3.11.2.2	Asentamientos por consolidación unidimensional	69
3.11.3	Asentamiento tolerable según NEC-15.....	70
3.11.4	Esfuerzo causado por carga de cimentación.....	71
3.12	Softwares para geotecnia.....	72
3.12.1	Settle 3D.....	73
3.12.2	Plaxis 2D	74
3.12.2.2	Estructuras	76
3.12.2.3	Malla.....	76
3.12.2.4	Construcción por etapas.....	77
CAPÍTULO 4.....		79
4.	INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO.....	79
4.1	Ensayos de Penetración Estándar (SPT)	79
4.1.1	Corrección del NSPT de campo (N_{30})	79
4.1.2	Correlación del N_{60} por la presión de confinamiento	81
4.1.3	Correlación entre el N_{60} con las propiedades físicas de los suelos	81
4.1.4	Correlaciones entre el N_{60} y el ángulo de fricción y cohesión	82

4.1.5	Sondeos planteados	83
4.2	Muestreo con tubo Shelby	84
4.3	Ensayos de Geofísica.....	84
4.3.1	Análisis multicanal de ondas de superficie – MASW	84
4.3.1.1	Ubicación de línea MASW.....	85
4.4	Sistema Unificado de Clasificación de suelos – SUCS	86
4.5	Ensayo de consolidación unidimensional	86
4.6	Interpretación de los trabajos de campo y laboratorio	87
4.7	Descripción del terreno de cimentación.....	87
4.7.1	PVE – 1.....	87
4.7.2	PVE – 2.....	89
4.7.3	PVE – 3.....	91
4.8	Perfil estratigráfico.....	93
4.9	Curva de compresibilidad	94
4.10	Tipo de perfil de suelo.....	95
4.11	Características del terreno de cimentación	97
4.11.1	Ángulo de fricción efectivo del suelo	98
4.11.2	Parámetros elásticos del suelo.....	98
CAPÍTULO 5.....		99
5.	ALTERNATIVAS DE MEJORAMIENTO	99
5.1	Alternativa 1 Plinto aislado	100
5.1.1	Capacidad Portante	100
5.1.2	Cálculo de Asentamientos	102
5.1.2.1	Comprobación de asentamientos mediante Plaxis 2D	109
5.2	Alternativa 2 Cambio de Suelo	116
5.2.1	Capacidad Portante	116
5.2.2	Cálculo de Asentamientos	119
5.2.2.1	Comprobación de asentamientos mediante Plaxis 2D	126
5.3	Alternativa 4 Micropilotes	134
5.3.1	Capacidad Portante	134
5.3.2	Cálculo de Asentamientos	146
5.3.2.1	Comprobación de asentamientos mediante Plaxis 2D	149

5.4	Resumen de Alternativas de Mejoramiento	152
CAPÍTULO 6.....		154
6.	EVALUACIÓN ECONÓMICA	154
CAPÍTULO 7.....		164
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	164
7.1	Conclusiones	164
7.2	Recomendaciones.....	166
BIBLIOGRAFÍA.....		
APÉNDICES.....		
APÉNDICE A: Ensayos de Laboratorio (SUCS)		
APÉNDICE B: Ensayo de Consolidación		
APÉNDICE C: Análisis de Precios Unitarios		

ABREVIATURAS

NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
LRFD	Load and Resistance Factor Design
SPT	Standard Penetration Test
MASW	Análisis Multicanal de Ondas Superficiales
INEC	Instituto Nacional de Estadística y Censos
IRM	Informe de Regulación Metropolitana
CU	Consolidated Undrained
CD	Consolidated Drained
CPT	Cone Penetration Testing
DPVs	Drenes Verticales Prefabricados
EPS	Expanded Polystyrene
FHWA	Federal Highway Administration
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
FSIM	Factores de Seguridad Indirecta Mínimos
OCR	Overconsolidation Ratio

SIMBOLOGÍA

D	Carga muerta
L	Carga viva
k_h	Coefficiente de aceleración sísmica horizontal
a_{max}	Aceleración máxima en la superficie o PGA_{suelo}
Z	Factor de zona Z o PGA_{roca}
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto
g	Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s ²
I	Factor de influencia
I_p	Índice plástico
Φ'	Ángulo de fricción efectivo
C_u	Coefficiente de uniformidad
C_c	Coefficiente de curvatura
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
W	Bien gradada
P	Mal gradada
L	Baja plasticidad
H	Alta plasticidad
σ'	Esfuerzo efectivo
σ	Esfuerzo total
u	Presión de poros
c'	Cohesión efectiva del suelo
c	Cohesión del suelo
s	Resistencia al corte
s_u	Resistencia al corte no drenada
γ	Peso específico del suelo
B	Ancho de la cimentación
D_f	Profundidad de desplante

N_c, N_q, N_γ	Factores de capacidad de carga
S_c, S_q, S_γ	Factores de forma
i_c, i_q, i_γ	Factores de inclinación de carga
$C_wq, C_w\gamma$	Factores de profundidad de nivel freático
dq	Factor de profundidad
S_e	Asentamiento elástico
E_s	Módulo de elasticidad del suelo
β_z	Factor de forma y rigidez
μ	Relación de Poisson
A'	Área efectiva de zapata
σ'_c	Esfuerzo de preconsolidación
σ'_{vo}	Esfuerzo vertical efectivo
$\Delta\sigma$	Incremento de esfuerzo
N_{30}	Número de golpes de campo
N_{60}	Número de golpes de campo corregido al 60% de la energía
C_E	Factor de corrección debido a la relación de energía
C_B	Factor de corrección por el diámetro del sondeo
C_S	Factor de corrección según el método de muestreo
C_R	Factor de corrección en función de la longitud de las varillas
$N_{1\ 60}$	Número de golpes corregido por presión de sobrecarga efectiva
C_N	Factor de corrección por sobrecarga
P_a	Presión atmosférica
C_c	Índice de compresión
C_r	Índice de recompresión
C_s	Índice de esponjamiento
V_{s30}	Velocidad de onda de corte promedio hasta los 30 m de depósito de suelo
$R_{p,d}$	Resistencia por punta de micropilote
$R_{fc,d}$	Resistencia por fuste de micropilote frente a esfuerzos de compresión
$R_{c,d}$	Resistencia de micropilote
A_L	Área lateral del micropilote
$r_{fc,d}$	Rozamiento unitario por fuste frente a esfuerzos de compresión
Q_{act}	Carga actuante
Q_{ult}	Carga última

$n_{\text{micropilotes}}$	Número de micropilotes
ΔQ	Resistencia actuante
H_M	Espesor de la plataforma de transferencia de carga
h^*	Espesor crítico de la plataforma de transferencia de carga
D'	Profundidad efectiva
D_b	Profundidad de empotramiento de micropilotes

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Coordenadas Planas - Barrio Venecia 2.	9
Tabla 2.2 Coordenadas Geográficas - Barrio Venecia 2.....	9
Tabla 2.3 Clasificación de construcciones por categorías (NEC, 2015).....	14
Tabla 2.4 Profundidad y número mínimo de sondeos (NEC, 2015).	15
Tabla 2.5 Carga Muerta y Carga Viva.....	16
Tabla 2.6 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC, 2015). .	18
Tabla 2.7 Factor de sitio en función del tipo de suelo y zona sísmica (NEC, 2015).....	18
Tabla 3.1 Valores de ángulos de fricción efectivos (Międlarz, Konkol, & Bałachowski, 2019).	23
Tabla 3.2 Regla de prediseño para el tipo de material de inyección (Karol, 2003).	49
Tabla 3.3 Clasificación SUCS modificada por autores (Cruz, s.f.)	59
Tabla 3.4 Práctica estándar para la clasificación de suelos para usos ingenieriles según la ASTM, 2009 citada en (Das B. , Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)	60
Tabla 3.5 Factores de capacidad de carga (AASHTO, 2017)	64
Tabla 3.6 Factores de inclinación de carga (AASHTO, 2017).....	64
Tabla 3.7 Factores de forma (AASHTO, 2017).	65
Tabla 3.8 Factores de profundidad de nivel freático (AASHTO, 2017).	65
Tabla 3.9 Factor de profundidad (AASHTO, 2017).	65
Tabla 3.10 Factores de seguridad Indirectos Mínimo (NEC, 2015).....	66
Tabla 3.11 Módulo de elasticidad en función del número de golpes (AASHTO, 2017).	67
Tabla 3.12 Relación de Poisson en función del tipo de suelo y elasticidad.	67
Tabla 3.13 Factores de forma y rigidez.	68
Tabla 3.14 Asentamiento por consolidación según OCR (Das B. , Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012).....	70
Tabla 3.15 Valores máximos de asentamientos (NEC, 2015).....	70
Tabla 3.16 Valores máximos de asentamientos diferenciales (NEC, 2015).....	71
Tabla 4.1 Factores de corrección debido a la relación de energía según Youd e Idriss, (1997).	80

Tabla 4.2	Factores de corrección para ensayo SPT modificados por Skempton (1986) y presentados por Robertson y Wride (1998).....	80
Tabla 4.3	Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir del SPT (Peck, Hanson, & Thornburn, 2004).....	82
Tabla 4.4	Identificación de sondeos y profundidad.	83
Tabla 4.5	Longitud de línea sísmica.....	85
Tabla 4.6	Ensayos de laboratorio.....	87
Tabla 4.7	Registro de perforación PVE-1.....	89
Tabla 4.8	Registro de perforación PVE-2.....	91
Tabla 4.9	Registro de perforación PVE-3.....	93
Tabla 4.10	Características de la curva de compresibilidad.	95
Tabla 4.11	Tipo de perfil de suelo (NEC, 2015).	96
Tabla 4.12	Características del terreno de cimentación.	97
Tabla 4.13	Valores referenciales de ángulo de fricción efectivo para suelos finos (limos, limos orgánicos, arcillas) según diferentes autores	98
Tabla 4.14	Módulo elástico y relación de Poisson para los tipos de suelos encontrados.	98
Tabla 5.1	Dimensionamiento de Plinto Aislado por Capacidad Portante.	102
Tabla 5.2	Secciones de zapatas para el cálculo de asentamientos.....	103
Tabla 5.3	Carga vertical y dimensiones del plinto para determinar el asentamiento...	103
Tabla 5.4	Incremento del esfuerzo vertical a una profundidad de 2.00 m y 4.00 m. ...	104
Tabla 5.5	Resumen de asentamientos a diferentes profundidades y demandas.	105
Tabla 5.6	Parámetros mecánicos y elásticos de los diferentes estratos.	109
Tabla 5.7	Resumen de valores de asentamientos obtenidos por diferentes metodologías para cuando se emplean zapatas.....	114
Tabla 5.8	Propiedades mecánicas de los estratos más fuerte (1) y más débil (2).	117
Tabla 5.9	Variables para el cálculo de capacidad portante.....	118
Tabla 5.10	Capacidad última y cumplimiento de factor de seguridad.	119
Tabla 5.11	Secciones de zapatas para el cálculo de asentamientos con cambio de suelo	120
Tabla 5.12	Asentamientos con cambio de suelo aplicando fórmulas teóricas.	120
Tabla 5.13	Parámetros mecánicos y elásticos de los diferentes estratos.	126

Tabla 5.14 Resumen de valores de asentamientos obtenidos por diferentes metodologías para cuando se emplea cambio de suelo.....	132
Tabla 5.15 Coeficientes de minoración F_c y F_ϕ	136
Tabla 5.16 Resistencia por fuste de un micropilote de $L = 3.00$ m.....	137
Tabla 5.17 Resistencia por fuste de un micropilote de $L = 4.00$ m.....	137
Tabla 5.18 Déficit de resistencia.	139
Tabla 5.19 Verificación de cumplimiento de resistencia con un micropilote.....	139
Tabla 5.20 Número de micropilotes y verificación de cumplimiento de resistencia.....	141
Tabla 5.21 Esfuerzos sobre el micropilote y el suelo.	144
Tabla 5.22 Distribución de esfuerzos sobre un micropilote y el terreno.	145
Tabla 5.23 Secciones de zapatas para el cálculo de asentamientos con micropilotes.	147
Tabla 5.24 Factor de influencia.	148
Tabla 5.25 Asentamientos para grupo de micropilotes.	149
Tabla 5.26 Propiedades de los materiales.	149
Tabla 5.27 Resumen de valores de asentamientos obtenidos por diferentes metodologías para cuando se emplea micropilotes.....	151
Tabla 5.28 Resumen del dimensionamiento y diseño de las diferentes alternativas. .	153
Tabla 6.1 Esquema de cimentación para construcción de 1 piso.	155
Tabla 6.2 Esquema de cimentación para construcción de 2 pisos.....	156
Tabla 6.3 Esquema de cimentación para construcción de 3 pisos.....	157
Tabla 6.4 Presupuesto a costo directo de cimentación de construcción de 1 piso.	158
Tabla 6.5 Presupuesto a costo directo de cimentación de construcción de 2 pisos....	159
Tabla 6.6 Presupuesto a costo directo de cimentación de construcción de 3 pisos....	160

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Ubicación del Barrio Venecia 2 (Google Earth, 2023).	9
Figura 2.2 Hoja Geológica Quito (Instituto de Investigación Geológica y Energético, 1978).	10
Figura 2.3 Asentamientos observados en alcantarillas, pozos de revisión y construcciones.....	13
Figura 2.4 Construcción de micropilotes, cortesía del Ing. Hugo Torres proyecto "Terranova 4".....	14
Figura 2.5 Zonificación sísmica para el sismo de diseño y factor de zona Z (NEC, 2015).	17
Figura 3.1 Ángulo de fricción efectivo vs Contenido orgánico (Edil & Wang, 2000).	22
Figura 3.2 Ángulo de fricción efectivo en suelos arcillosos normalmente consolidados vs índice plástico (Sorensen & Okkels, 2013).....	24
Figura 3.3 Métodos de mejoramiento de suelo aplicables a diferentes tamaños de granos de suelo, modificado por autores (Nicholson, 2014).....	26
Figura 3.4 Técnicas de mejoramiento del terreno (Ministerio de Fomento de España, 2009).	27
Figura 3.5 Curva de MacLeamy adaptada para proyectos geotécnicos (Ortiz, 2017). .	29
Figura 3.6 Reacomodo de partículas debido a la compactación del suelo (Patel, 2019).	29
Figura 3.7 Curvas de compactación para diferentes tipos de suelo (Patel, 2019).....	30
Figura 3.8 Esquema de técnica de excavación y reemplazo (Han, 2015).	31
Figura 3.9 Eliminación de agua subterránea mediante zanjas y sumideros (Patel, 2019).	32
Figura 3.10 Eliminación de agua subterránea mediante pozos drenantes (Patel, 2019).	33
Figura 3.11 Eliminación de agua subterránea mediante pozos profundos (Dashore, 2022).	34
Figura 3.12 Instalación de drenes verticales prefabricados (Keller, 2022).	35
Figura 3.13 Instalación de componente de consolidación al vacío (GIDROSPETSBUD, 2022).	36

Figura 3.14 Componentes de técnica de electroósmosis (Yepes, 2019).....	37
Figura 3.15 Carretera de 1 km construida con la adición de plástico reciclado (The Statesman, 2018).	41
Figura 3.16 Tipos de geomalla, (a) Geomalla plástica uniaxial, (b) Geomalla plástica biaxial, (c) Geomalla de fibra de vidrio, (d) Geomalla de poliéster tejido por urdimbre, (e) Geomalla de plástico-acero, (f) Geomalla multiaxial, (g) Geomalla de minería PP (Earth Shield, 2020).	42
Figura 3.17 Geotextil tejido (izquierda) y geotextil no tejido (derecha) (ATA, 2021).	42
Figura 3.18 Geomembrana de PVC (Geoconcret S.A., s.f.).	43
Figura 3.19 Ilustración de aplicación de suelo apernado en un corte de calzada modificado de Porterfield et al, 1994 (FHWA, 2015).	43
Figura 3.20 Ilustración de un sistema de suelo anclado en excavaciones (Dextra, s.f.).	44
Figura 3.21 Elementos de un micropilote (modificado por autores) (Nicholson, 2014).	45
Figura 3.22 Clasificación de micropilotes en función del sistema de inyección (Patel, 2019).	46
Figura 3.23 Uso de geobloques de EPS en la Intersección I-80/I-65, Gary, Indiana (Insulfoam, 2014).....	47
Figura 3.24 Técnicas de lechadas según el tamaño del grano de suelo (Federal Highway Administration - FHWA, 2017).	48
Figura 3.25 Granulometría de diferentes tipos de cementos, microcementos y microescorias (Karol, 2003).	49
Figura 3.26 Inyección Permeable (Keller Group, 2022).	50
Figura 3.27 Faja Granulométrica competente para aplicar inyecciones de lechada permeable (Federal Highway Administration - FHWA, 2017).	51
Figura 3.28 Inyección LMG (Keller Group, 2022).	53
Figura 3.29 Estado de presiones (superior) y deformaciones (inferior) en coordenadas esféricas durante la inyección de un bulbo de compactación (Han, 2015).	54
Figura 3.30 Jet Grouting (Federal Highway Administration - FHWA, 2017).	56
Figura 3.31 Aspecto del suelo con su diagrama de fase respectivo (Sivakugan, 1999).	57
Figura 3.32 Carta de Plasticidad (Das B. , Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012).	61

Figura 3.33	Diagrama de una carga inclinada sobre zapata (AASHTO, 2017).....	65
Figura 3.34	Tiempo-Deformación durante la consolidación (Das B. , Principes of Geotechnical Engineering, 2010).	69
Figura 3.35	Determinación del esfuerzo debajo de una esquina de un área flexible rectangular cargada (Das B. , 2012).....	71
Figura 3.36	Zona de influencia para cálculo de esfuerzos según el método 2:1 (Rocscience Inc, 2021).....	73
Figura 3.37	Curva esfuerzo deformación para un modelo constitutivo elastoplástico y criterio de falla de Mohr Coulomb (Bentley, 2020).....	75
Figura 3.38	Opciones de malla en Plaxis 2D (Bentley, 2020).....	76
Figura 3.39	Ejemplos de estratos no horizontales (Bentley, 2020).....	77
Figura 4.1	Ubicación de perforaciones.	83
Figura 4.2	Toma de muestra con tubo Shelby y su respectiva identificación.	84
Figura 4.3	Ubicación de línea sísmica MASW – 1.	85
Figura 4.4	Implantación de línea sísmica MASW – 1.	86
Figura 4.5	Columna estratigráfica PVE-1, con valores de N_{60}	88
Figura 4.6	Columna estratigráfica PVE-2, con valores de N_{60}	90
Figura 4.7	Columna estratigráfica PVE-3, con valores de N_{60}	92
Figura 4.8	Perfil longitudinal.	94
Figura 4.9	Perfil transversal y simbología.	94
Figura 4.10	Curva Presión vs Relación de vacíos correspondiente a la perforación PVE – 2, profundidad 2.50 m a 3.00 m.	95
Figura 4.11	Resultados de línea sísmica MASW-1.....	96
Figura 4.12	Estratigrafía y propiedades del terreno de cimentación.....	97
Figura 5.1	Plintos aislados típicos (Bowles, 1996).....	100
Figura 5.2	Plinto aislado aplicado una carga vertical.....	102
Figura 5.3	Configuración del método para el cálculo de esfuerzos y unidades.	106
Figura 5.4	Configuración del nivel freático.....	106
Figura 5.5	Configuración de propiedades del estrato 1 (MH/OH) y del estrato 2 (OH).	106
Figura 5.6	Configuración de espesores de estratos.	107
Figura 5.7	Definición de área de zapata.	107
Figura 5.8	Configuración de carga aplicada y profundidad de desplante.	107

Figura 5.9 Asentamiento para construcción de un piso con zapata de 1.60mx1.60m. El asentamiento máximo determinado es de 7.63cm.	108
Figura 5.10 Asentamiento para construcción de dos pisos con zapata de 2.10mx2.10m. El asentamiento máximo determinado es de 8.72cm.	108
Figura 5.11 Asentamiento para construcción de tres pisos con zapata de 2.60mx2.60m. El asentamiento máximo determinado es de 9.66cm.	109
Figura 5.12 Propiedades del modelo.	110
Figura 5.13 Propiedades del estrato 1 (MH/OH).	110
Figura 5.14 Propiedades del estrato 2 (OH).	111
Figura 5.15 Estratigrafía según perforaciones.	111
Figura 5.16 Asignación de carga y propiedades de zapata.	111
Figura 5.17 Generación de malla.	112
Figura 5.18 Visualización de nivel freático.	112
Figura 5.19 Asignación de propiedades de fase inicial y fase 1 (construcción de zapata).	112
Figura 5.20 Desplazamiento total para construcción de un piso con zapata de 1.60mx1.60m. El desplazamiento máximo obtenido es de 7.50cm.	113
Figura 5.21 Desplazamiento total para construcción de dos pisos con zapata de 2.10mx2.10m. El desplazamiento máximo obtenido es de 8.12cm.	113
Figura 5.22 Desplazamiento total para construcción de tres pisos con zapata de 2.60mx2.60m. El desplazamiento máximo obtenido es de 8.54cm.	114
Figura 5.23 Asentamientos obtenidos para los diferentes tipos de construcción con cimentación superficial.	115
Figura 5.24 Coeficiente de corte por punzonamiento según Meyerhof y Hanna (Das B. , Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012).	118
Figura 5.25 Configuración del método para el cálculo de esfuerzos y unidades.	121
Figura 5.26 Configuración del nivel freático.	121
Figura 5.27 Configuración de propiedades de estrato 1 (MH/OH).	122
Figura 5.28 Configuración de propiedades de estrato 2 (Mejoramiento).	122
Figura 5.29 Configuración de propiedades de estrato 3 (OH).	123
Figura 5.30 Configuración de espesores de estratos.	123
Figura 5.31 Definición de área de zapata.	123
Figura 5.32 Configuración de carga aplicada y profundidad de desplante.	124

Figura 5.33 Asentamiento para construcción de un piso con zapata de 1.10mx1.10m con mejoramiento de 1.00m. El asentamiento máximo obtenido es de 3.11cm.	125
Figura 5.34 Asentamiento para construcción de dos pisos con zapata de 1.40mx1.40m con mejoramiento de 1.00m. El asentamiento máximo obtenido es de 4.28cm.	125
Figura 5.35 Asentamiento para construcción de tres pisos con zapata de 1.70mx1.70m con mejoramiento de 1.00m. El asentamiento máximo obtenido es de 5.28cm.	126
Figura 5.36 Propiedades del modelo.	127
Figura 5.37 Propiedades del estrato 1 (MH/OH).	127
Figura 5.38 Propiedades del estrato 2 (Mejoramiento).	127
Figura 5.39 Propiedades del estrato 3 (OH).	128
Figura 5.40 Estratigrafía según perforaciones.	128
Figura 5.41 Asignación de carga y propiedades de zapata.	128
Figura 5.42 Generación de malla.	129
Figura 5.43 Visualización de nivel freático.	129
Figura 5.44 Asignación de propiedades de fase inicial y fase 1 (construcción de zapata).	129
Figura 5.45 Desplazamiento total para construcción de un piso con zapata de 1.10mx1.10m con mejoramiento de 1.00m. El desplazamiento máximo obtenido es de 4.46cm.	130
Figura 5.46 Desplazamiento vertical para construcción de dos pisos con zapata de 1.40mx1.40m con mejoramiento de 1.00m. El desplazamiento máximo obtenido es de 5.59cm.	131
Figura 5.47 Desplazamiento vertical para construcción de tres pisos con zapata de 2.10mx2.10m con mejoramiento de 1.70m. El desplazamiento máximo obtenido es de 3.82cm.	131
Figura 5.48 Asentamientos obtenidos para los diferentes tipos de construcción aplicando un cambio de suelo.	132
Figura 5.49 Esquema de mejoramiento del terreno con micropilotes.	134
Figura 5.50 Zona de influencia de la punta del micropilote (Ministerio de Fomento de España, 2009).	135
Figura 5.51 Mecanismo de transferencia de carga (Varaksin, Hamidi, Huybrechts, & Denies, 2016).	142

Figura 5.52 Diagramas de falla de Prandtl y mecanismo de falla por punzonamiento en la plataforma de transferencia de carga (ASIRI National Project, 2013).	143
Figura 5.53 Mecanismo de transferencia de carga propuesto (ASIRI National Project, 2013).	145
Figura 5.54 Modelo de zapata equivalente (AASHTO, 2017).....	147
Figura 5.55 Geometría para cálculo de asentamientos para construcción de 1 piso, 2 pisos y 3 pisos.	148
Figura 5.56 Desplazamiento vertical para construcción de un piso con zapata de 1.10mx1.10m con micropilotes. El desplazamiento total máximo es de 5.10cm.	150
Figura 5.57 Desplazamiento vertical para construcción de dos pisos con zapata de 1.60mx1.60m con micropilotes. El desplazamiento total máximo es de 3.67cm.	150
Figura 5.58 Desplazamiento vertical para construcción de tres pisos con zapata de 1.90mx1.90m con micropilotes. El desplazamiento total máximo es de 2.37cm.	151
Figura 5.59 Asentamientos obtenidos para los diferentes tipos de construcción aplicando micropilotes.	152
Figura 5.60 Asentamientos obtenidos para los diferentes tipos de construcción aplicando diferentes alternativas.	153

ÍNDICE DE APÉNDICES

APÉNDICE A: Ensayos de Laboratorio (SUCS)

APÉNDICE B: Ensayo de Consolidación

APÉNDICE C: Análisis de Precios Unitarios

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan, casos generales en donde se tienen problemas por suelos blandos y la problemática de las construcciones del barrio Venecia 2 por estar cimentadas sobre los mismos. Adicionalmente, se detalla de manera general el alcance, objetivos y metodología que se va a aplicar en el presente estudio para el mejoramiento de suelos.

1.1 Antecedentes

Las características del suelo dependen, entre otros factores, de su formación geológica e involucra varios factores tales como el clima, la topografía, el tiempo, entre otros. A ello se debe su variación espacial. De ahí se destaca la importancia de la investigación geotécnica previo al diseño y construcción de un proyecto.

En ingeniería, para cimentar estructuras sobre un suelo que no genere problemas, se requiere un terreno de buena calidad, es decir, un suelo que fundamentalmente sea resistente y que no se deforme de sobremanera. Sin embargo, no siempre se tienen estas condiciones. Un suelo blando, debido a su baja capacidad de carga y a su alta compresibilidad, no es un estrato óptimo para cimentar estructuras. No obstante, en varios proyectos se tiene que lidiar con este escenario.

Cuando el terreno de cimentación no cumple con las propiedades geomecánicas mínimas requeridas en un proyecto planificado, se pueden presentar varias alternativas de solución. Nicholson, 2014 sugiere algunas alternativas, tales como, excavación y reemplazo de material, rediseño del proyecto, cambio de tipo de cimentación, mejoramiento de las propiedades geotécnicas del suelo y, ante un escenario crítico o con un valor fuera del presupuesto, se puede reubicar el proyecto o abandonarlo

Este es el caso de algunos proyectos a realizarse en diferentes ubicaciones alrededor del mundo que requieren de un mejoramiento de suelos, tal es el caso de la zona cercana al aeropuerto El Dorado, en Bogotá, Colombia, en donde según las investigaciones recopiladas en el artículo "*Optimización de Cimentaciones en suelos blandos de Bogotá*", realizado por Rodríguez & Velandia, 2009, se tiene una estratigrafía con rellenos de diferentes espesores; superficialmente se encuentran estratos con suelo orgánico y arcilloso muy blando con potencias de hasta 5.00 m, adyacente a este estrato se presenta una arcilla blanda y compresible con un espesor aproximado de 80.00 m. Como propuesta de mejoramiento de suelo se consideran pilotes pre excavados y pilotes hincados.

Otro caso de suelos con pobres características mecánicas se presenta en la costa ecuatoriana, específicamente en la ciudad de Guayaquil, en el sector las Exclusas del Guasmo. En esta zona, según el estudio realizado por Bravo, 2016 denominado "*Mejoramiento Masivo de Subsuelos Mediante Pilas de Agregado Apisonado (RAP) en Suelos Tipo F según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015*", se presentan suelos compresibles. Esto debido al origen deltaico-estuarino del suelo, generalmente clasificado como suelos tipo F, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción. En esta zona, ante las cargas del proyecto "Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Exclusas", se tendrían asentamientos significativos por consolidación y como solución de mejoramiento se presenta un arreglo de pilas de agregado apisonado que logra aumentar las propiedades geotécnicas del suelo, validado con ensayos SPT y CPT.

En cuanto a la sierra ecuatoriana, específicamente en el sur de Quito, se presentan daños visibles en estructuras debido al asentamiento de las éstas. Esto se ha observado en el barrio Solanda, en donde, mediante investigaciones realizadas por la PUCE, 2018 en el "*Estudio de Diagnóstico – Preliminar "Asentamientos de viviendas en el Barrio de Solanda en la ciudad de Quito de la provincia de Pichincha"*" se ha verificado la existencia de terrenos de cimentación con materiales de baja capacidad de carga y alta deformabilidad, es decir, suelos blandos. Adicionalmente, se constata la presencia de un sistema de acuíferos y acuitardos.

1.2 Descripción del problema

La situación económica de muchas familias ecuatorianas genera un aumento en la construcción de estructuras informales en terrenos no tan aptos para tal fin, es decir, se construyen edificaciones que carecen de los requisitos de diseño mínimos especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. El resultado de las construcciones informales y, adicionando, las pobres características mecánicas del terreno en donde se van a asentar estas estructuras, son los problemas geotécnicos en las mismas. Es decir, las edificaciones informales asentadas sobre suelos con alta compresibilidad conllevan al asentamiento de estas, y esto se evidencia en visibles fisuras y grietas. Produciendo daños importantes y creando una sensación de inseguridad en los habitantes.

Es importante tener presente que el fisuramiento de elementos estructurales en una edificación que está ubicada en un sitio de alto riesgo sísmico como es Quito, se vuelve vulnerable al colapso. Por lo tanto, en la etapa de diseño de la cimentación de un proyecto es fundamental verificar el valor máximo de asentamiento según la normativa vigente para que en el transcurso del tiempo la estructura no presente fisuramiento en los elementos no estructurales y estructurales.

En el barrio Venecia 2, ubicado en el sur de Quito, provincia de Pichincha, se ha observado el efecto de la alta compresibilidad del suelo en las estructuras. A pesar de que muchas de estas construcciones sean legales, no se descarta el hecho de que no se haya realizado las investigaciones geotécnicas del terreno de cimentación antes de la construcción de las estructuras, pues es evidente la falta de estudios. Esto se ha podido corroborar con visitas al sitio y conversaciones con los lugareños, en donde expresan que la problemática en las estructuras se debe principalmente al tipo de suelo en donde están asentadas, pues el material que predomina en la zona es conocido por la presencia de suelos blandos y niveles freáticos altos.

1.3 Justificación

A través de la historia geológica de Quito, se conoce que éste fue formado por productos volcánicos y erosión resultado de la acción de lluvias, vientos y glaciares. Esto dio lugar a rellenos sedimentarios de mezclas de diferentes materiales. Una de las zonas más problemáticas en cuanto a suelos, es el depósito lacustre que se encuentra en la zona centro norte – norte y en la zona sur de Quito. (Valverde, Fernández, Jiménez, Vaca, & Alarcón, 2001)

Generalmente, los depósitos lacustres localizados en varios sectores de Quito son de grano fino, con alto contenido de materia orgánica y presencia de nivel freático. Es decir, se tiene un estrato que es altamente compresible y con poca resistencia según Valverde y otros, 2001. Esto, en ingeniería, resulta un suelo con características pobres para la cimentación de estructuras.

En el sur de Quito se ha evidenciado fisuras en varias construcciones; el suelo blando encontrado y las construcciones informales, son las principales causas de la problemática de la zona. Es por esto que, el presente estudio plantea analizar técnica y económicamente alternativas de mejoramiento para este tipo de suelo con el fin de incrementar sus propiedades mecánicas y, en futuros proyectos, prevenir asentamientos excesivos.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Evaluar metodologías de mejoramiento de suelos blandos en el barrio Venecia 2 al sur de Quito mediante un análisis técnico – económico para establecer alternativas de solución viables.

1.4.2 Objetivos específicos

- Caracterizar el suelo del sitio mediante ensayos geofísicos, ensayos de penetración estándar y ensayos de laboratorio para la determinación de sus propiedades físicas y mecánicas.
- Determinar la demanda de carga vertical y horizontal según la zonificación del sitio de estudio.
- Modelar las metodologías de mejoramiento de suelos mediante métodos numéricos y formulaciones teóricas.
- Valorar económicamente las metodologías de mejoramiento de suelo propuestas.

1.5 Metodología

La investigación del presente proyecto se constituyó por cuatro etapas principales: revisión bibliográfica, investigación de campo y ensayos de laboratorio, valoración del estado actual del terreno de cimentación, evaluación técnica y económica de metodologías de mejoramiento.

1.5.1 Primera etapa

Una vez conocida la problemática de la zona, en la primera etapa, se procedió a realizar una investigación bibliográfica de la importancia de mejorar el terreno de cimentación y las diferentes técnicas para realizarlo, esta investigación bibliográfica fue realizada de manera global, de tal manera que, luego de la interpretación de los estudios de campo y laboratorio, se pudo tomar la decisión de las metodologías de mejoramiento óptimas para la zona de estudio.

1.5.2 Segunda etapa

En la segunda etapa, investigación de campo y laboratorio, se ejecutaron los siguientes ensayos:

Ensayos de campo

- Ensayo de Penetración Estándar (SPT)
- Toma de muestra inalterada con tubo Shelby
- Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) - Geofísica

Ensayos de laboratorio

- Ensayos de clasificación en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)
- Ensayo de Consolidación Unidimensional

1.5.3 Tercera etapa

La tercera etapa consistió en la valoración del estado actual del terreno de cimentación en función de los resultados obtenidos en la investigación de campo y laboratorio, y, conociendo la demanda de las construcciones de la zona con las cimentaciones típicas (plintos). Con esta evaluación se pudo determinar que hay un déficit en cuanto a capacidad de carga y, se constató la existencia de asentamientos excesivos. En esta etapa se realizaron las siguientes actividades:

- Elaboración de registros de perforación
- Dibujo del perfil estratigráfico de la zona
- Estimación de la demanda en función de la NEC y construcciones existentes
- Caracterización geomecánica
- Caracterización sísmica
- Cálculo de asentamientos
- Determinación de las metodologías de mejoramiento del terreno óptimas para el caso de estudio

1.5.4 Cuarta etapa

Por último, luego de conocer el estado actual del terreno de cimentación con respecto a las construcciones, en la cuarta etapa, se evaluaron técnicas de mejoramiento de suelos en función del tipo de suelo encontrado y de la zona de estudio. Para esto se utilizaron formulaciones de investigaciones realizadas por diferentes autores y demás estudios concernientes a la Mecánica de Suelos, además, se evaluaron deformaciones mediante el empleo de elementos finitos. Estas evaluaciones fueron acompañadas de un análisis económico de las alternativas planteadas.

CAPÍTULO 2

2. INFORMACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

En este capítulo se presenta la ubicación y la geología correspondiente a la zona de estudio. Esto permite conocer de manera previa el tipo de suelo correspondiente al sitio, así como la problemática que este genera. Adicionalmente, se presenta el tipo de construcciones permitidas en la zona según el Informe de Regulación Metropolitana con el fin de conocer las cargas que se transmiten al terreno de cimentación y definir el alcance de las investigaciones de campo que se deberían realizar en la zona.

2.1 Ubicación Geográfica

El barrio Venecia 2, ubicado en el sur de Quito, provincia de Pichincha, pertenece al cantón Quito, parroquia Turubamba. Esta parroquia pertenece a la Zona Quitumbe y cuenta con 53490 habitantes en un área urbana de 1598.70 Ha con una extensión total de 1719.50 Ha. (INEC, 2010)

Los límites del barrio están definidos: en el norte con el barrio Nuevo Amanecer del Sur, en el sur con el barrio Venecia II, en el este con el barrio Inocencio Jácome y al oeste con el barrio Santo Thomas. En la Figura 2.1 se presenta una vista en planta de la ubicación del barrio Venecia 2, correspondiente a la zona de estudio.



Figura 2.1 Ubicación del Barrio Venecia 2 (Google Earth, 2023).

En la Tabla 2.1 y en la Tabla 2.2 se detalla la ubicación referencial del Barrio Venecia 2 en el Sistema de coordenadas planas y geográficas, respectivamente.

Tabla 2.1 Coordenadas Planas - Barrio Venecia 2.

Descripción	TMQ-WGS84	UTM WGS84-17S
Norte	9963305 m	9963302 m
Este	495562 m	773833 m

Tabla 2.2 Coordenadas Geográficas - Barrio Venecia 2.

Latitud	0°19'54.14"S
Longitud	78°32'23.45"W

TMQ-WGS84 es la proyección cartográfica local de la ciudad de Quito.

UTM WGS84 – 17S es la proyección cartográfica universal con el Datum WGS84 y 17S, que es la zona donde se localiza la ciudad de Quito.

2.2 Geología

El Instituto de Investigación Geológico y Energético, 1978, desarrolló las Hoja Geológica Quito, en donde se observa que, la geología presentada de la zona consta de edades cretáceas que corresponden a rocas de lava y sedimentos volcánicos; y cuaternarias a las cuales pertenecen las lavas y materiales piroclásticos. Además, la zona oriental se encuentra cubierta por depósitos de Cangahua, es decir ceniza (ver Figura 2.2). Quito, consta principalmente de las siguientes formaciones:

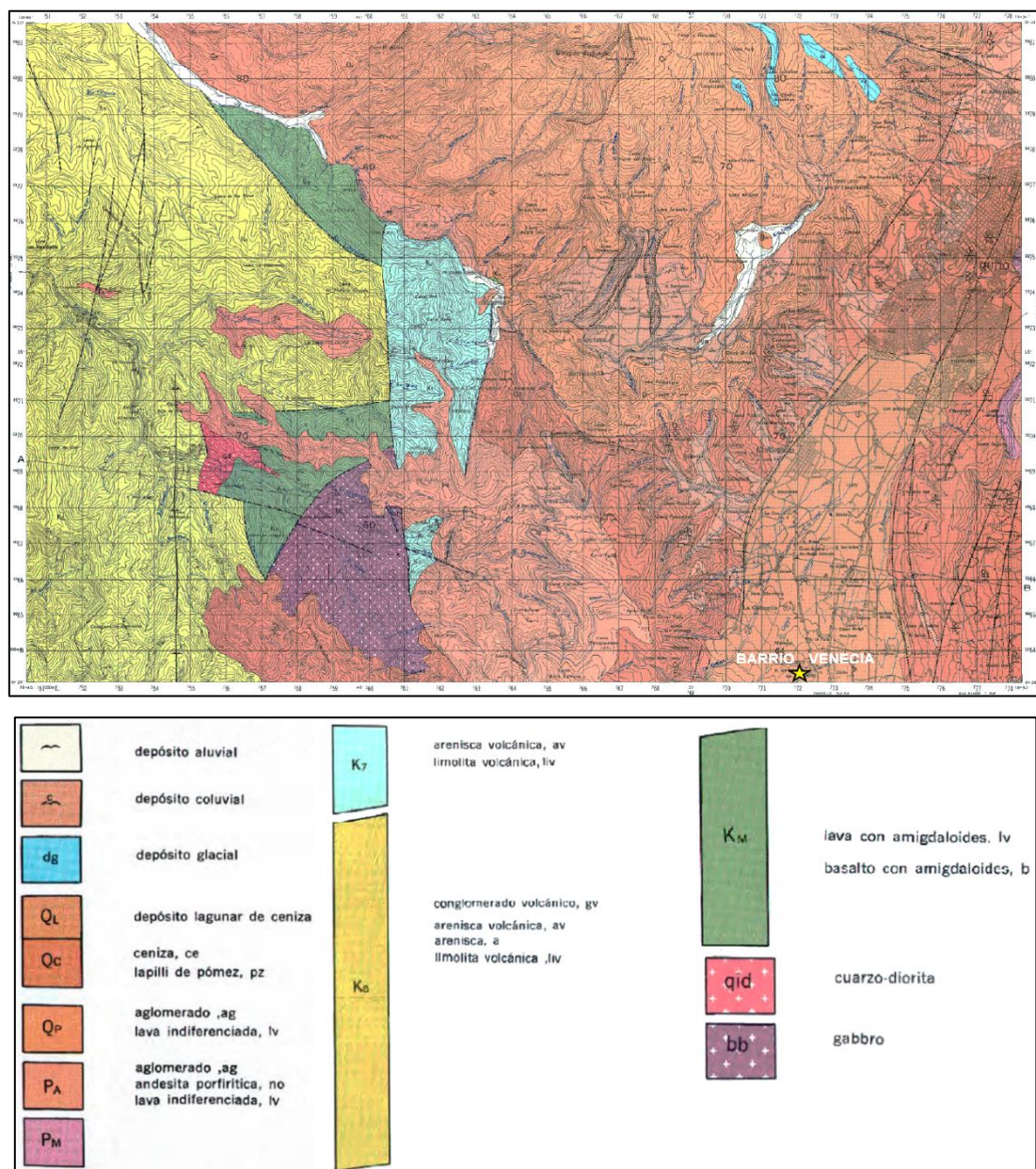


Figura 2.2 Hoja Geológica Quito (Instituto de Investigación Geológico y Energético, 1978).

2.2.1 Formación Macuchi

Formada por rocas muy alteradas con minerales secundarios epidóticos y cloríticos, y, en las fracturas de las rocas se pueden encontrar materiales serpentiniticos. Las rocas de origen volcánico de esta formación son de dos clases: lavas y brechas volcánicas. Las lavas son de grano fino y color verde. Las brechas volcánicas están constituidas por fragmentos angulosos de lava.

2.2.2 Formación Silante

Consta de conglomerados, areniscas y limolitas volcánicas de color verde y rojo. En los conglomerados prevalecen los clastos con cuarzo y rocas intrusivas. Estos clastos se encuentran en una matriz clorítica abundante en hierro. Por otro lado, las areniscas están compuestas por fragmentos de plagioclasa zonada, cuarzo, anfíbol verde y rocas volcánicas. Finalmente, las limolitas volcánicas usualmente no constan de estratificación cruzada.

2.2.3 Formación Yunguilla

Constituida por limolitas y areniscas negras y oscuras, respectivamente. Las areniscas verdes se presentan usualmente en capas decimétricas y rara vez en capas métricas.

Las tres formaciones mencionadas se encuentran expuestas en la vía antigua Quito – Santo Domingo.

2.2.4 Volcano-sedimentos Machángara

Se encuentran en la vía Quito-Tumbaco y consta de secuencias de lavas, aglomerados, tobas y sedimentos.

2.2.5 Depósitos Glaciales

Se encuentran sobre los 4000 m de altura y se han logrado distinguir cuatro de estos depósitos a la altura de la Quebrada San Ignacio.

2.2.6 Cangagua

Este término puede ser utilizado de dos formas, en un caso corresponde a la litología perteneciente a la ceniza y, por otro lado, también se puede referir a la Formación Cangagua que se presenta en la parte oriental de la Hoja Geológica Quito y consta de espesores mayores a 50 m. En esta zona también hay intercalaciones con lapilli de pómez blanca.

2.2.7 Depósito Lagunar de Ceniza (QL)

Localizada en la parte suroriental y formada por sedimentos horizontales de ceniza con potencias aproximadas de 100 m.

2.2.8 Depósitos Coluviales

Cubren grandes superficies y se encuentran en las faldas del volcán Pichincha.

2.2.9 Depósitos Aluviales

Constituidos principalmente por material conglomerático con clastos de procedencia volcánica. Geología del sitio.

2.2.10 Geología del sitio

El Barrio Venecia 2 está cimentado sobre un depósito lagunar de ceniza (QL), ver Figura 2.3. El ambiente del depósito es lacustre, es decir, la composición del suelo presenta un alto contenido de material orgánico y un alto nivel freático.

2.3 Problemática de la zona

En visitas al sitio se pudo observar que algunas edificaciones, sumideros, pozos de alcantarillados y adoquinado de calles en el barrio Venecia 2 presentan asentamientos que están provocando el fisuramiento en las estructuras, como se observa en la Figura 2.3. Esto quiere decir que, el suelo del sitio no cumple con el requerimiento mínimo del proyecto y requiere intervención.



Figura 2.3 Asentamientos observados en alcantarillas, pozos de revisión y construcciones.

El proyecto inmobiliario “Terranova 4” que se localiza en el sector El Garrochal al sur de Quito y que está cimentando sobre un suelo similar al del presente estudio, el especialista geotécnico planteo el uso de micropilotes para dar una solución de mejoramiento de suelo, como se observa en la Figura 2.4. La información que se comparte es cortesía del Ing. Hugo Torres del proyecto “Terranova 4”.



Figura 2.4 Construcción de micropilotes, cortesía del Ing. Hugo Torres proyecto "Terranova 4".

2.4 Construcciones de la zona

La clasificación de uso de suelo del barrio Venecia 2 según el Informe de Regulación Metropolitana - IRM es Residencial Urbano 3, que permite la construcción de 3 pisos y una altura de 12.00 m.

2.5 Clasificación de las construcciones por categorías

La Norma Ecuatoriana de Construcción, en su capítulo de Geotecnia y Cimentaciones especifica clasificaciones a las construcciones en función del número de niveles y según las cargas máximas de servicio por columnas, como se muestra en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Clasificación de construcciones por categorías (NEC, 2015).

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

Para el caso de estudio, las construcciones se encuentran en la clasificación "Baja".

2.6 Profundidad mínima de exploración en la zona

En función de la clasificación de construcciones se determina la profundidad y número mínimo de sondeos para la investigación geotécnica como se muestra en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Profundidad y número mínimo de sondeos (NEC, 2015).

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN (Véase en la sección 2.5)			
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

Para la zona de estudio, en cuanto a investigaciones geotécnicas se requiere:

- Número mínimo de sondeos: 3.00
- Profundidad mínima de sondeos: 6.00 m

2.7 Demanda y caracterización sísmica

En la presente sección se detalla la carga vertical que llega a la cimentación con sus respectivos casos de estudio que se lo describe en el CAPÍTULO 2. Adicionalmente, se determina la demanda sísmica según los coeficientes y factores de zona que detalla la NEC-15.

2.7.1 Demanda según zonificación

2.7.1.1 Carga Vertical

Como se mencionó, las construcciones permitidas son de hasta 3 pisos. Por otro lado, el tipo de construcción que se aplica en el sector es de hormigón armado. Por lo tanto, para determinar la carga vertical se va a considerar 3 tipos de escenarios:

- Construcción de hormigón armado de 1 piso.

- Construcción de hormigón armado de 2 pisos.
- Construcción de hormigón armado de 3 pisos.

La carga vertical está definida según la NEC-SE-CG aplicado a un área cooperante de 2.00 m x 2.00 m de la siguiente manera:

Entrepiso

Carga Muerta (D) = 0.70 t/m²

Carga Viva (L) = 0.20 t/m²

Cubierta

Carga Muerta (D) = 0.50 t/m²

Carga Viva (L) = 0.15 t/m²

Tabla 2.5 Carga Muerta y Carga Viva.

	Construcción de 1 Piso	Construcción de 2 Pisos	Construcción de 3 Pisos
Carga Muerta (t)	4.80	7.60	10.40
Carga Viva (t)	1.20	2.00	2.80

En la Tabla 2.5 se detalla la carga muerta y carga viva que transmite la estructura a la cimentación en los 3 casos de análisis.

2.7.1.2 Carga Horizontal

La NEC-15 indica que la demanda sísmica en los análisis pseudo estáticos es el 60% de la aceleración máxima en la superficie del terreno:

$$k_h = 0.60 a_{max} / g \quad (2.1)$$

$$a_{max} = Z \cdot F_a \quad (2.2)$$

Donde:

k_h : Coeficiente de aceleración sísmica horizontal

a_{max} : Aceleración máxima en la superficie o PGA_{suelo}

Z: Factor de zona Z o PGA_{roca}

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

g : Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2

2.7.1.2.1 Factor de zona Z

La NEC-15 presenta un mapa de zonificación sísmica para un evento que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno 475 años) (ver Figura 2.5).

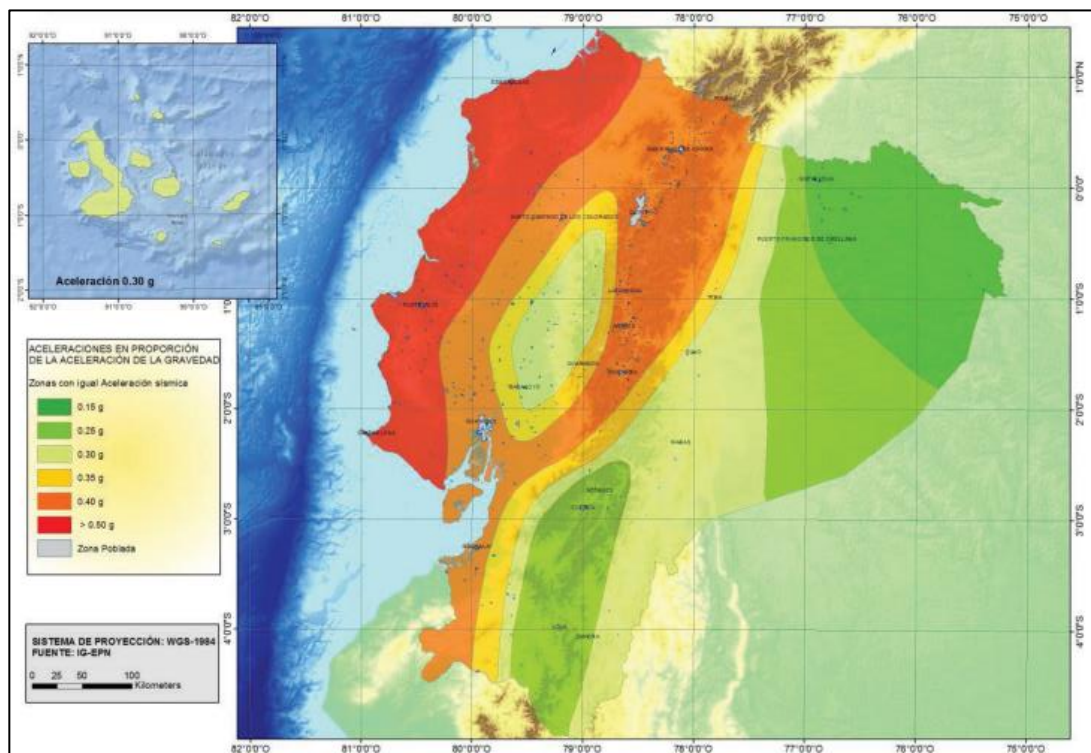


Figura 2.5 Zonificación sísmica para el sismo de diseño y factor de zona Z (NEC, 2015).

El factor de zona Z es la aceleración máxima en roca para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. La zona de estudio se encuentra

localizada en el cantón Quito, provincia de Pichincha. Por lo tanto, según la NEC-15 está en la zona V, con un valor del factor de zona Z igual a 0.40 g (ver Tabla 2.6).

Tabla 2.6 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (NEC, 2015).

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

En la sección Interpretación de los Trabajos de Campo y Laboratorio (capítulo 4), se dan los resultados de la Investigación Geofísica mediante un análisis multicanal de ondas de superficie (MASW) en donde se determina que, el tipo de suelo correspondiente al Barrio Venecia es suelo **tipo C**.

2.7.1.2.2 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

El coeficiente de amplificación de suelo, F_a , se determina en la Tabla 2.7, especificada en la NEC. Este valor se encuentra en función del tipo de perfil de suelo y la zona sísmica.

Tabla 2.7 Factor de sitio en función del tipo de suelo y zona sísmica (NEC, 2015).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

2.7.1.2.3 Coeficiente de aceleración sísmica horizontal

Para el caso de estudio, al considerarse el diseño para un periodo de retorno de 475 años, el coeficiente de aceleración sísmica horizontal (k_h) se obtiene aplicando las ecuaciones (2.1) y (2.2):

$$a_{max} = Z \cdot F_a = 0.40g \cdot 1.20 = 0.48g$$

$$k_h = 0.60 \cdot 0.48g/g$$

$$k_h = 0.29$$

CAPÍTULO 3

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

En este capítulo se presentan los resultados de la revisión bibliográfica en donde, fundamentalmente, se mencionan las diferentes técnicas de mejoramiento para diferentes escenarios. Así también se citan conceptos fundamentales de la Mecánica de Suelos y diferentes softwares geotécnicos que permiten validar cálculos manuales o, a su vez, la ejecución de cálculos más complejos, como es el caso de softwares de elementos finitos.

3.1 Importancia de la geotecnia en la construcción

Todas las obras civiles están asentadas en suelo o roca que forman parte de la corteza terrestre. El comportamiento de la obra civil está directamente relacionado con la superestructura y su cimentación. Por lo tanto, el estudio geotécnico es fundamental para conocer la relación entre las cargas de la superestructura y la capacidad de la cimentación en función del terreno. Mediante el análisis de esta relación se podrá contar con la seguridad requerida en un proyecto de construcción y, adicionalmente, se logrará optimizar la relación costo-tiempo (Polo, 1999).

En muchos casos, el terreno de cimentación no satisface las necesidades de la obra civil. En este caso, es necesario buscar alternativas de solución con el fin de que la obra civil sea diseñada y construida de forma segura. Entre las alternativas por analizar se tienen las siguientes (Ingeoexpert, 2022):

Rediseño de la estructura y/o cimentación: con el fin de transmitir menores cargas al terreno, se podría evaluar los materiales de construcción o concepción estructural. Por otro lado, también se puede considerar la aplicación de cimentaciones profundas con el fin de asentar la estructura en un estrato competente.

Cambio de emplazamiento del proyecto: en muchas obras, esta alternativa puede no ser viable. Sin embargo, en donde sí sea viable se puede aprovechar terrenos en donde las condiciones geotécnicas sean mejores y se tenga una relación costo-beneficio deseable.

Sustitución o mejora del terreno: en caso de no poder aplicar las dos alternativas mencionadas, una sustitución o mejoramiento del terreno permitirá asegurar la viabilidad del proyecto. La sustitución de terreno ha sido una técnica muy aplicada, sin embargo, hoy en día se tienen varias posibilidades para mejorar el terreno de tal manera que, se puedan tener proyectos más económicos y se eviten grandes movimientos de tierras.

3.2 Suelos orgánicos y su comportamiento

Un suelo orgánico es reconocido principalmente por la presencia de contenido orgánico y su alto contenido de agua. Debido al alto contenido de agua que estos suelos presentan, generalmente, tienen un comportamiento débil ante la aplicación de cargas en su estado natural. Sin embargo, varios investigadores han demostrado que cuando se produce la consolidación, estos adquieren una resistencia considerable (Edil & Wang, 2000).

En cuanto a la resistencia al corte de este tipo de suelos, es necesario definir si este tiene un comportamiento cohesivo, como en los suelos de grano finos, o, friccionante, como en los suelos de grano grueso. Según Edil & Wang, 2000, como los suelos orgánicos se encuentran habitualmente sumergidos, estos presentan bajos esfuerzos efectivos verticales y alta porosidad (semejante a la de las arenas limosas o arenas). Entonces este tipo de suelo podría tener un comportamiento “drenado” ante la aplicación de cargas. Sin embargo, la porosidad disminuye relativamente rápido lo que reduce su permeabilidad, generando un comportamiento semejante al de una arcilla.

3.2.1 Ángulo de fricción efectivo

El ángulo de fricción efectivo puede ser obtenido mediante ensayos de compresión triaxial consolidados no drenados (CU) con medición de presión de poros durante el

ensayo para poder obtener parámetros de resistencia efectivos. Los suelos orgánicos suelen presentar bajos valores de cohesión efectiva y altos valores de ángulos de fricción efectivos. En la se Figura 3.1 se presentan los resultados de valores de ángulos de fricción efectivos en función del porcentaje de contenido orgánico (Edil & Wang, 2000).

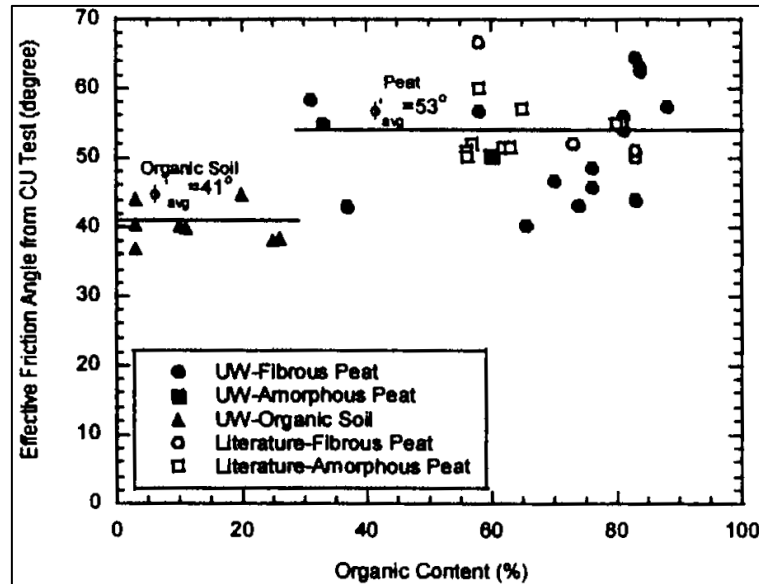


Figura 3.1 Ángulo de fricción efectivo vs Contenido orgánico (Edil & Wang, 2000).

En la Figura 3.1 se consideran como suelos orgánicos a aquellos que presentan un contenido orgánico menor que el 25%, y estos presentan un ángulo de fricción efectivo medio igual a 41°, mientras que los suelos que presentan un contenido orgánico mayor al 25% han sido denominados turbas y tienen un ángulo de fricción efectivo medio de 53°.

Por otro lado, Międlarz, Konkol & Bałachowski, 2019, presentan un estudio en donde obtienen el ángulo de fricción efectivo de suelos deltaicos y sus resultados son comparados con otros suelos blando. Un resumen de ángulos de fricción efectivos se presente en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de ángulos de fricción efectivos (Międlarz, Konkol, & Bałachowski, 2019).

	Soil	ϕ'	Reference
CLAYS	Bothkennar clay	34°	(Hight et al., 1992)
	Osaka bay clay	25–40°	(Tanaka and Locat, 1999)
	Omono clay	50–60°	(Yasuhara and Takenaka, 1977)
	Muck clay	52–60°	(Tsushima et al., 1977)
	Juturnaiba organic clay	23–57°	(Coutinho and Lacerda, 1989)
	Soft organic clay	32.0°	(Danziger, 2007)
	Organic clay	30.0°	(Larsson et al., 2007)
	Organic clay	38–46°	(Cheng et al., 2007)
	Organic clay from Cubzac-les-Ponts	28–34°	(Shahanguian, 1981)
	Various organic clays	44–74°	(Krieg, 2000)
	Alluvial clay	31.5°	(Sandroni et al., 2015)
	Soft alluvial clay	36°	(Takemura et al., 2006)
	Soft alluvial Atchafalaya clay	20.2°	(Donaghe and Townsend, 1978)
	Soft deltaic clay	36.0°	(Sultan et al., 2004; Dan et al., 2007)
SILTS	Alluvial clayey silt	28°	(Lambson et al., 1993; Powell and Lunne, 2005)
	Organic silt	38–56°	(Cheng et al., 2007)
PEAT	Swedish clayey gyttja	60–90°	(Larsson, 1990)
	Eemian gyttja	29–44°	(Pietrzykowski, 2004)
	peat	63–65°	(Cheng et al., 2007)
	Middleton peat	60°	(Ajlouni, 2000)
	Ohmiya peat	51–55°	(Yamaguchi et al., 1985)
	Edson peat	28.8–50.1°	(Hendry et al., 2012)
THIS STUDY	Jazowa silty clay	23°	
	Jazowa organic silt	31°	
	Jazowa peat	56°	

En el estudio mencionado se obtuvieron valores de ángulos de fricción efectivos para arcillas limosas, limos orgánicos y turbas en función de ensayos CPT. Los valores obtenidos fueron menores en comparación con los de investigaciones existentes (Międlarz, Konkol, & Bałachowski, 2019).

Por otro lado, el comportamiento de las arcillas ha sido mayormente estudiado. Sorensen & Okkels, 2013, presentan una figura en donde resumen la información de varios estudios realizados en cuando al ángulo de fricción efectivo para arcillas normalmente consolidadas. Esto se puede observar en la Figura 3.2.

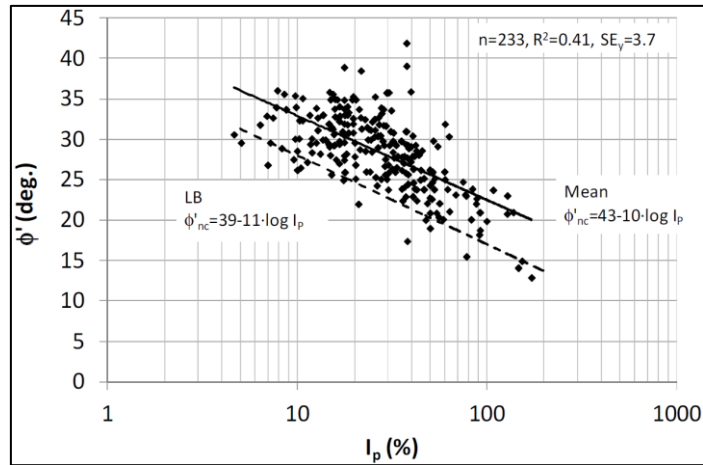


Figura 3.2 Ángulo de fricción efectivo en suelos arcillosos normalmente consolidados vs índice plástico (Sorensen & Okkels, 2013).

De esta figura, Sorensen & Okkels, 2013, han planteado dos ecuaciones para el cálculo del ángulo de fricción efectivo en función del índice plástico.

Estimación conservadora $\phi'_{nc} = 39 - 11 \cdot \log I_p$ (3.1)

Mejor estimación $\phi'_{nc} = 43 - 10 \cdot \log I_p$ (3.2)

3.3 Mejoramiento del terreno

Como se mencionó, ya sea por la magnitud de un proyecto, por su ubicación u otros factores, se puede requerir un mejoramiento de suelo con el fin de cumplir las necesidades mínimas de un proyecto. Es decir, se debe asegurar que las cargas transmitidas por la estructura sean soportadas por el suelo y que los asentamientos y deformaciones (distorsiones) cumplan con los valores máximos permisibles.

Con este antecedente se puede mencionar que un mejoramiento de suelos consiste en la aplicación de una o varias metodologías con el fin de aumentar las propiedades mecánicas del terreno, de tal manera que se cumpla con los requerimientos mínimos del proyecto. La metodología de mejoramiento dependerá fundamentalmente de las condiciones iniciales del suelo y de las propiedades que se quieran alcanzar.

3.4 Categorías de mejoramiento de suelo

Los métodos de mejoramiento de suelo pueden ser clasificados de diferentes maneras. Una de ellas depende de la técnica aplicada para alcanzar las propiedades deseadas y, se clasifican de la siguiente manera (Nicholson, 2014):

3.4.1 Mecánica

Se da cuando se emplean procedimientos físicos en los materiales del suelo. Uno de los ejemplos más comunes es la compactación de suelos, sin embargo, también puede tratarse de otros métodos que incluyen la adición de materiales (no estructurales) al suelo con el fin de reforzarlo.

3.4.2 Hidráulica

Cuando hay intervención en el flujo del agua presente en el suelo. Para esto se pueden utilizar diferentes sistemas que, al disminuir la permeabilidad, se acelerará el proceso de consolidación del suelo. De esta manera, se disminuirán los asentamientos y se mejorarán las propiedades del suelo.

3.4.3 Física y Química “Estabilización de suelo”

Sucede cuando se aplican técnicas fisicoquímicas, de tal manera que hay un cambio en la estructura del suelo. Esto se puede dar a través de la inyección de mezclas, tratamientos térmicos, entre otros.

3.4.4 Intervención mediante inclusiones, confinamiento y refuerzo

Cuando se usan materiales con el fin de obtener un componente estructural, ya sea como elemento individual o como una integración con el suelo. En esta categoría se incluyen los anclajes, geosintéticos de refuerzo, materiales confinados (material granular), entre otros.

Como se mencionó, esta es una de las maneras de clasificar las metodologías de mejoramiento. Sin embargo, una metodología aplicada puede no estar en una sola clasificación pues dependerá de las técnicas aplicadas y los beneficios que se quieren obtener. (Nicholson, 2014)

3.5 Factores que influyen en el método de mejoramiento de suelo

Hay muchos factores que pueden influir en la toma de decisión para la aplicación de un método de mejoramiento. Esto dependerá del resultado que se espera en el suelo en cuestión. Según (Nicholson, 2014), los principales factores son los enumerados a continuación.

3.5.1 Tipo de suelo

Existe una variedad de métodos de mejoramiento de suelos, sin embargo, la aplicación de estos dependerá fundamentalmente del tipo de suelo que requiera mejoramiento. De esta manera se optimizarán recursos y se evitará efectos contraproducentes en el suelo. En el gráfico desarrollado por Mitchell, 1981, (ver Figura 3.3) se presentan los rangos de valores de tamaño de grano de suelo y el mejoramiento aplicable a cada uno de ellos.

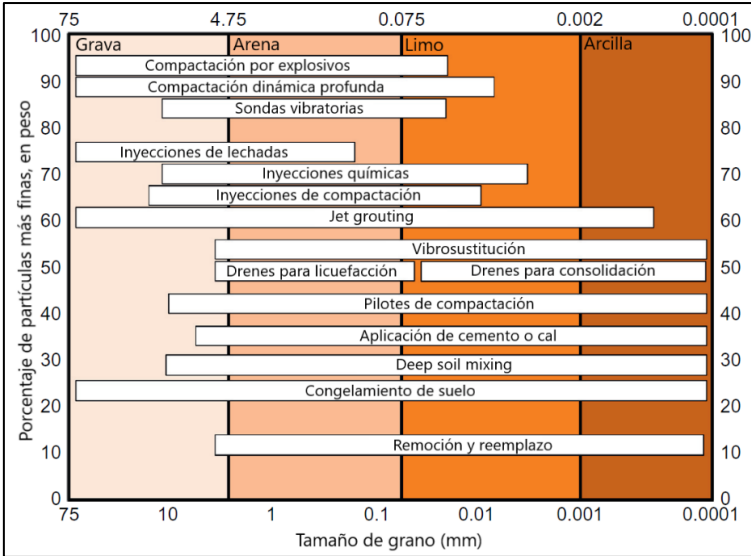


Figura 3.3 Métodos de mejoramiento de suelo aplicables a diferentes tamaños de granos de suelo, modificado por autores (Nicholson, 2014).

Por otro lado, en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera de España, presenta, desde otro punto de vista, una clasificación de técnicas de tratamiento del terreno que son los mayormente utilizados en su medio (Ministerio de Fomento de España, 2009) (ver Figura 3.4).

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Sí	Sí	Sí	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Sí	Sí	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Sí	No	No	Sí	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Sí Vibroflotación	Sí Vibrosustitución	Sí	Sí	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Sí	Sí	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Sí	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Sí	Sí	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Sí	Sí	Sí	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Sí	Sí	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	Sí	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 10 m

Figura 3.4 Técnicas de mejoramiento del terreno (Ministerio de Fomento de España, 2009).

3.5.2 Propiedades del suelo

El mejoramiento por aplicar dependerá de qué propiedades se desea obtener en suelo. Es decir, aplicando las diferentes metodologías de mejoramiento se pueden tener diferentes resultados en el suelo mejorado.

3.5.3 Área, profundidad y ubicación del tratamiento

De los métodos presentados, varios de ellos tienen limitaciones en cuanto a la profundidad de mejoramiento, por lo tanto, la profundidad puede ser un limitante. La

extensión del proyecto influye también en la parte económica y la maquinaria requerida. Por último, la ubicación del proyecto debe ser tomada en cuenta por las estructuras existentes en la zona y la afectación que se puedan tener en ellas. Por lo tanto, para tomar la mejor decisión, hay que analizar los factores aquí citados.

3.5.4 Disponibilidad de materiales, equipo y mano de obra

Es importante tomar en cuenta este factor ya que la no disponibilidad de los materiales, equipo y mano de obra afectará los costos y la logística del proyecto.

3.5.5 Medio ambiente

Actualmente, el área ambiental está presente en todos los proyectos de ingeniería, por lo tanto, se debe asegurar que el método aplicado cause el menor impacto ambiental negativo posible. Por esto, es importante tomar en cuenta todos los factores antes mencionados.

3.5.6 Económico

Una vez analizadas las alternativas de metodologías por aplicar, el aspecto económico es decisivo. Se analizará también si un costo mayor se compensa con la rapidez de la aplicación de la metodología de mejoramiento.

3.6 Relación tiempo – recursos

Es importante la pronta intervención en la mejora del terreno ya que cuando el proyecto se adentra a la fase de construcción es más complicado controlar el presupuesto. De esta manera, mientras más tarde se encuentre un problema en el terreno de cimentación, se tendrán mayores repercusiones en los recursos. Así lo muestra la curva de MacLeamy adaptada a proyectos geotécnicos (Ortiz, 2017), ver Figura 3.5.

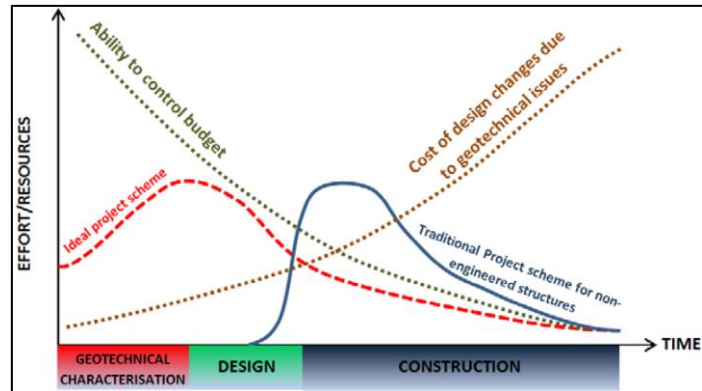


Figura 3.5 Curva de MacLeamy adaptada para proyectos geotécnicos (Ortiz, 2017).

3.7 Aplicaciones comunes de mejoramientos

3.7.1 Densificación superficial

Esta técnica también es conocida como compactación del suelo. Comúnmente este término se lo utiliza para suelos de grano grueso, mientras que la densificación de un suelo fino es denominada consolidación. La compactación consiste en la aplicación de una carga a la masa de suelo, de esta manera se logra reacomodar las partículas de este (Ver Figura 3.6). Este reacomodo se da gracias a la expulsión del aire de los espacios vacíos.

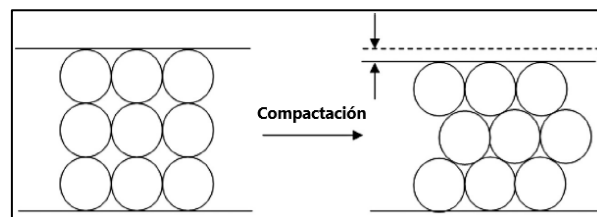


Figura 3.6 Reacomodo de partículas debido a la compactación del suelo (Patel, 2019).

Entre los principales objetivos de esta técnica, se tienen los siguientes:

- Mejorar la resistencia cortante del suelo
- Disminuir el asentamiento debido al aumento de la rigidez del suelo
- Reducir la relación de vacíos, es decir, disminuir la permeabilidad del suelo

3.7.2 Aumentar la resistencia a la licuefacción del suelo

3.7.2.1 Fundamento teórico de la compactación

Los conceptos fundamentales para comprender la compactación en el suelo están relacionados con la definición de peso específico seco y contenido de humedad. Estos parámetros se encuentran representados en la “Curva de Compactación”, la cual puede ser obtenida en campo o en laboratorio. Cuando se hace un aumento del contenido de humedad en el suelo a compactar, la densidad seca aumenta, pero, esto se cumple hasta un punto específico. Este punto específico se encuentra definido por el contenido de humedad óptimo y, el valor correspondiente de peso específico seco máximo. Luego de llegar a este punto, la curva comienza a decaer.

En esta curva también se representa la línea del 100% de saturación obtenida considerando que todos los vacíos están saturados con agua, es decir, el suelo no contiene aire. A continuación, en la Figura 3.7 se presentan varias curvas de compactación, en función del tipo de suelo.

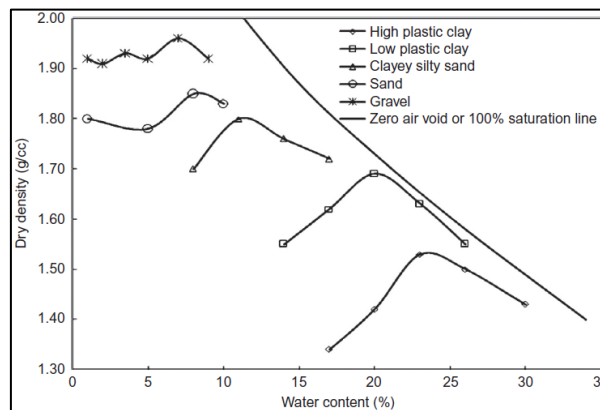


Figura 3.7 Curvas de compactación para diferentes tipos de suelo (Patel, 2019).

La compactación puede ser lograda mediante diferentes métodos, seguido, se citarán los más comunes:

Carga estática: aplicada mediante rodillos neumáticos o carga estática y prensa.

Carga de impacto: realizada a través de caída de peso y martillo, compactador de impacto rápido o apisonadores manuales o mecánicos.

Vibración: ejecutada mediante martillo vibratorio, placas vibratorias manuales, rodillos vibratorios motorizados, compactador de placa vibratoria.

3.7.3 Excavación y reemplazo

La excavación y reemplazo consiste básicamente en la eliminación de un suelo de cimentación problemático por uno que proporcione las propiedades geomecánicas necesarias. Comúnmente, el material de reemplazo consiste en materiales gruesos tales como roca, grava o arena. A pesar de que esta técnica es tradicional, sigue siendo muy utilizada (Han, 2015).

En la Figura 3.8 se presenta un esquema general de excavación y reemplazo, en donde se observa que, el área de mejoramiento es, usualmente, mayor que el área de la zapata (Han, 2015).

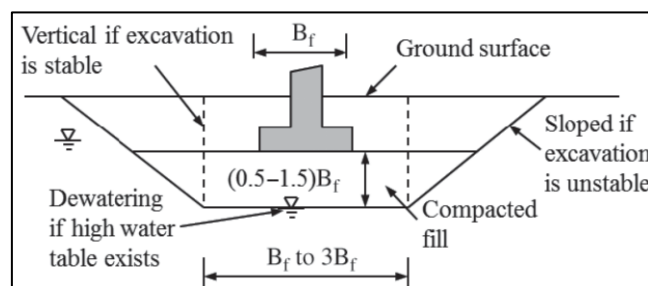


Figura 3.8 Esquema de técnica de excavación y reemplazo (Han, 2015).

3.7.4 Drenaje y eliminación de agua

El drenaje consiste en la recolección de agua no deseada de un sitio. Esta recolección se puede hacer por varios motivos. Existe el drenaje superficial, que es la evacuación de agua acumulada en la superficie. Por otro lado, y siendo el tema de interés de la presente metodología, se tiene también el subdrenaje. Este método radica en la expulsión del agua subterránea, esto puede ser realizado por varias metodologías. El propósito de la eliminación de agua subterránea es la aceleración de la consolidación, por lo tanto, el

aumento del esfuerzo del terreno de cimentación, mediante la expulsión de agua existente en la masa del suelo. A continuación, se citan algunas de las metodologías para la eliminación de agua subterránea (Patel, 2019).

3.7.5 Zanjas y sumideros

Es el método más simple cuando se tiene una masa de suelo mayormente granular y con presencia de nivel freático. Consiste en la elaboración de un pozo poco profundo que se encuentre debajo del nivel de agua que se quiera drenar, a lo largo de las cunetas de drenaje. También se puede utilizar materiales drenantes para facilitar la recolección y filtración. Este método es eficiente para profundidades de canales o zanjas de hasta 2.00 m. Adicionalmente, esta técnica también se cuenta con un sistema de bombeo que permitirá almacenar y/o dar otros usos al agua recolectada. En la Figura 3.9 se observa un esquema de este método.

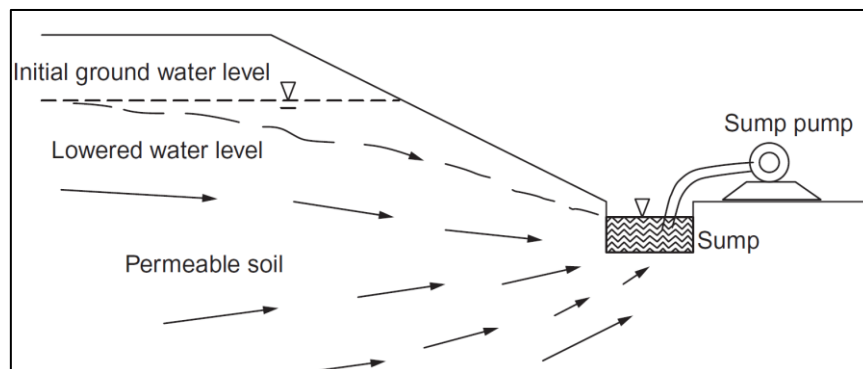


Figura 3.9 Eliminación de agua subterránea mediante zanjas y sumideros (Patel, 2019).

3.7.5.1 Pozos drenantes

Los pozos drenantes consisten en tuberías perforadas de diámetros entre 5 cm y 10 cm y longitudes de 0.60 m a 1.5 m. Su aplicación principal se presenta en proyectos en donde se requiera realizar una excavación en suelos con niveles freáticos. Este método es aplicable para suelos arenosos con presencia de limo, arena o materia orgánica. Para evitar la obstrucción de las tuberías perforadas a éstas se las puede recubrir con mallas de acero u otros materiales (en función del tipo de material que se tenga alrededor).

Además, se coloca una válvula en el fondo de la tubería para facilitar la manipulación y control del agua a recolectar.

En función de la altura de agua que se quiera eliminar, se colocarán pozos drenantes en diferentes etapas, según se requiera. Se puede disminuir la altura de agua aproximadamente de 5 m a 15 m, aproximadamente. El espaciado entre tuberías se encuentra aproximadamente de 1 m a 3 m y este está en función del tipo de suelo y también de la altura de agua que se quiera eliminar.

Los pozos drenantes están acoplados a elevadores, que son tuberías del mismo diámetro, las cuales a su vez están enlazados a una tubería principal de diámetro entre 0.15 m a 0.30 m. Todo este sistema está conectado a una unidad combinada de vacío y a una bomba centrífuga lo cual permite crear vacío y bombear el agua que está siendo recolectada por los pozos drenantes (ver Figura 3.10). Es importante conocer que el bombeo de agua es continuo desde el inicio hasta que se finalice el tramo a excavar. La detención del bombeo podría generar una falla en la masa de suelo.

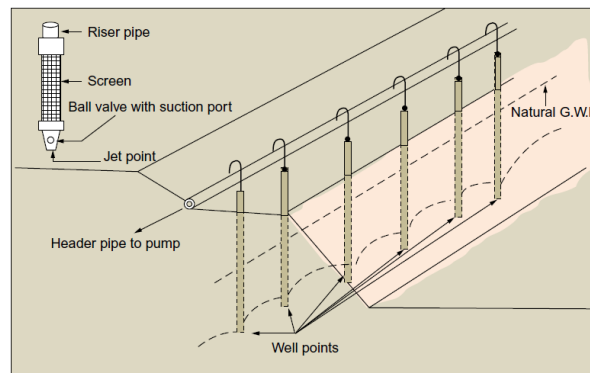


Figura 3.10 Eliminación de agua subterránea mediante pozos drenantes (Patel, 2019).

3.7.5.2 Pozos profundos

Esta metodología es útil cuando se tiene suelos arenosos, formaciones rocosas o cuando se requiere disminuir presiones en una excavación. Los pozos profundos requeridos cuando la extracción de agua es más compleja debido a que la profundidad a excavar supera los 16 m, por debajo del nivel freático.

Este sistema se fundamenta en el uso de una tubería perforada, la cual se encuentra ubicada sobre un pozo con diámetro entre 0.15-0.70 m. Para proteger a la tubería perforada de obstrucciones se coloca una capa de material filtrante a su alrededor, además, se coloca una bomba en el fondo del pozo. El espacio entre pozos se encuentra entre 0.10-0.30 m, esto depende de la posición del nivel freático y las condiciones del lugar. Al igual que en los pozos drenantes, una vez iniciado el bombeo, éste debe ser continuo hasta completar la excavación (ver Figura 3.11) .

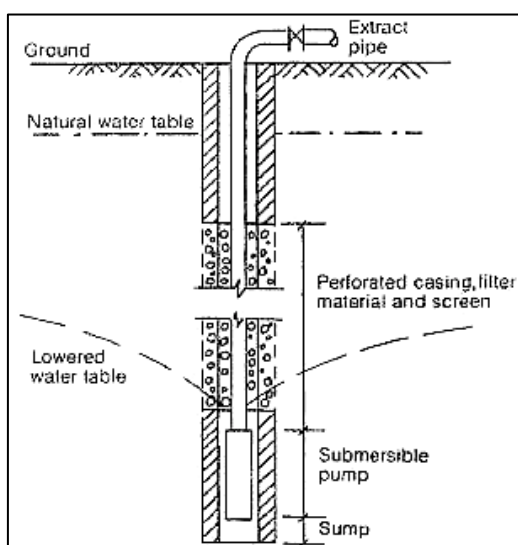


Figura 3.11 Eliminación de agua subterránea mediante pozos profundos (Dashore, 2022).

3.7.5.3 Drenes de mecha

Conocidos también como drenes verticales prefabricados (DVPs). El objetivo principal de su uso es la aceleración de la consolidación en suelos cohesivos. Esto se logra a través de tiras de plástico revestidas por geotextil, usualmente, tienen 10 cm de ancho y de 3 mm a 9 mm de espesor. Generalmente, esta técnica es combinada con sobrecargas.

Para la colocación de los drenes mecha se utiliza un mandril hueco que se encuentra adaptado al mandril de una grúa o excavadora. El DPV se encuentra conectado a una placa de anclaje en la parte inferior del mandril, de esta manera, se baja el mandril hasta la profundidad planeada y se lo extrae. Luego de esto, se corta el DPV en la superficie del suelo y éste queda colocado en el sitio planificado (ver Figura 3.12).

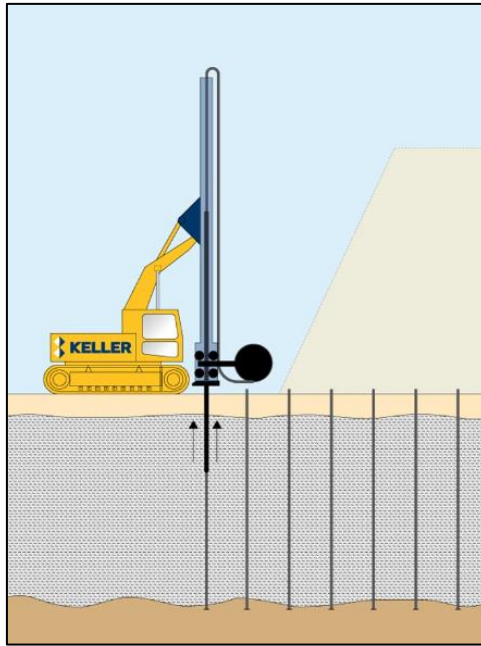


Figura 3.12 Instalación de drenes verticales prefabricados (Keller, 2022).

3.7.5.4 Consolidación al vacío

Esta tecnología se aplica en suelos con gran contenido de material fino, en donde, un sistema de pozos perforados no sería la solución más efectiva. Para la aplicación de esta metodología, se colocan drenes verticales. El terreno que se encuentra en la superficie y sobre estos drenes es cubierto con una capa de material drenante. Alrededor del terreno se coloca una zanja que tenga una profundidad tal que se encuentre 0.50 m por debajo del nivel freático, esta zanja deber ser impermeabilizada. En cuanto a las bombas de vacío, estas se encuentran conectadas al drenaje horizontal, es decir, a las zanjas. En la Figura 3.13 se presenta un esquema de esta técnica.

El proceso de bombeo termina cuando se logra el asentamiento o las propiedades mecánicas deseadas. Es importante la instalación de instrumentos de medición tales como: piezómetros, inclinómetros, u otros, que permitan el control del proceso de consolidación.

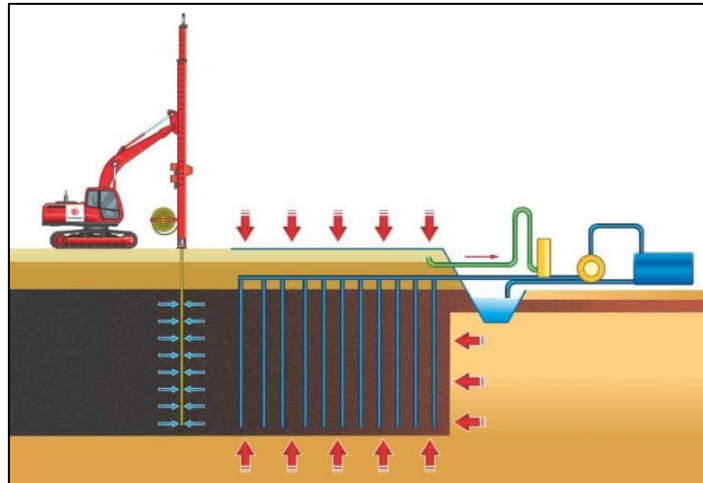


Figura 3.13 Instalación de componente de consolidación al vacío (GIDROSPETSBUD, 2022).

3.7.5.5 Electroósmosis

Los componentes principales de esta técnica son los ánodos, cátodos y la corriente continua. Para los ánodos se utiliza, generalmente, varillas de acero y para los cátodos se emplean tubos perforados instalados en el terreno. Los electrodos, que sirven para el flujo de la corriente continua, son colocados en la dirección natural del flujo, alejándose del sitio intervenido.

El agua que se encuentra en el suelo circula desde los ánodos a los cátodos, esto genera una capa eléctrica doble. La corriente continua permite que los iones fluyan hacia el cátodo. El cátodo ejerce la función de pozo, el cual recoge el agua extraída del suelo. Esta agua drenada, es recogida fuera del lugar intervenido en un pozo convencional (ver Figura 3.14).

Este método fue estudiado inicialmente por Reuss en el año 1809 y es eficiente cuando se tienen suelos arcillosos saturados. La expulsión del agua mejora la resistencia cortante del suelo arcilloso y, en el caso de taludes, mejora su estabilidad. Por otra parte, es importante considerar que esta técnica puede no presentar propiedades uniformes en el suelo, por lo que se recomienda una inversión de la polaridad. Adicionalmente, puede resultar costoso debido al consumo eléctrico, así como la mano de obra especializada y el equipo utilizado.

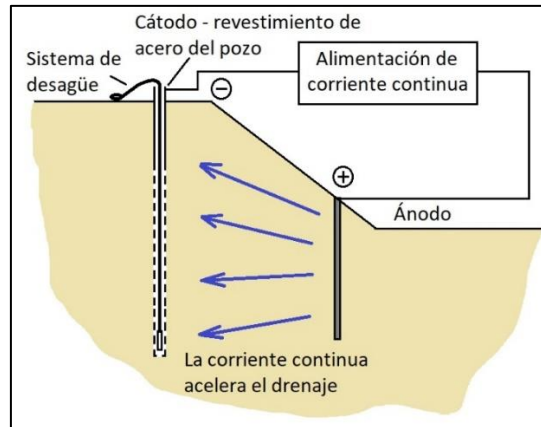


Figura 3.14 Componentes de técnica de electroósmosis (Yepes, 2019).

3.7.6 Estabilización de suelos

Mediante la adición de materiales, o a su vez, el retiro y/o reemplazo de ciertos materiales del suelo, las propiedades mecánicas del mismo pueden ser aumentadas en gran manera. Además, esta adición puede conllevar a soluciones con cimentaciones menos robustas y proyectos más económicos en comparación con metodologías comunes tales como excavación y reemplazo. Esta técnica es muy útil en suelos de grano fino, sin embargo, también tiene varias aplicaciones para suelos de grano grueso.

En función del mecanismo de estabilización, este método puede ser clasificado en dos grandes grupos: estabilización mecánica y estabilización química. Seguido se detallan las clasificaciones mencionadas (Patel, 2019).

3.7.6.1 Estabilización mecánica

La estabilización mecánica se basa en la mezcla del suelo a estabilizar con otros suelos de diferente gradación, con el fin de obtener una masa de suelo más compacta. Al añadir materiales de diferente gradación, se logra llenar los espacios vacíos, de tal manera que, el material será más denso. Por otro lado, al agregar materiales finos, éstos actuarán como aglomerante y se producirá el enlace deseado en los materiales.

Los factores que influyen en la estabilización mecánica son los siguientes:

- Resistencia mecánica de los materiales
- Dosificación de los materiales
- Gradación de la mezcla
- Procesos de mezclado y compactación
- Conexión producida en la mezcla
- Uso de materiales geosintéticos
-

3.7.6.2 Estabilización química

En cuanto a la estabilización química, esta modifica las características del suelo debido a la composición química de la sustancia añadida y a la reacción de esta con el suelo. Existen diferentes maneras para obtener reacciones químicas y éstas dependerán del tipo de aditivo que se incorpore al suelo. Seguido, se citarán algunos de los aditivos incorporados al suelo.

3.7.6.2.1 Estabilización con cal

El calcio presente en la cal al reaccionar con los minerales de suelos arcillosos, generan floculación en la arcilla, esto permite reducir el índice plástico de las mismas. Adicionalmente, el potencial de hinchamiento de las arcillas también se ve reducido. De esta manera, los suelos arcillosos son más trabajables. Una de las mayores ventajas de esta mezcla es que la cal aumenta el valor del pH del agua de los poros. Esto permite la liberación de sílice presente en la arcilla y, la reacción de la sílice con el calcio de la cal genera cemento.

La cal puede ser utilizada de diferentes formas, según la composición de la misma. Sin embargo, su aplicación es para suelos de grano fino. La dosificación de la mezcla de cal y suelo puede ser evaluada a partir de ensayos de prueba y error, considerando qué resistencia cortante se quiere obtener en el suelo a mejorar. Esta metodología se usa generalmente en proyectos de vías con el fin de mejorar las características del suelo de la subrasante y/o materiales de la estructura de pavimento que se lo requieran.

3.7.6.2.2 Estabilización con cenizas volantes

Las cenizas volantes resultan de las centrales térmicas que tienen de base el carbón. La estabilización se produce gracias a la reacción del suelo a mejorar con la puzolana que está contenida en las cenizas volantes. En las cenizas volantes el contenido de cal es bajo, por lo tanto, no se logran efectos cementantes, sin embargo, este efecto puede ser obtenido mediante la adición de cal o de cemento Portland.

Esta metodología puede ser aplicada para suelos de grano grueso cuando las cenizas volantes son mezcladas con cal y agua o con cal, cemento y agua.

3.7.6.2.3 Estabilización con cemento

La aplicación de cemento Portland para estabilización es aplicable a diferentes tipos de suelos, sin embargo, hay que tomar en cuenta que el contenido de materia orgánica debe ser menor al 2%. Adicionalmente, cuando se tienen suelos de grano fino es necesaria la aplicación de cal en el suelo con el objetivo de reducir a polvo el compuesto suelo-cemento.

La presencia de silicatos y aluminatos de calcio presentes en el cemento Portland producen efectos cementantes en la mezcla con el suelo. Es por esto que este cemento es uno de los componentes más utilizados para la estabilización de suelos. La relación suelo-cemento depende del tipo de suelo. A continuación, se presentan porcentajes aproximados de cemento en función del tipo de suelo.

- Gravas: 5-10%
- Arenas: 7-12%
- Limos: 12-15%
- Arcillas: 12-20%

Es importante considerar que la dosificación depende también de la propiedad que se requiera mejorar.

3.7.6.2.4 Estabilización con productos químicos y materiales sintéticos

Otros productos químicos para la estabilización de suelos que se pueden utilizar son: cloruro de sodio, carbonato de sodio, carbonato de calcio, silicato de sodio de ácido fluorhídrico, ácido fosfórico, otros. Para generar efectos de floculación e incrementar la resistencia del suelo, se utiliza sales de aluminio y hierro que permiten la precipitación del hierro y aluminio de los espacios porosos.

Las sales orgánicas y los materiales poliméricos aumentan la fuerza de atracción eléctrica en suelos de grano fino, esto también genera agregación en el suelo, es decir, se produce floculación, cementación y reacomodación de las partículas en el mismo. Por otra parte, también se pueden utilizar agentes dispersantes tales como fosfatos, sulfonatos y versanatos, los cuales reducen la cohesión del suelo fino y de esta el suelo tiende a reacomodarse, generando una densidad mayor.

Los polímeros naturales más utilizados con propósitos de mejoramiento de suelo son las resinas y ligninas. También se pueden utilizar polímeros sintéticos tales como el alcohol polivinílico y otros.

3.7.6.2.5 Estabilización con productos reciclados

Las actividades humanas generan millones de residuos sólidos. En cuanto a los residuos sólidos inorgánicos se tienen: relaves de aluminio, cobre hierro y zinc. Por otro lado, los residuos agrícolas son principalmente bagazo, cascarilla de arroz, fibra de yute, paja de arroz, fibra de coco y cáscara de maní. En el sector de la construcción se ha dado uso a algunos de los residuos con el fin de estabilizar el suelo. Uno de los más utilizados es el plástico para proyectos viales. Con el uso del plástico se puede lograr una mayor flexibilidad en el pavimento, adicionalmente, se mejora la estabilidad, fatiga y la resistencia en las vías.

Por esta razón, el uso de productos reciclados para la mejora de propiedades del suelo puede ser una técnica de estabilización de suelos. Pero, debido a la diversidad de productos que pueden entrar en esta categoría, es necesario realizar una evaluación

específica del producto a utilizar y su efecto en las características del suelo. Estos productos pueden requerir técnicas y métodos de estabilización para ser de utilidad en la estabilización. En la Figura 3.15 se muestra una aplicación de esta técnica.



Figura 3.15 Carretera de 1 km construida con la adición de plástico reciclado (The Statesman, 2018).

3.7.7 Reforzamiento de suelos

El reforzamiento de suelo consiste en la inclusión de elementos que aporten al incremento de las propiedades del suelo a mejorar. El aporte dependerá de las características del elemento a utilizar y del suelo en donde se incluirán estos elementos. Entre las principales características a evaluar, se tiene: rugosidad de la superficie, esfuerzo efectivo normal, espesor de los elementos, propiedades de elongación, interacción entre el refuerzo y el suelo, densidad, contenido de agua, cohesión, rigidez, entre otros (Patel, 2019).

3.7.7.1 Materiales Geosintéticos

Los materiales geosintéticos pueden ser clasificados en geomallas, geotextiles, geomembranas, entre otros. Se considera geosintético a un material plano en el que su componente principal es el polímero y es empleado en obras de Ingeniería Geotécnica en suelos, rocas, entre otros (ASTM, 2000). Sin embargo, la materia prima para un geosintético también puede ser materiales reciclados o naturales.

Geomallas: la característica fundamental de una geomalla es su resistencia relativamente alta, por lo tanto, y su función principal es el refuerzo. En las geomallas es característico la presencia de aberturas con tamaños que varían de 10 a 100 mm y dependiendo de la dirección de su resistencia a la tracción se pueden tener, principalmente, geomallas uniaxiales y biaxiales (ver Figura 3.16). (Koerner, 2005)

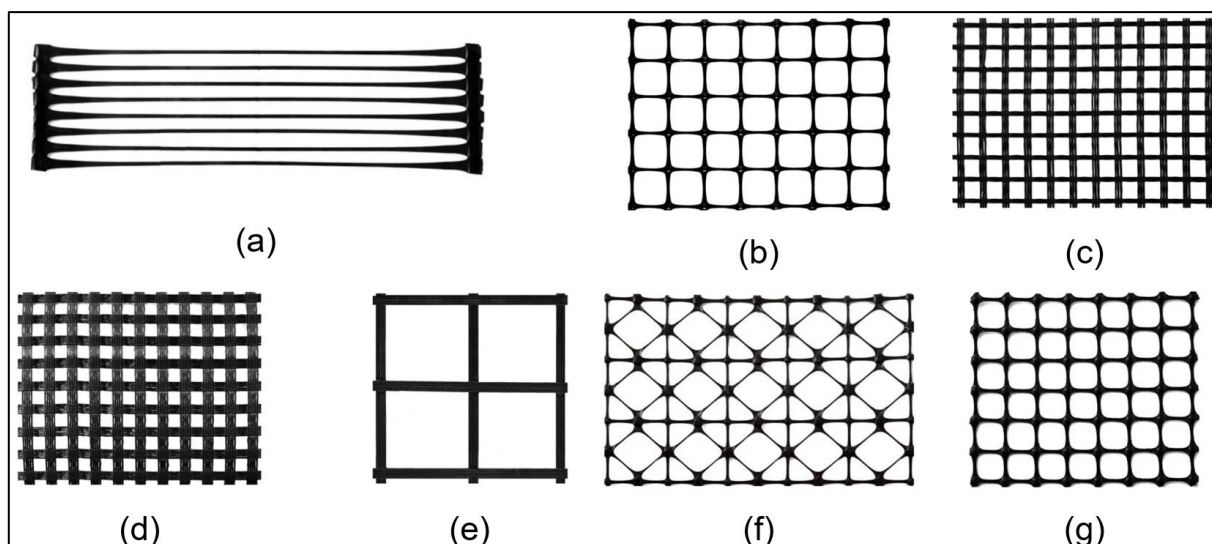


Figura 3.16 Tipos de geomalla, (a) Geomalla plástica uniaxial, (b) Geomalla plástica biaxial, (c) Geomalla de fibra de vidrio, (d) Geomalla de poliéster tejido por urdimbre, (e) Geomalla de plástico-acero, (f) Geomalla multiaxial, (g) Geomalla de minería PP (Earth Shield, 2020).

Geotextiles: una de las principales clasificaciones de los geotextiles depende del tipo de tejido y se clasifican en tejidos y no tejidos. Investigaciones realizadas han permitido la creación de otras formas de geotextiles. El mayor uso de geotextiles se da en construcción de carreteras (47%), control de erosión (20%) y obras de drenaje (17%). (Wu, y otros, 2020). En la Figura 3.17 se muestran los tipos de geotextiles.

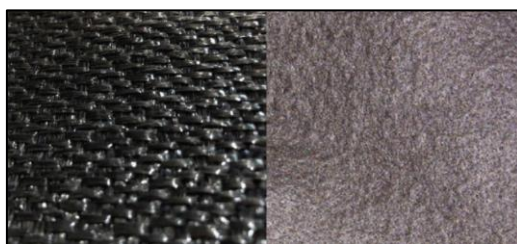


Figura 3.17 Geotextil tejido (izquierda) y geotextil no tejido (derecha) (ATA, 2021).

Geomembranas: generalmente, las geomembranas son láminas delgadas fabricadas a base de polímeros (ver Figura 3.18). Una de sus características fundamentales es su impermeabilidad relativa comparada con otros geosintéticos, por lo tanto, su aplicación principal consiste en contener o realizar una función de barrera ante fluidos.



Figura 3.18 Geomembrana de PVC (Geoconcret S.A., s.f.).

3.7.7.2 Suelo apernado (Soil Nailing)

El suelo apernado consiste en la introducción de elementos estructurales pasivos, los cuales, generalmente, se penetran en el suelo o roca mediante una perforación e inyección con diferentes fines tales como: contribuir a la estabilidad de excavaciones, transferir cargas de tracción al suelo (gracias a los esfuerzos adherentes), mejorar resistencias, entre otros (ver Figura 3.19).

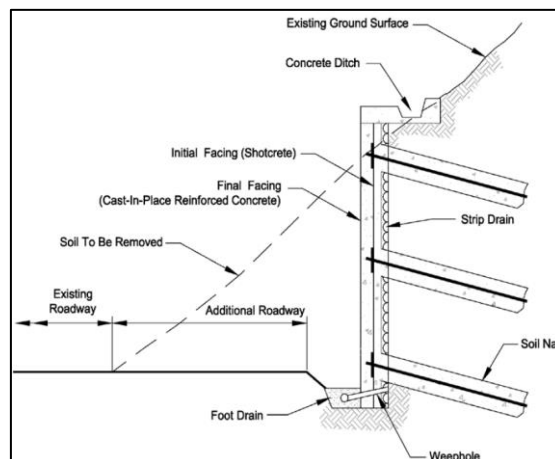


Figura 3.19 Ilustración de aplicación de suelo apernado en un corte de calzada modificado de Porterfield et al, 1994 (FHWA, 2015).

3.7.7.3 Suelo anclado

El sistema de suelo anclado consiste en la colocación de cables pretensados que sirven de contención en cortes, taludes, túneles, entre otros. Una de las diferencias principales con los suelos apernados es que el suelo apernado es un elemento pasivo mientras que el suelo anclado es un elemento estructural activo que contribuye a la resistencia del esfuerzo cortante (ver Figura 3.20).

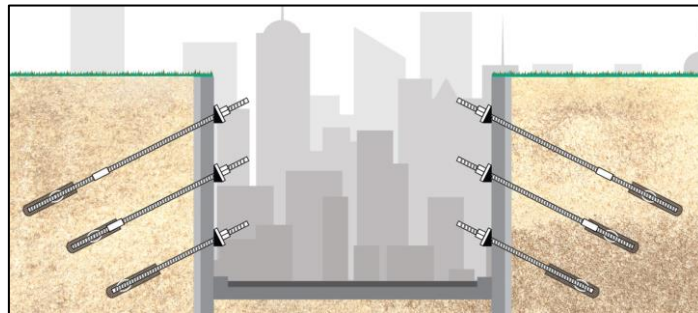


Figura 3.20 Ilustración de un sistema de suelo anclado en excavaciones (Dextra, s.f.).

3.7.7.4 Micropilotes

Los micropilotes son elementos tubulares similares a los pilotes, pero de diámetro pequeño (90-300 mm aproximadamente) que, usualmente, son varillas o tubos de acero (ver Figura 3.21). Estos son introducidos en el suelo en orificios pre-perforados. Entre sus características principales se tiene la resistencia a la fricción y los bajos asentamientos generados en relación con los pilotes. Adicionalmente, si se tiene un suelo comprimible y el micropilote es inyectado a presión, se tendrá un aumento en la presión lateral debido a la densificación del suelo.

En cuanto al tipo de suelo en donde se los puede colocar, los micropilotes son muy versátiles, ya que se pueden instalar en varios tipos de suelos y en roca. Sus usos más comunes son en cimentaciones para estructuras, soporte para muros y estabilización de taludes.

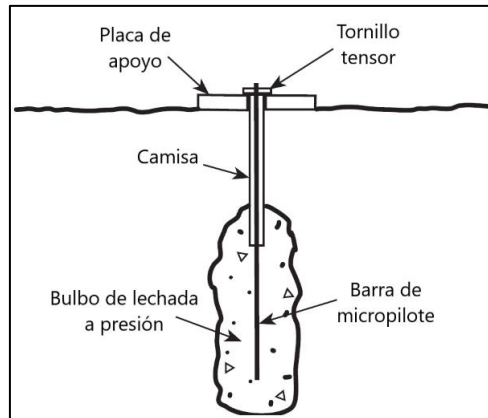


Figura 3.21 Elementos de un micropilote (modificado por autores) (Nicholson, 2014).

Existen distintas formas de clasificar a los micropilotes una de ellas depende del aporte estructural de los micropilotes. De esta manera, se tienen micropilotes que pueden ser cargados lateral o axialmente, de tal forma que se transfieran las cargas a un estrato competente bajo la cimentación. Por otro lado, los micropilotes pueden reforzar la masa de suelo de cimentación mediante la inclusión de un grupo de micropilotes, que formaría un suelo reforzado.

También se pueden clasificar a los micropilotes en función del sistema de inyección aplicado (ver Figura 3.22). Entre los cuales se tiene (Patel, 2019):

Tipo A: inyección de lechada a gravedad.

Tipo B: inyección de lechada a presión, pero se evita la hidrofracturación (fracturación de material circundante).

Tipo C: consta de dos etapas:

1. Inyección de lechada primaria a presión con el fin de producir hidrofracturación en el terreno adyacente.
2. Inyección de lechada secundaria mediante tubo manchette antes del endurecimiento de la lechada primaria.

Tipo D: se realizan las mismas etapas que en el tipo C con la diferencia de que la segunda etapa se la realiza luego del fraguado de la lechada primaria.

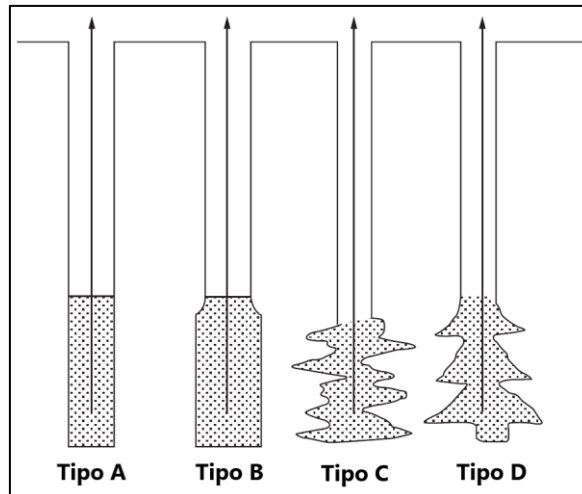


Figura 3.22 Clasificación de micropilotes en función del sistema de inyección (Patel, 2019).

3.7.8 Rellenos alivianados

Con el fin de reducir las cargas para evitar asentamientos excesivos, se ha considerado el uso de materiales livianos en rellenos. Entre estos materiales se tiene: aserrín, cenizas volantes, concreto celular, llantas trituradas, piedra pómez y poliestireno expandido o EPS por sus siglas en inglés (Expanded Polystyrene). De los materiales antes mencionado el EPS es el más ligero de todos, sin embargo, el uso de llantas trituradas es alto debido al aporte ambiental que se tiene al ser un material reciclado.

Uno de los materiales de óptimos para la alivianar el peso de materiales de relleno es el Geobloque de EPS, su peso puede variar de 16 a 32 kg/m³. Es decir, es aproximadamente 100 veces más ligero en comparación con el suelo, ideal para la construcción de rellenos sobre suelos blandos. Adicionalmente, estos geobloques son materiales uniformes lo que permite adaptarse a diferentes geometrías, son de fácil manipulación lo que permite ahorrar tiempo de construcción y tienen baja compresibilidad. Los geobloques de EPS deben cumplir los parámetros de la norma ASTM D6817. (Nicholson, 2014)

Se han realizado varias aplicaciones con geobloques de EPS, una de ellas se realizó en la Intersección I-80/I-65, Gary, Indiana (ver Figura 3.23). Con el objetivo de reducir el

volumen de excavación de suelo orgánico y evitar asentamientos futuros, se utilizaron geobloques de EPS.



Figura 3.23 Uso de geobloques de EPS en la Intersección I-80/I-65, Gary, Indiana (Insulfoam, 2014).

3.7.9 Inyecciones

La inyección de lechada es un tratamiento que se realiza en sitio, que puede tener ventajas económicas y seguridad respecto a eliminación o cambio de suelos. Por ejemplo, la inyección no requiere de apuntalamiento por excavaciones, por lo tanto, el personal no está expuesto a trabajar en áreas de alto riesgo. Adicionalmente, la inyección permite trabajar en áreas residenciales para lograr un soporte estructural durante excavaciones. Sin embargo, se debe tener mucho cuidado y representa un peligro tóxico cuando se utiliza lechas químicas en ambientes que presenten agua subterránea (Xanthakos, Abramson, & Bruce, 1994).

En la fase de prediseño la selección de la técnica de inyección depende del tamaño del grano del suelo, como se detalla en la Figura 3.24.

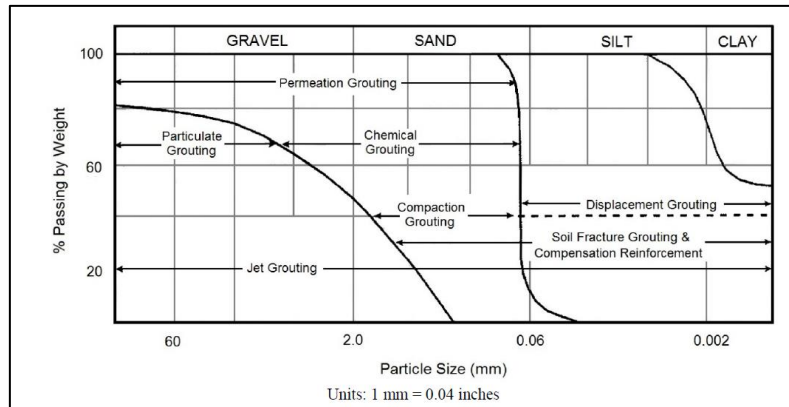


Figura 3.24 Técnicas de lechadas según el tamaño del grano de suelo (Federal Highway Administration - FHWA, 2017).

Los principales objetivos de la inyección son (Han, 2015):

- Densificar las partículas del suelo para evitar asentamientos y mitigar efectos de licuefacción.
- Solidificación del suelo para incrementar la cohesión en suelos granulares.
- Disminuir el valor de permeabilidad del suelo.
- Estabilizar y reducir el efecto expansivo de suelos arcillosos.
- Rellenar espacios vacíos del suelo.
- Adicionar soporte para estructuras existentes.

El tipo de lechada cumple una función muy importante en la técnica de inyección, de tal manera, que la capacidad de penetración del material inyectado depende de los poros, huecos o fisuras del suelo y el tamaño de las partículas de la lechada. A pesar de ello, esta relación no es única porque el suelo no es un material homogéneo y siempre se presentarán poros o discontinuidades de diferente tamaño. A continuación, se presenta algunas curvas granulométricas de diferentes tipos de cementos (ver Figura 3.25):

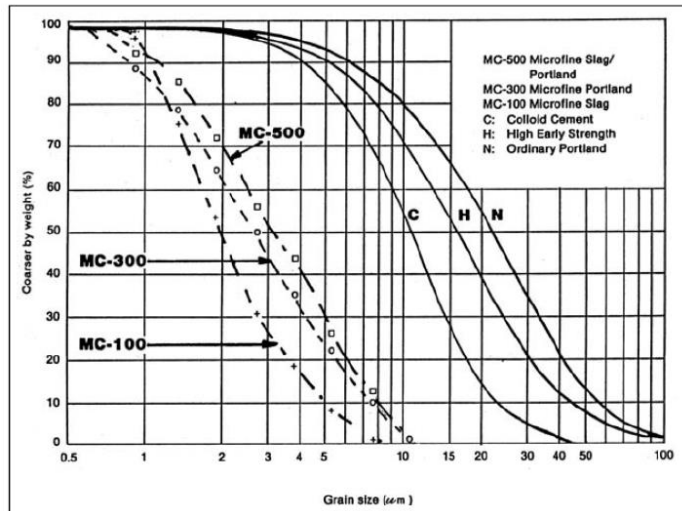


Figura 3.25 Granulometría de diferentes tipos de cementos, microcementos y microescorias (Karol, 2003).

Karol, 2013 recomienda las siguientes reglas para la elección en fase de prediseño del tipo de material de inyección en función del tamaño de partícula y la apertura de los huecos a tratar en el suelo (ver Tabla 3.2).

Tabla 3.2 Regla de prediseño para el tipo de material de inyección (Karol, 2003).

Para Suelos, $N = \frac{(D_{15})_{Soil}}{(D_{65})_{Grout}} \quad (3.3)$ N > 24, Inyectable N < 11, No Inyectable
Para Suelos, $N_c = \frac{(D_{10})_{Soil}}{(D_{95})_{Grout}} \quad (3.4)$ N _c > 11, Inyectable N _c < 6, No Inyectable
Para Roca, $N_R = \frac{\text{Ancho de Fisrua}}{(D_{95})_{Grout}} \quad (3.5)$ N _R > 5, Inyectable N _R < 2, No Inyectable

3.7.9.1 Inyección de Lechada Permeable

La inyección de Lechada Permeable es utilizada para modificar el volumen de la masa de suelo que sea más homogénea y cohesiva, de tal manera, se reduce la permeabilidad e incrementar la resistencia del suelo (ver Figura 3.26).

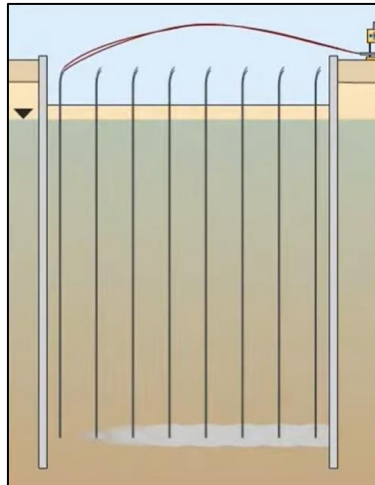
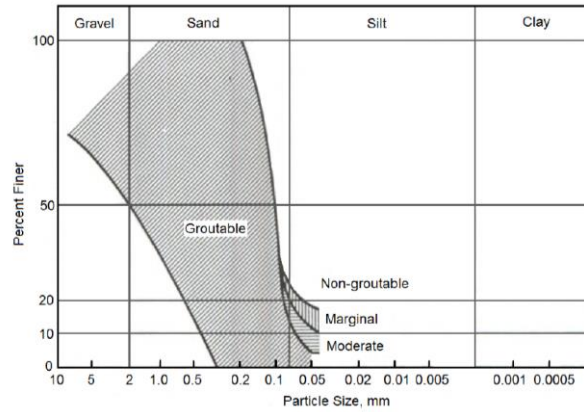


Figura 3.26 Inyección Permeable (Keller Group, 2022).

La factibilidad de aplicar una inyección permeable depende de los siguientes factores: tipo de suelo, estratigrafía, geología del sitio, permeabilidad del suelo, propiedades de la lechada y efectos del agua subterránea del sitio.

En suelos donde la tasa de inyección es baja se vuelve inviable porque el suelo tiene una baja permeabilidad. Por lo tanto, se recomienda aplicar la inyección de lechada permeable en suelos arenosos con menos del 15% de limos y arcillas.

Al suelo se lo clasifica Inyectable si tiene menos del 12% de fino, Modernamente Inyectable para 12-15% de fino, ligeramente Inyectable para 15-20% de fino. Se considera un suelo no inyectable si tiene más del 20% de fino. En la Figura 3.27 se detalla rango de curvas granulométricas que son aptas para aplicar una lechada (Federal Highway Administration - FHWA, 2017).



Units: 1 mm = 0.04 inches

Figura 3.27 Faja Granulométrica competente para aplicar inyecciones de lechada permeable (Federal Highway Administration - FHWA, 2017).

La relación de inyección para determinar la factibilidad de aplicar una lechada permeable en suelos y rocas fue estudiada por King and Bush (1963).

Relación de inyección, N y Nc para suelos:

$$N = \frac{(D_{15})_{SOIL}}{(D_{85})_{GROUT}} \quad (3.6)$$

$$Nc = \frac{(D_{10})_{SOIL}}{(D_{95})_{GROUT}} \quad (3.7)$$

La Inyección de Lechada es aplicable si $N > 24$ o $Nc > 11$, y no es aplicable cuando $N < 11$ o $Nc < 6$. El tipo de lechada depende del tamaño de grano del suelo, como se detalla a continuación:

- Cemento Portland Tipo I y II: Suelos mayores que 0.024 pulg (0.60mm).
- Cemento Portland Tipo III: Suelos mayores que 0.016 pulg (0.40mm).
- Bentonita: Suelos mayores que 0.01 pulg (0.25mm).
- Cemento Microfino: Suelos mayores que 0.002 pulg (0.05mm).

Estimar el Coeficiente de permeabilidad del suelo, k, permite definir la aplicabilidad de la inyección de lechada (Landry, Lees, & Naudts, 2000)

- Fácilmente Inyectable: $0.04 \leq k \leq 4 \times 10^{-4}$ pulgadas/segundo
- Inyectable con lechadas de cemento normales: $k > 0,04$ pulgadas/segundo
- Ligeramente Inyectable: $4 \times 10^{-4} \leq k \leq 4 \times 10^{-5}$ pulgadas/segundo
- Inyectable con lechadas de cemento Microfino: $k > 0,002$ pulgadas/segundo
- Prácticamente no Inyectables: $4 \times 10^{-5} \leq k \leq 4 \times 10^{-6}$ pulgadas/segundo
- Inyectable con lechadas de solución: $k > 4 \times 10^{-5}$ pulgadas/segundo

Hazen desarrolló una ecuación para estimar el valor del coeficiente de permeabilidad del suelo en base al d_{10} del suelo (Landry, Lees, & Naudts, 2000).

$$k(cm/s) = 116(0.7 + 0.34t)d_{10}^2 \quad (3.8)$$

donde:

k = coeficiente de permeabilidad

t = temperatura en °C

d_{10} = Tamaño de la partícula (cm) al 10% que pasa en la curva granulométrica.

Las inyecciones de lechada con productos químicos son más eficaces sobre lechadas de partículas en términos de su penetración en poros más pequeños, con la desventaja que es un producto más costoso y una tecnología más compleja. Las lechadas químicas son aplicables cuando el contenido de finos de los suelos es inferior al 10 por ciento, ligeramente aplicables cuando los finos son superiores al 15 por ciento y no es posible cuando el contenido de finos es superior al 20 por ciento.

3.7.9.2 Inyección de lechada de compactación / Inyección LMG

La Inyección de lechada de compactación es una técnica que mejora la resistencia y/o la rigidez del suelo debido que la inyección provoca que las partículas del suelo se desplacen y se compacten a medida que se expande la masa de lechada.

El proceso de Inyección de lechada es ingresar por la perforación de manera controlada para que la masa de lechada ascienda dentro del suelo sin penetrar o fracturar el suelo (ver Figura 3.28). Este comportamiento permite una densificación del suelo alrededor de la masa de lechada.

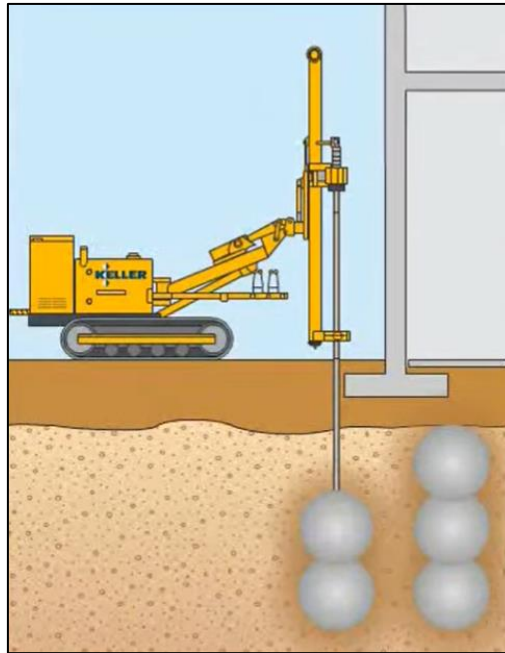


Figura 3.28 Inyección LMG (Keller Group, 2022).

Esta metodología de mejoramiento de suelos se puede aplicar por encima o por debajo del nivel freático y se recomienda aplicar sobre rellenos sueltos o suelos que tienen suficiente drenaje para evitar acumulación de presiones intersticiales excesivas (ver Figura 3.29).

La lechada que requiere esta técnica es un mortero de muy baja consistencia (con asentamientos en cono de Abrams inferiores a 5cm) y se debe inyectar a elevadas presiones (700kPa – 3500kPa).

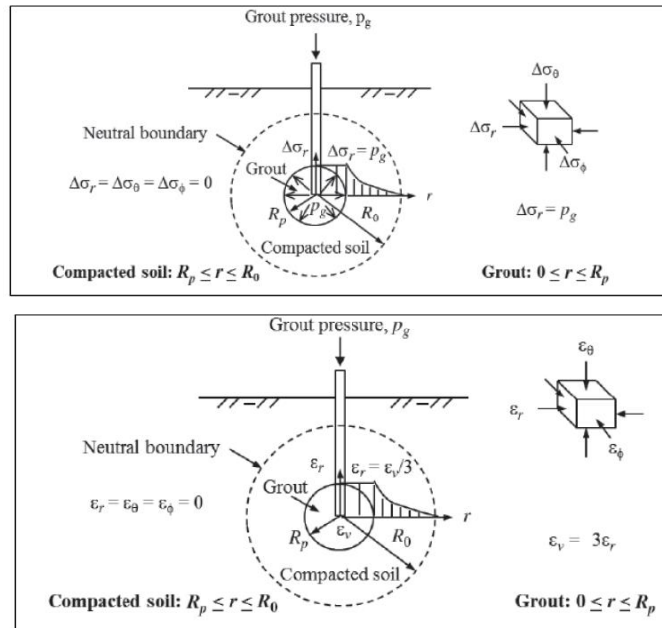


Figura 3.29 Estado de presiones (superior) y deformaciones (inferior) en coordenadas esféricas durante la inyección de un bulbo de compactación (Han, 2015).

Mecanismos Básicos

En la inyección se controla la tasa y volumen de lechada, y se miden las presiones para determinar la resistencia del suelo a la inyección de lechada. Se recomienda, para tener una inyección óptima, trabajar con una tasa de 30 a 60 litros por minuto y controlar que el aumento de presión no exceda los 55 KPa por minuto (Geo-Institute of the ASCE, 2007).

El espaciamiento de las perforaciones normalmente a intervalos de 2.50m a 4.50m para proyectos de túneles, a intervalos de 2.00m a 5.00m para mejoras del sitio y de 1.00m a 3.00m para trabajos de reparación en estructuras existentes.

El diámetro de la tubería de inyección debe ser de al menos 3 pulgadas para transmitir el material de bajo asentamiento especificado sin taponamiento o para minimizar la resistencia al corte.

Para la mayoría de los proyectos de densificación, el volumen de LMG oscilará entre el 3 y el 12 % del volumen de suelo que se está tratando, mientras que, para el relleno de vacíos, las etapas individuales de lechada pueden incrementar el consumo de lechada.

La densificación es más eficiente si existe confinamiento, como una zona de suelo más rígido. Por tal razón, las perforaciones se las realiza en un patrón de cuadrícula y se inyecta la lechada primero de los perimetrales para proporcionar el confinamiento necesario a los orificios que están en el interior.

Aunque la lechada de compactación se puede aplicar en condiciones que involucran casi todos los tipos de suelos, se recomienda la efectividad en suelos que pueden densificarse fácilmente extrayendo agua y aire de los espacios vacíos. Por lo tanto, los suelos de grano fino, como las arcillas de alta plasticidad, particularmente debajo del nivel freático, no son adecuados para la lechada de compactación. Los suelos granulares mixtos son los más adecuados para este método. Los suelos arenosos, limo e incluso los suelos arcillosos y con grava generalmente no se pueden compactar de manera efectiva con lechada de compactación.

Cuando menor es la densidad inicial del suelo, más mejoras se pueden lograr mediante la lechada. De hecho, los suelos densos pueden aflojarse por el corte inducido durante la lechada de compactación.

3.7.9.3 Jet Grouting

La técnica de Jet Grouting aplica chorros de agua y/o aire en altas presiones para romper la estructura del suelo, y se reemplaza el suelo con una lechada a base de cemento. Las partículas de suelo que no se eliminan se mezclan con la lechada in situ (ver Figura 3.30).

Esta técnica es eficaz en casi cualquier tipo de suelo, como arenas, gravas y hasta arcillas altamente sensible, pero requiere la utilización de equipos sofisticados y conocimiento técnico más extenso.

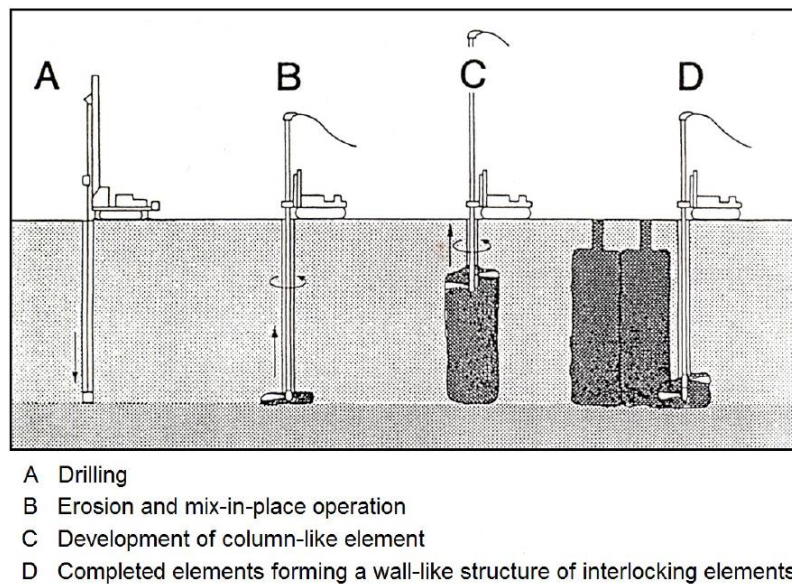


Figura 3.30 Jet Grouting (Federal Highway Administration - FHWA, 2017).

Al mejorar las características del suelo con lechada permeable se lo puede aplicar para (Federal Highway Administration - FHWA, 2017):

- Control del nivel freático
- Control de asentamientos
- Apuntalamiento en excavaciones
- Protección contra la socavación
- Mitigar la licuefacción al densificar el suelo

3.8 Conceptos elementales de la Mecánica de Suelos

En esta sección se presentará una breve explicación de los conceptos básicos de la Mecánica de Suelos aplicados en el caso de estudio que se aborda. Estos son necesarios para comprender los fundamentos aplicados en la mejora del terreno.

3.8.1 Diferencia entre suelo y roca

La terminología es diferente en la Geotecnia y en la Geología, pues un depósito de arcilla sería definido como una roca de tipo detrítica en Geología. Sin embargo, en la Geotecnia

se puede definir al suelo subjetivamente como la zona superior de la corteza terrestre (exceptuando la zona petrificada) o aquel terreno que para ser excavado no requiere de voladuras. (Ingeoexpert, 2022)

3.8.2 Comportamiento de los suelos

El suelo, de manera general, puede presentar tres componentes: agua, aire y sólidos. Por lo tanto, puede ser un sistema trifásico o bifásico. Cuando el suelo se encuentra parcialmente saturado tiene un sistema trifásico (agua, aire y sólidos) mientras que cuando el suelo se encuentra saturado el sistema es bifásico (agua y sólidos) como se ilustra en la Figura 3.31.

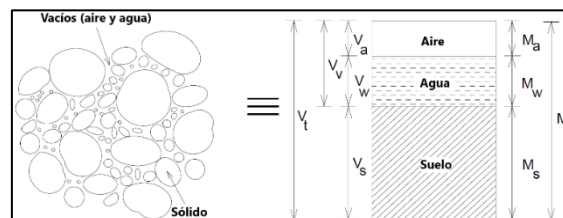


Figura 3.31 Aspecto del suelo con su diagrama de fase respectivo (Sivakugan, 1999).

La representación del suelo mediante estos sistemas permite comprender su comportamiento antes cargas externas. Es así como un suelo parcialmente saturado y sometido a sollicitaciones externas puede presentar: compresión del aire, disolución del aire en agua, salida de agua, salida de aire, y, compresión de sólidos y agua (generalmente despreciables). Por otro lado, en suelos saturados se podría presentar compresión debido a drenaje y movimiento entre partículas, por eso se dice que, las deformaciones en los suelos saturados son producidos por corte (Ingeoexpert, 2022).

3.8.3 Tipos de suelos y clasificación

El suelo puede ser clasificado por diferentes características. Una de las más comunes y usadas está definida por el tamaño de las partículas. De esta clasificación, el suelo es dividido en dos grandes grupos: suelos gruesos y suelos finos. El tamaño de grano que separa a estos dos grandes grupos dependerá de la normativa o sistema utilizado. Uno

de los sistemas más utilizados es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

3.8.3.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Este sistema fue desarrollado inicialmente por Casagrande (1948) y se fundamenta en la distribución del tamaño de partícula, límites de consistencia y contenido de materia orgánica. Adicionalmente, es el sistema más utilizado por los Ingenieros Geotécnicos (Frankenstein & García-Gainés, 2015).

Para poder utilizar este sistema, es fundamental definir el tamaño de grano que diferencia a los suelos de grano fino y de grano grueso. En el sistema SUCS, el tamiz que divide estos dos grandes grupos es el tamiz #200, el cual tiene una abertura de 0.075 mm. De una muestra de suelo, aquello que pase por el tamiz #200 es considerado un suelo “fino” mientras que la porción que sea retenida por el tamiz #200 será suelo “grueso”. Esta división fue determinada a partir de que se descubrió que los suelos gruesos tienen una cohesión despreciable en comparación con los suelos finos.

3.8.3.2 Clasificación del suelo según el tamaño de grano y otras características

Esta primera división permitirá obtener características representativas de las subcategorías. Es así como en un suelo grueso (< 50% pasa el tamiz #200) se puede obtener la distribución granulométrica mediante el uso de diferentes tamices, si hay variedad en los tamaños de grano, el suelo es considerado bien gradado, caso contrario será mal gradado. Para esto se utilizan dos coeficientes: coeficiente de uniformidad (Cu) y coeficiente de curvatura (Cc). Los suelos gruesos pueden empezar con el símbolo S para arenas o G para gravas.

Por otro lado, si se trata de un suelo fino (≥50% pasa el tamiz #200) se lo caracterizará en función de su plasticidad según la Carta de Plasticidad que relaciona el índice plástico con el límite líquido. Adicionalmente, se analizará si el suelo es orgánico o si se trata de

una turba. Estos suelos pueden empezar con la letra C para arcillas o con la letra M para limos.

Para las características antes mencionadas se tienen los siguientes símbolos:

- W: bien gradada
- P: mal gradada
- L: baja plasticidad
- H: alta plasticidad

A continuación, en la Tabla 3.3 se presenta un resumen de las posibles combinaciones en la clasificación SUCS, en función del pasante del tamiz #200.

Tabla 3.3 Clasificación SUCS modificada por autores (Cruz, s.f.)

Categoría	Pasa #200	Clasificación SUCS	Propiedad a evaluar
	(%)		
I	< 5	GW	Cu, Cc
		GP	
		SW	
		SP	
II	5 - 12	GW-GM	Cu, Cc, IP, LL
		GW-GC	
		GP-GM	
		GP-GC	
		SW-SM	
		SW-SC	
		SP-SM	
		SP-SC	
III	12 - 50	GM	IP, LL
		GC	
		S _c	
		SC	
IV	> 50	ML (OL)	IP, LL
		MH (OH)	
		CL	
		CH	
		CL-ML	

En la ASTM también se presenta una guía resumida para clasificar los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, Das, 2012 realizó un resumen, mismo que se muestra en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Práctica estándar para la clasificación de suelos para usos ingenieriles según la ASTM, 2009 citada en (Das B. , Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012)

Criterios para asignar símbolos y nombres de grupo utilizando pruebas de laboratorio ^a				Símbolo de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en la malla núm. 200	Gravas Más de 50% de la fracción gruesa retenida en la malla núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^e$	GW
		Menos de 5% finos ^c	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^e$	GP
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla núm. 4	Gravas con finos	Los finos se clasifican como ML o MH	GM
		Más de 12% finos ^c	Los finos se clasifican como CL o CH	GC
		Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^e$	SW
		Menos de 5% finos ^d	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^e$	SP
Arena con finos	Más de 12% finos ^d	Los finos se clasifican como ML o MH	SM	
		Los finos se clasifican como CL o CH	SC	
Suelos de grano fino 50% o más pasa la malla núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánicos	IP > 7 y se encuentra en o arriba de la línea "A" ^j	CL
			IP < 4 o se encuentra debajo de la línea "A" ^j	ML
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o mayor	Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OL
		Inorgánicos	IP se encuentra en o arriba de la línea "A"	CH
			IP se encuentra debajo de la línea "A"	MH
		Orgánicos	$\frac{\text{Límite líquido—secado en horno}}{\text{Límite líquido—no secado}} < 0.75$	OH
Suelos altamente orgánicos	Principalmente materia orgánica, de color oscuro y olor orgánico		PT	

$$C_u = D_{60}/D_{10} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

3.8.3.3 Plasticidad y estructura del suelo

Para tomar en consideración la importancia del comportamiento de los suelos finos; limos y, especialmente arcillas, se analiza la plasticidad de la porción fina de la muestra del suelo en cuestión. La plasticidad se encuentra en función de la humedad del suelo. Para conocer el índice plástico del suelo es indispensable obtener el límite plástico y el límite líquido del mismo. Esto se realiza mediante ensayos de laboratorio.

Con este fin, se tiene una representación gráfica que permite clasificar a los suelos finos. Es decir, permite conocer si un suelo es arcilla o limo y si su plasticidad es alta o baja. Seguido se muestra la Carta de Plasticidad, en donde también se puede observar una clasificación doble (CL-ML) en una porción de la carta (ver Figura 3.32).

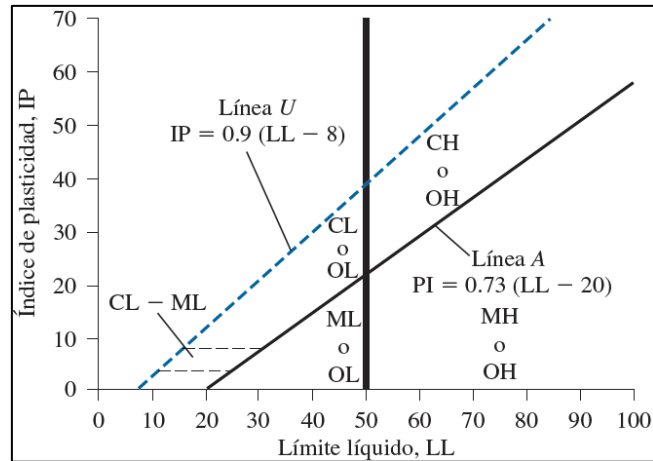


Figura 3.32 Carta de Plasticidad (Das B. , Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012).

3.9 Principios generales de las propiedades de resistencia del suelo

Para determinar las propiedades de resistencia del suelo, se tienen dos principios básicos: el criterio de falla y el principio de esfuerzos efectivos y totales (Wu T. , 1996):

3.9.1 El criterio de falla

Uno de los criterios de falla mayormente usados es el criterio de falla de Mohr-Coulomb que define la resistencia al corte con la siguiente formulación.

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (3.9)$$

donde:

σ : esfuerzo normal en la superficie de rotura

c : cohesión

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo

3.9.2 El principio de esfuerzos efectivos y totales

Las condiciones de drenaje influyen en gran manera en la resistencia cortante del suelo, es por esto que, se debe definir de manera apropiada el tipo de drenaje ante la aplicación de una carga. El tipo de drenaje definirá si los esfuerzos son efectivos o totales.

Los esfuerzos efectivos son aplicados cuando se tienen condiciones drenadas y fueron definidos por Terzagui, 1936, según se indica en la siguiente fórmula:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.10)$$

donde:

σ : esfuerzos totales

u : presión de poros

De esta manera, la resistencia al corte, en términos de esfuerzos efectivos será expresada de la siguiente manera:

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (3.11)$$

donde:

c' y ϕ' : parámetros de resistencia para esfuerzos efectivos

Para el caso en donde se tengan condiciones no drenadas se emplean esfuerzos totales. Uno de los casos de mayor relevancia se presenta cuando se tiene un suelo saturado cargado, en donde la resistencia al corte es igual a la resistencia al corte no drenada ($s=s_u$) y el ángulo de fricción no drenado es igual a cero ($\phi=\phi_u=0$).

3.10 Capacidad de carga

La capacidad de resistencia nominal debe estimarse utilizando teorías de mecánica de suelos y parámetros de suelo medidos en el sitio de estudio. Por tal motivo, la capacidad de resistencia nominal en zapatas aisladas cimentadas sobre suelos cohesivos se evaluará utilizando el análisis de tensión total y parámetros de resistencia del suelo no drenados. En los casos en que los suelos cohesivos puedan ablandarse, la resistencia portante de estos suelos también se debe evaluar para condiciones de carga permanente mediante un análisis de tensión efectiva y parámetros de resistencia del suelo drenados (AASHTO, 2017).

3.10.1 Capacidad de carga según AASHTO LRFD 2017

La AASHTO LRFD 2017 presenta la siguiente fórmula para la determinación de la capacidad de resistencia nominal:

$$q_n = CN_c S_c i_c + \gamma D f N_q S_q d_q i_q C_{wq} + 0.50 \gamma B N_\gamma S_\gamma i_\gamma C_{w\gamma} \quad (3.12)$$

donde:

C :	cohesión del suelo de soporte (t/m ²)
q :	esfuerzo efectivo al nivel de desplante (t/m ²)
γ :	peso específico del suelo de soporte (t/m ³)
B :	ancho de la cimentación (m)
Df :	profundidad de desplante (m)
N_c, N_q, N_γ :	factores de capacidad de carga
S_c, S_q, S_γ :	factores de forma
$C_{wq}, C_{w\gamma}$:	factores de profundidad de nivel freático
d_q :	factor de profundidad
i_c, i_q, i_γ :	factores de inclinación de carga

A continuación, en la Tabla 3.5, se detallan los valores sugeridos de los factores de capacidad de carga.

Tabla 3.5 Factores de capacidad de carga (AASHTO, 2017)

ϕ_r	N_c	N_q	N_γ	ϕ_r	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26.0
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Los factores de correlación por la inclinación de carga, generalmente, no son utilizados por los profesionales. Esto se debe por la falta de conocimiento de las cargas horizontales y verticales en la exploración de geotécnica y porque los factores se derivaron de *zapatas sin empotramiento*. Adicionalmente, Meyerhof demostró que, en una cimentación, en donde $D_f/B = 1$, el efecto de la inclinación de la carga es despreciable (ver Tabla 3.6 y Figura 3.33).

Tabla 3.6 Factores de inclinación de carga (AASHTO, 2017)

$\phi_r = 0$	$i_c = 1 - \left(\frac{nH}{cBLN_c} \right)$	(3.13)
	$i_c = i_q - [(1 - i_q)/(N_q - 1)]$	(3.14)
$\phi_r > 0$	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + cBL \cot \phi_f} \right]^n$	(3.15)
	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + cBL \cot \phi_f} \right]^{n+1}$	(3.16)
$n = [(2 + L/B)/(1 + L/B)] \cos^2 \theta$ $+ [(2 + B/L)/(1 + B/L)] \sin^2 \theta$ <i>H</i> : Fuerza horizontal <i>V</i> : Fuerza vertical θ : Ángulo proyectado de la fuerza en sentido de L		(3.17)

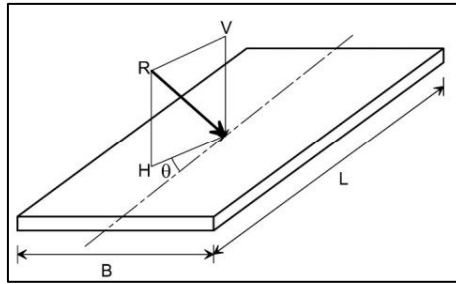


Figura 3.33 Diagrama de una carga inclinada sobre zapata (AASHTO, 2017).

Los factores de forma se muestran en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7 Factores de forma (AASHTO, 2017).

Factor	Friction Angle	Cohesion Term (s_c)	Unit Weight Term (s_γ)	Surcharge Term (s_q)
Shape Factors s_c, s_γ, s_q	$\phi_f = 0$	$1 + \left(\frac{B}{5L}\right)$	1.0	1.0
	$\phi_f > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L} \tan \phi_f\right)$

Los factores de profundidad de nivel freático se muestran en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8 Factores de profundidad de nivel freático (AASHTO, 2017).

D_w	C_{wq}	$C_{w\gamma}$
0.0	0.5	0.5
D_f	1.0	0.5
$>1.5B + D_f$	1.0	1.0

Los factores de profundidad se muestran en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9 Factor de profundidad (AASHTO, 2017).

Friction Angle, ϕ_f (degrees)	D_f/B	d_q
32	1	1.20
	2	1.30
	4	1.35
	8	1.40
37	1	1.20
	2	1.25
	4	1.30
	8	1.35
42	1	1.15
	2	1.20
	4	1.25
	8	1.30

Nota: el factor de correlación de profundidad se considera en el caso que el suelo de soporte sea competente, caso contrario se asume el valor de 1.00.

3.10.2 Factores de seguridad según NEC-15

La capacidad de carga nominal debe ser verificada mediante los métodos basados en teoría plástica o análisis de equilibrio límite. En cualquiera de las metodologías utilizadas según NEC-15 podrán ser utilizados como mínimo los siguientes Factores de Seguridad Indirecta Mínimos (FSIM) (ver Tabla 3.10).

Tabla 3.10 Factores de seguridad Indirectos Mínimo (NEC, 2015).

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

3.11 Asentamientos y Distorsión

3.11.1 Asentamiento Elástico

Este fenómeno se produce en suelos granulares por la deformación elástica del suelo. En este escenario, el suelo no presenta cambios significativos en el contenido de humedad y los asentamientos ocurren en un tiempo relativamente corto. El asentamiento elástico o inmediato también se puede dar en el caso en que un suelo cohesivo no presente nivel freático, es decir, que se encuentre en estado seco o con su humedad natural.

Para el cálculo de asentamientos elásticos se puede utilizar la siguiente expresión citada en la AASHTO, 2017 en el numeral 10.6.2.4.2:

$$S_e = \frac{[q_0(1 - \mu^2)\sqrt{A'}]}{144E_s\beta_z} \quad (3.18)$$

donde:

- q_0 : presión vertical aplicada (ksf)
 A' : área efectiva de la zapata (ft²)
 E_s : módulo de elasticidad del suelo (ksi)
 β_z : factor de forma y rigidez
 μ : relación de Poisson

Para la estimación del módulo de elasticidad se utilizan las siguientes correlaciones en función del número de golpes del ensayo SPT (ver Tabla 3.11 y Tabla 3.12).

Tabla 3.11 Módulo de elasticidad en función del número de golpes (AASHTO, 2017).

Estimating E_s from SPT N Value	
Soil Type	E_s (ksi)
Silts, sandy silts, slightly cohesive mixtures	$0.056 N_{160}$
Clean fine to medium sands and slightly silty sands	$0.097 N_{160}$
Coarse sands and sands with little gravel	$0.139 N_{160}$
Sandy gravel and gravels	$0.167 N_{160}$

Tabla 3.12 Relación de Poisson en función del tipo de suelo y elasticidad.

Soil Type	Typical Range of Young's Modulus Values, E_s (ksi)	Poisson's Ratio, ν (dim)
Clay:		
Soft sensitive	0.347–2.08	0.4–0.5 (undrained)
Medium stiff to stiff	2.08–6.94	
Very stiff	6.94–13.89	
Loess	2.08–8.33	0.1–0.3
Silt	0.278–2.78	0.3–0.35
Fine Sand:		
Loose	1.11–1.67	0.25
Medium dense	1.67–2.78	
Dense	2.78–4.17	
Sand:		
Loose	1.39–4.17	0.20–0.36
Medium dense	4.17–6.94	0.30–0.40
Dense	6.94–11.11	
Gravel:		
Loose	4.17–11.11	0.20–0.35
Medium dense	11.11–13.89	0.30–0.40
Dense	13.89–27.78	

Los factores de forma y de rigidez se detallan en la Tabla 3.13.

Tabla 3.13 Factores de forma y rigidez.

L/B	Flexible, β_z (average)	β_z Rigid
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

3.11.2 Asentamiento por consolidación

Este fenómeno se produce en suelos cohesivos saturados ante la aplicación de una carga en la superficie. Además, estos asentamientos se producen en un tiempo significativo. La aplicación de cargas sobre este tipo de suelo induce al drenaje del agua y, consecuentemente, a la compresión del suelo al reducir la relación de vacíos.

3.11.2.1 Fases de consolidación

- **Consolidación Primaria**

Inicia desde la aplicación de la carga y termina con la compresión del suelo por el desalojo del agua en los poros.

- **Consolidación Secundaria**

Inicia después del desalojo del agua en los poros. En esta fase, el suelo se comprime debido al reajuste plástico de las partículas (ver Figura 3.34).

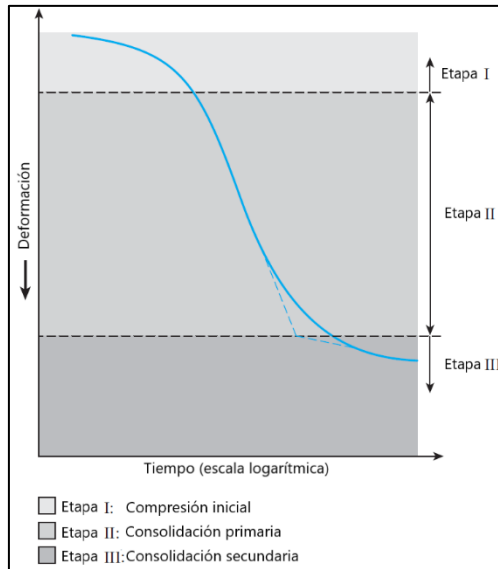


Figura 3.34 Tiempo-Deformación durante la consolidación (Das B. , Principles of Geotechnical Engineering, 2010).

3.11.2.2 Asentamientos por consolidación unidimensional

Grado de sobreconsolidación (OCR)

El OCR es la relación entre el esfuerzo de preconsolidación y el esfuerzo efectivo.

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \quad (3.19)$$

con:

σ'_c : Esfuerzo de preconsolidación

σ'_{v0} : Esfuerzo vertical efectivo

Asentamientos según el OCR

Las fórmulas para determinar los asentamientos por consolidación se detallan en la Tabla 3.14.

Tabla 3.14 Asentamiento por consolidación según OCR (Das B. , Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012).

Normalmente Consolidado	
$OCR = 1$ $\sigma'_{vo} \approx \sigma'_c$	$\delta = \frac{C_c}{1 + e_o} h_o \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \right)$ (3.20)
Sobreconsolidados	
$OCR > 1$ $\sigma'_{vo} < \sigma'_{vf} < \sigma'_c$	$\delta = \frac{C_r}{1 + e_o} h_o \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}} \right)$ (3.21)
Sobreconsolidados	
$OCR > 1$ $\sigma'_{vo} < \sigma'_c < \sigma'_{vf}$	δ (3.22) $= \frac{C_r}{1 + e_o} h_o \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{vo}} \right)$ $+ \frac{C_c}{1 + e_o} h_o \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_c} \right)$
Donde: C_c : Índice de compresión C_r : Índice de recompresión e_o : Relación de vacíos inicial h_o : Espesor del estrato σ'_{vo} : Esfuerzo vertical efectivo inicial σ'_{vf} : Esfuerzo vertical efectivo final (toma en consideración la carga de la estructura)	

3.11.3 Asentamiento tolerable según NEC-15

En el numeral 6.3.4 de la NEC-15 se detalla el asentamiento máximo de una estructura en un periodo de 25 años (ver Tabla 3.15).

Tabla 3.15 Valores máximos de asentamientos (NEC, 2015).

Tipo de construcción	$\Delta_{\text{máx}}$
Construcción aislada	20 cm
Construcción entre medianeros	10 cm

Nota: se considera las cargas muertas de servicio y 50% de cargas vivas máximas

En la Tabla 3.16 se detalla los valores máximos de asentamientos diferenciales calculados en función de la distancia entre apoyos o columnas, y, el tipo de construcción.

Tabla 3.16 Valores máximos de asentamientos diferenciales (NEC, 2015).

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$L / 1000$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$L / 500$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$L / 300$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$L / 160$

3.11.4 Esfuerzo causado por carga de cimentación

Para calcular un asentamiento se estima un incremento del esfuerzo vertical en el suelo por el efecto de la carga que está sobre la cimentación.

En 1885, Boussinesq desarrolló relaciones matemáticas para determinar los esfuerzos normal y cortante debidos a una carga concentrada en la superficie. Con este análisis, se puede determinar el incremento del esfuerzo vertical en cualquier ubicación y profundidad (ver Figura 3.35).

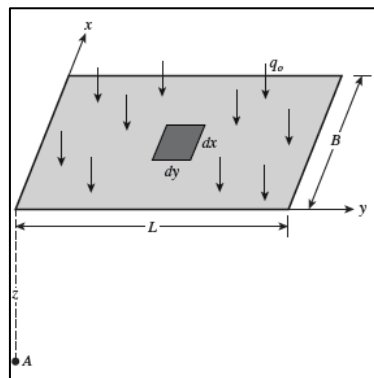


Figura 3.35 Determinación del esfuerzo debajo de una esquina de un área flexible rectangular cargada (Das B. , 2012).

El incremento total del esfuerzo $\Delta\sigma$ causado por toda el área cargada en el punto A se puede obtener integrando la ecuación:

$$\Delta\sigma = \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \frac{3q_0(dx dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = q_0 I \quad (3.23)$$

$$I = \text{Factor de influencia} \quad (3.24)$$

$$= \frac{1}{4\pi} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right)$$

donde:

$$m = \frac{B}{z} = \frac{x}{z} \quad (3.25)$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{y}{z} \quad (3.26)$$

Para determinar el esfuerzo a una profundidad z debajo del punto O , se divide el área cargada en cuatro rectángulos, con O como la esquina común para cada rectángulo. Luego se aplica la fórmula que se detalla en el párrafo anterior por cada área rectangular. El incremento total del esfuerzo ocasionado por toda el área cargada ahora se puede expresar como:

$$\Delta\sigma = q_0(I_1 + I_2 + I_3 + I_4) \quad (3.27)$$

En donde I_1, I_2, I_3 y I_4 son valores de Factor de influencia de cada rectángulo.

3.12 Softwares para geotecnia

El uso de softwares permite realizar comprobaciones de cálculos manuales, o la ejecución de cálculos más complejos como es el caso de programas con elementos finitos. En el presente proyecto se utilizarán los enumerados a continuación.

3.12.1 Settle 3D

Es un software desarrollado por Rocscience Inc. para el cálculo de asentamiento elástico y por consolidación. Este programa, para el cálculo de los esfuerzos presenta 4 metodologías:

- **Boussinesq**: se basa en la teoría de elasticidad y calcula los esfuerzos bajo una carga sobre un estrato homogéneo, en un espacio semi infinito.
- **Pendiente 2:1**: el espacio en donde la carga tendrá influencia estará definido por una pendiente de 2:1 (ver Figura 3.36).

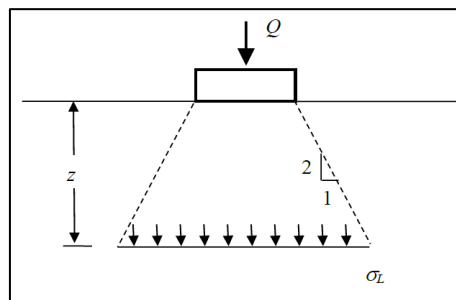


Figura 3.36 Zona de influencia para cálculo de esfuerzos según el método 2:1 (Rocscience Inc, 2021).

Solución multicapa: emplea las ecuaciones transformadas de Hankel, en donde se considera la aplicación de una carga puntual, la cual luego se transforma a distribuida. Estas ecuaciones consideran condiciones de contorno.

Solución de Westergaard: en busca de una solución alterna a la de Boussinesq, ya que esta está limitada a un material elástico, isotrópico y homogéneo, se presenta esta solución. En especial cuando se tiene estratificaciones de suelos finos y gruesos, se sugiera la aplicación de esta solución.

En cuanto a asentamientos, estos consideran los siguientes componentes:

- Asentamientos inmediatos: depende principalmente del módulo de Young, relación de Poisson, y propiedades de los estratos.

- Asentamientos por consolidación: se requiere de los resultados de un análisis de consolidación en donde se obtienen los índices de compresión, recompresión y esponjamiento, además, del esfuerzo de preconsolidación y las propiedades de los estratos.
- Asentamientos secundarios (Creep)

3.12.2 Plaxis 2D

Desarrollado por la empresa Bentley con el fin de realizar análisis de elementos finitos. Es un software de fácil uso que permite obtener deformaciones y otros resultados en varias aplicaciones de ingeniería.

3.12.2.1.1 Propiedades del terreno

Uno de los aspectos más importantes es el correcto ingreso de los datos del terreno de cimentación. Conocer el modelo adecuado a aplicar, así como las demás propiedades es fundamental.

Modelos constitutivos: permite simular en comportamiento de los suelos, entre ellos se tiene: modelo de Mohr-Coulomb, modelo de Hoek-Brown, modelo de roca articulada, modelo de suelo endurecido, modelo de Cam-Clay, entre otros.

Es conocido que, ante la acción de cargas externas, el comportamiento del suelo es mayormente no lineal, en Plaxis hay varios modelos para reflejar este comportamiento. Sin embargo, uno de los modelos más utilizados, debido a su simplicidad, es el de Mohr Coulomb. Este modelo está basado en la ley de Hooke y representa un comportamiento elástico lineal perfectamente plástico (ver Figura 3.37). (Bentley, 2020)

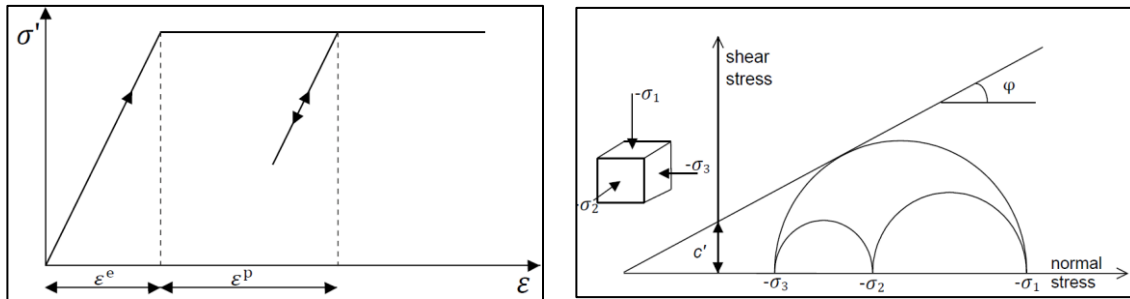


Figura 3.37 Curva esfuerzo deformación para un modelo constitutivo elastoplástico y criterio de falla de Mohr Coulomb (Bentley, 2020).

Tipo de drenaje: son utilizados cuando se requieren obtener deformaciones de tipo plásticas, ya que, para deformaciones por consolidación, el drenaje se basa en la permeabilidad. Entonces, para las deformaciones plásticas se pueden aplicar 5 tipos de drenajes (Bentley, 2020):

Drenado: representa un comportamiento drenado en el largo plazo y sus propiedades de rigidez y fuerza se encuentran en términos efectivos. Es utilizado para suelos secos o suelos con alta permeabilidad. Además, esta opción podría ser utilizada para simular el comportamiento del suelo a largo plazo, sin necesidad de modelar la consolidación sin drenaje.

No Drenado A: representa un comportamiento a corto plazo y utiliza parámetros efectivos para la rigidez y resistencia. Calcula el exceso de presión de poro. La resistencia al corte no drenada (S_u) es calculada por el modelo escogido, sin embargo, debe ser validada.

No Drenado B: representa un comportamiento a corto plazo y utiliza parámetros efectivos para la rigidez y para la resistencia utiliza parámetros de corte no drenados. Calcula el exceso de presión de poro. La resistencia al corte no drenada (S_u) es un valor a ingresar.

No Drenado C: representa un comportamiento a corto plazo y utiliza parámetros no drenados para la rigidez y resistencia. No se calcula el exceso de presión de

poros de manera explícita, sin embargo, esto se incluye en los esfuerzos efectivos. La resistencia al corte no drenada (S_u) es un valor a ingresar.

No poroso: representa un comportamiento de material en donde no es posible que se presenten presiones de poro. Su aplicación puede darse en elementos estructurales.

En función del modelo escogido se necesitará en ingreso de diferentes variables.

3.12.2.2 Estructuras

Para la asignación de cargas, se presenta una ventana con diferentes tipos de cargas y materiales que permiten representar distintos casos tales como cargas puntuales, cargas distribuidas, placas, túneles, entre otros.

3.12.2.3 Malla

Luego de la definición de la geometría del terreno y la asignación de cargas en función del problema a solucionar, hay que generar la malla, en donde se podrá escoger diferentes distribuciones como se muestra en la Figura 3.38.

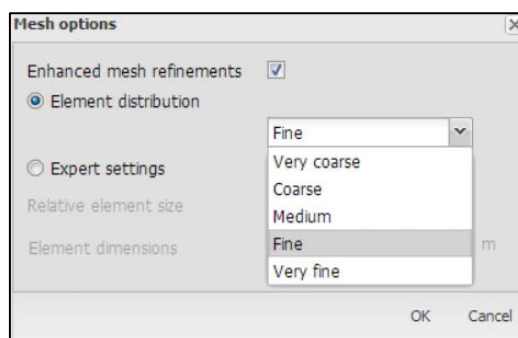


Figura 3.38 Opciones de malla en Plaxis 2D (Bentley, 2020).

3.12.2.4 Construcción por etapas

En esta pestaña se permite la creación de diferentes etapas según el modelo a analizar. La fase inicial permitirá conocer el estado actual del terreno sin aplicación de cargas.

En la **fase inicial** se puede dar uso de diferentes tipos de cálculos, entre ellos se tiene:

Procedimiento K0: calcula el esfuerzo efectivo vertical, la presión de poros y los parámetros de estado.

Esfuerzos de campo: calcula el esfuerzo efectivo vertical, la presión de poros y los parámetros de estado. Aplicable para cuando se tienen casos en suelos profundos o capas rocosas en donde se puede haber generado rotación de los esfuerzos principales.

Carga por gravedad: el esfuerzo inicial proviene de un cálculo de elemento finito y es aplicable para cuando se tienen estratos que no son horizontales como se muestra en la Figura 3.39.

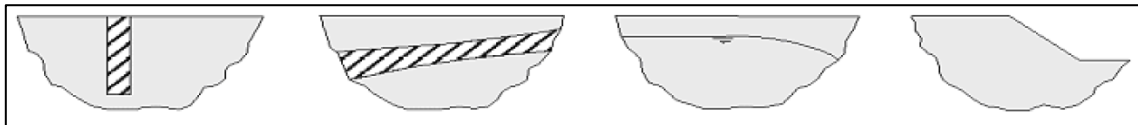


Figura 3.39 Ejemplos de estratos no horizontales (Bentley, 2020).

Solo flujo: no se calculan esfuerzos efectivos. Realiza el cálculo de flujos de agua subterránea.

Para las **siguientes fases** también se pueden aplicar diferentes tipos de cálculos, entre ellos se tiene:

Plástico: análisis drenado o no drenado elastoplástico.

Consolidación: análisis que depende del tiempo y el exceso de presión de poro. Se requiere el ingreso de la permeabilidad e intervalo de tiempo.

Seguridad: cálculo de factor de seguridad global basado en el método de la reducción de la fuerza.

Dinámico: análisis dinámico que requiere del ingreso de un intervalo de tiempo.

Deformación de flujo completamente acoplada: análisis que requiere el ingreso de un intervalo de tiempo y valores de permeabilidad. Depende del tiempo y de la presión de agua intersticial.

Dinámico con consolidación: análisis drenado dependiente del tiempo.

Para el caso del cálculo mediante consolidación, se tiene una limitante, es necesario una licencia avanzada del programa. Sin embargo, para un análisis preliminar del caso de estudio se puede aplicar el cálculo plástico.

CAPÍTULO 4

4. INVESTIGACIÓN DE CAMPO Y LABORATORIO

En este capítulo se detalla la exploración de campo y laboratorio para determinar los parámetros geomecánicos del sitio de estudio, dicha información de exploración es compartida, con fines académicos, por el Municipio de Quito del proyecto “Estudio y Diseño para la Ejecución de Obras de varias Parroquias de la Zona de Quitumbe”. En la exploración de campo se realiza como método directo el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y método indirecto geofísico el Análisis multicanal de ondas de superficie – MASW. Respecto a los ensayos de laboratorio se realiza contenido de humedad, granulometría y límites de Atterberg para determinar la clasificación de suelo (Sistema Unificado de clasificación de Suelos); y ensayo de consolidación unidimensional.

4.1 Ensayos de Penetración Estándar (SPT)

Este es un ensayo estandarizado según la normativa ASTM D 1586, el cual utiliza una cuchara partida que sirve de tubo muestreador. Ésta es introducida al suelo mediante la caída libre de un martillo de 63.5 kg a una altura de 0.76 m. La cuchara es introducida 45.00 cm, en los cuales se va contando el número de golpes cada 15 cm. El valor total de número de golpes medido en campo corresponde a los dos últimos 15 cm, debido a la disturbancia, los primeros 15 cm son omitidos, por eso, generalmente al número de golpes de campo se lo conoce como N_{30} .

4.1.1 Corrección del NSPT de campo (N_{30})

Los valores de números de golpes obtenidos en campo deben ser corregidos al 60%, según investigaciones realizadas con respecto a la energía incidente del ensayo. Para esto se aplicarán los factores especificados en la la fórmula que se muestra a continuación.

$$N_{60} = (N_{30}) * C_E * C_B * C_S * C_R \quad (4.1)$$

donde:

N_{30} : número de golpes de campo

C_E : factor de corrección debido a la relación de energía

C_B : factor de corrección por el diámetro del sondeo

C_S : factor de corrección según el método de muestreo

C_R : factor de corrección en función de la longitud de las varillas

El factor de corrección debido a la relación de energía se muestra en la Tabla 4.1, mientras que los demás factores se describen en la tabla Tabla 4.2.

Tabla 4.1 Factores de corrección debido a la relación de energía según Youd e Idriss, (1997).

Tipo de martillo	CE	
Martillo cilíndrico	$C_E = E_{Rr}(\%) / 60$	0.5 - 1.0
Martillo de seguridad		0.7 - 1.2
Martillo automático cilíndrico		0.8 - 1.3

Tabla 4.2 Factores de corrección para ensayo SPT modificados por Skempton (1986) y presentados por Robertson y Wride (1998).

Factor	Variable del equipo	Término	Corrección
Diámetro de perforación	65 - 115 mm	C_B	1.00
	150 mm		1.05
	200 mm		1.15
Longitud de varillas	3 - 4 m	C_R	0.75
	4 - 6 m		0.85
	6 - 10 m		0.95
	10 - 30 m		1.00
Método de muestreo	Muestreador estándar	C_S	1.00
	Muestreador sin guías		1.10 - 1.30

4.1.2 Correlación del N_{60} por la presión de confinamiento

El número de golpes obtenido en el ensayo de penetración estándar es afectado por la presión de sobrecarga efectiva en el caso de suelos granulares. Es por esto que, el valor de N_{60} debe ser corregido, aplicando la siguiente expresión:

$$N_{160} = C_N \cdot N_{60} \quad (4.2)$$

donde:

N_{60} : número de golpes corregido al 60% de la energía

C_N : factor de corrección por sobrecarga según Liao y Whitman, 1986

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma_o'}{Pa} \right)} \right]^{0.5} \quad (4.3)$$

con:

σ_o' : presión de sobrecarga efectiva

Pa : presión atmosférica $\cong 10 \text{ t/m}^2$

4.1.3 Correlación entre el N_{60} con las propiedades físicas de los suelos

Los valores obtenidos en el SPT permiten correlacionar el número de golpes con la compactación y consistencia para suelos granulares y cohesivos, respectivamente como se muestra en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir del SPT (Peck, Hanson, & Thornburn, 2004).

Suelos cohesivos		Suelos granulares	
Número de golpe N_{60}	Consistencia	Número de golpe N_{60}	Compacidad relativa
< 2	Muy blanda	0 - 4	Muy suelta
2 - 4	Blanda	4 - 10	Suelta
4 - 8	Media	10 - 30	Media
8 - 15	Firme	30 - 50	Compacta
15 - 30	Muy firme	> 50	Muy compacta
> 30	Dura		

4.1.4 Correlaciones entre el N_{60} y el ángulo de fricción y cohesión

Para conocer el ángulo de fricción correspondiente a los suelos granulares se aplicará la ecuación de Peck, Hanson & Thornburn, 1974.

$$\phi' = 27.1 + 0.30N_{60} - 0.00054(N_{60})^2 \quad (4.4)$$

donde:

ϕ' : ángulo de fricción

N_{60} : número de golpes corregido al 60% de la energía

En el caso de tener suelos granulares mezclados con un porcentaje de finos, se acogerá la recomendación del Prof. Burt Look, 2007 quien menciona que hay que reducir en un 5% el ángulo de fricción interno de los suelos granulares al estar mezclados con finos.

Con el fin de caracterizar la resistencia al cortante en suelos finos, se utilizará la correlación dada por Stroud, 1974.

$$Su = Cu = KN_{60} \quad (4.5)$$

donde:

C_u : resistencia al cortante no drenada

N_{60} : número de golpes corregido al 60% de la energía

K : constante = 3.5 – 6.5 kN/m²

Con base en la experiencia, se utilizará un valor de $K = 6.5$ kN/m².

4.1.5 Sondeos planteados

En el presente estudio se realizó el ensayo SPT en 3 puntos diferentes y cada 0.50 m. Inicialmente, los sondeos fueron planteados con una profundidad de 6.00 m cada uno. Sin embargo, en busca de un estrato más firme se aumentaron las profundidades de perforación. La ubicación de los sondeos se detalla en la Figura 4.1 y la profundidad de cada sondeo se muestra en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Identificación de sondeos y profundidad.

Sondeo	Profundidad
	(m)
PVE - 1	8.00
PVE - 2	6.50
PVE - 3	8.00



Figura 4.1 Ubicación de perforaciones.

4.2 Muestreo con tubo Shelby

El tubo Shelby es un tubo de pared delgada que permite la toma de un espécimen inalterado en suelos de grano fino, generalmente fáciles de penetrar, es decir, de consistencia blanda. Esta muestra puede ser tomada tanto en presencia como en ausencia de nivel freático.

En función del tipo de suelo encontrado, con valores de número de golpes menores a 1, se escogió la profundidad de 2.50 – 3.00 m de la perforación PVE – 2 para la toma de una muestra inalterada con tubo Shelby (ver Figura 4.2).



Figura 4.2 Toma de muestra con tubo Shelby y su respectiva identificación.

4.3 Ensayos de Geofísica

Son ensayos indirectos realizados en la superficie del terreno que utiliza principios físicos tales como la reflexión y refracción de ondas. Mediante este método se pueden obtener diferentes propiedades físicas del suelo.

4.3.1 Análisis multicanal de ondas de superficie – MASW

Una de las formas para conocer el tipo de perfil de suelo es mediante la velocidad de onda de corte de los 30.00 m superiores (V_{s30}). Esto se puede obtener mediante el MASW, el cual consiste en la propagación de ondas de superficie denominadas Rayleigh, con el fin de obtener el perfil del terreno.

Este método se fundamenta en la medición del tiempo de llegada de ondas sísmicas a los diferentes estratos del suelo, ya que cada estrato está caracterizado por diferentes

velocidades de propagación de onda. Para generar la onda se requiere de una fuente de energía, esta puede ser generada por un impacto en la superficie. Este impacto genera la onda que viaja a través del estrato o de los estratos que se encuentren en el terreno en cuestión, luego de ello regresan a geófonos que se encuentran tendidos a lo largo de la superficie.

La longitud e identificación de la línea sísmica se detalla en la Tabla 4.5, mientras que su ubicación en planta y la implantación en el sitio se muestran en la Figura 4.3 y en la Figura 4.4, respectivamente.

4.3.1.1 Ubicación de línea MASW

Tabla 4.5 Longitud de línea sísmica.

Línea	Longitud
	(m)
MASW - 1	50.00



Figura 4.3 Ubicación de línea sísmica MASW – 1.



Figura 4.4 Implantación de línea sísmica MASW – 1.

4.4 Sistema Unificado de Clasificación de suelos – SUCS

Una vez realizados los sondeos mediante los Ensayos de Penetración Estándar, se obtuvieron las muestras necesarias para caracterizar el estrato del barrio Venecia 2. Para esto se realizaron ensayos de contenido de humedad, límites de consistencia, granulometría que permitieron obtener la clasificación SUCS de las muestras seleccionadas.

4.5 Ensayo de consolidación unidimensional

Para el ensayo de consolidación se requiere, generalmente, una muestra inalterada, sin embargo, también puede ser aplicado en muestras compactadas. Para simular las condiciones reales y el proceso de consolidación, la muestra es restringida lateralmente y cargada axialmente. Esto permite realizar mediciones de deformaciones mediante el cambio de tamaño de la muestra para obtener esfuerzos efectivos, relación de vacíos, deformaciones y tasa de consolidación. (ASTM, 1996)

Conociendo las condiciones del sitio, en donde se encontraron suelos blandos y presencia de altos niveles freáticos, se infiere que van a haber asentamientos por consolidación significativos, por lo tanto, fue necesario la realización de un ensayo de consolidación.

El detalle de los ensayos de laboratorio realizados se muestra en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6 Ensayos de laboratorio.

Ensayos realizados	N° Ensayos
Clasificación SUCS (Límites de consistencia, contenido de humedad, granulometría)	11.00
Consolidación Unidimensional	1.00

4.6 Interpretación de los trabajos de campo y laboratorio

En esta sección se presenta la interpretación de la exploración de campo y laboratorio, lo que permite definir el tipo de suelo según la NEC-15, la curva de compresibilidad y el perfil estratigráfico de cada sondeo con su respectiva descripción de suelo, elevación, simbología, número de golpes según el SPT, granulometría, límites de Atterberg, clasificación del suelo según SUCS y propiedades geomecánicas. Adicionalmente, se especifica las propiedades geomecánicas según los valores promedios de las exploraciones.

4.7 Descripción del terreno de cimentación

En función del cambio de estratos encontrado en los registros de campo, se realizaron ensayos de clasificación SUCS representativos de cada tramo. En el APÉNDICE A, se adjuntan los ensayos realizados. A continuación, se describe las columnas estratigráficas encontradas en cada perforación.

4.7.1 PVE – 1

0.00 m – 1.50 m: Material de relleno conformado por gravas, escombros y arena con presencia de material fino. El valor de N_{60} es de 4.

1.50 m – 2.50 m: Limo de alta compresibilidad orgánico, con presencia de arcilla y consistencia blanda. El valor de N_{60} es varía de 1 a 4.

2.50 m – 6.50 m: Suelo orgánico de alta compresibilidad, con presencia de betas arenosas y consistencia muy blanda a blanda. El valor de N_{60} varía de 1 a 5.

6.50 m – 8.00 m: Limo de baja compresibilidad, consistencia muy firme. El valor de N_{60} varía de 17 a 20.

En la Figura 4.5 se muestra la columna estratigráfica de este sondeo.

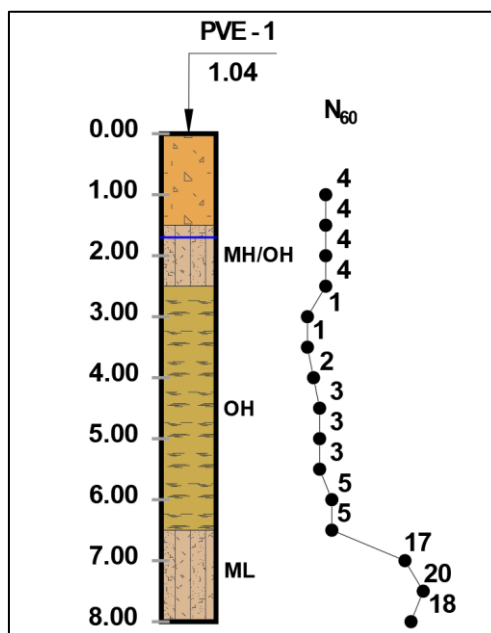


Figura 4.5 Columna estratigráfica PVE-1, con valores de N_{60} .

En la perforación se encontró nivel freático a 1.70 m de profundidad.

A continuación, en la Tabla 4.7, se presenta el registro de perforación correspondiente.

Tabla 4.7 Registro de perforación PVE-1.

PROF.	Nivel Freático	Simbología	Descripción del Suelo	Resistencia a la Penetración Estándar N_{60} (golpes/pie)					Granulometría			Límites de Consistencia (%)				SUCS	Propiedades Mecánicas			
				N_f	N_{60}	$N_{1(60)}$	0	10	20	30	40	50	%Grava	%Arena	%Finos		LL	LP	I_p	Wn
0.00																				
0.50			RELLENO Material de relleno compuesto por arenas, gravas y escombros, con finos, humedad baja, compactación suelta,																	
1.00				5	4	6													1.56	28
1.50				6	4	6													1.56	28
1.70																				
2.00			MH/OH Limos orgánicos de alta compresibilidad, con intercalaciones de arcilla café orgánica, consistencia blanda, humedad media.	6	4															
2.50				5	4														1.59	2.65
3.00			OH Suelo orgánico de alta compresibilidad, consistencia muy blanda, humedad alta, alta plasticidad, color negro.	2	1															
3.50				2	1														1.33	0.66
4.00				3	2														1.46	1.33
4.50			OH Suelo orgánico de alta compresibilidad, consistencia blanda, humedad alta, alta plasticidad, color negro.	4	3															
5.00				4	3														1.54	1.99
5.50				4	3														1.54	1.99
6.00				6	5														1.63	3.32
6.50			Presencia de betas arenosas color gris, espesor 5-10 cm	5	5														1.63	3.32
7.00			ML Limo de baja compresibilidad color café oscuro, consistencia muy firme, plasticidad media, humedad media.	19	17															
7.50				22	20														1.87	11.28
8.00				20	18														1.90	13.27
			FIN DEL SONDEO																1.88	11.94

4.7.2 PVE – 2

0.00 m – 0.50 m: Material de relleno estaba conformado por gravas, escombros y arena con presencia de material fino.

0.50 m – 1.50 m: Limo de alta compresibilidad orgánico, con presencia de arcilla y consistencia blanda. El valor de N_{60} es varía de 1 a 3.

1.50 m – 5.50 m: Suelo orgánico de alta compresibilidad, con presencia de betas arenosas y consistencia muy blanda a blanda. El valor de N_{60} varía de 1 a 4.

5.50 m – 6.50 m: Limo de baja compresibilidad, consistencia muy firme. El valor de N_{60} varía de 16 a 45.

En la Figura 4.6 se muestra la columna estratigráfica de este sondeo.

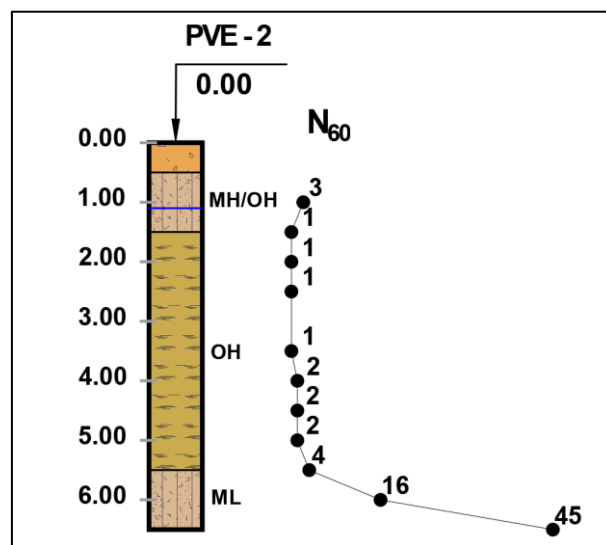


Figura 4.6 Columna estratigráfica PVE-2, con valores de N_{60} .

En la perforación se encontró nivel freático a 1.10 m de profundidad.

A continuación, en la Tabla 4.8, se presenta el registro de perforación correspondiente.

1.00 m – 6.50 m: Suelo orgánico de alta compresibilidad, con presencia de betas arenosas y consistencia muy blanda a blanda. El valor de N_{60} varía de 0 a 4.

6.50 m – 8.00 m: Limo de baja compresibilidad, consistencia firme a muy firme. El valor de N_{60} varía de 7 a 31.

En la perforación se encontró nivel freático a 1.25 m de profundidad.

En la Figura 4.7 se muestra la columna estratigráfica de este sondeo.

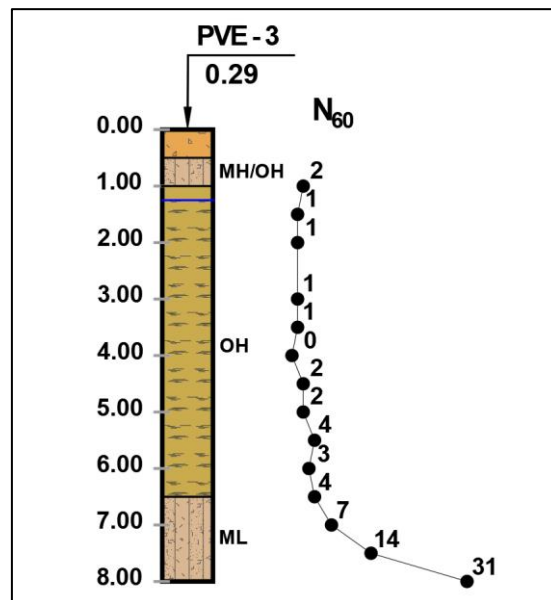


Figura 4.7 Columna estratigráfica PVE-3, con valores de N_{60} .

A continuación, en la Tabla 4.9, se presenta el registro de perforación correspondiente.

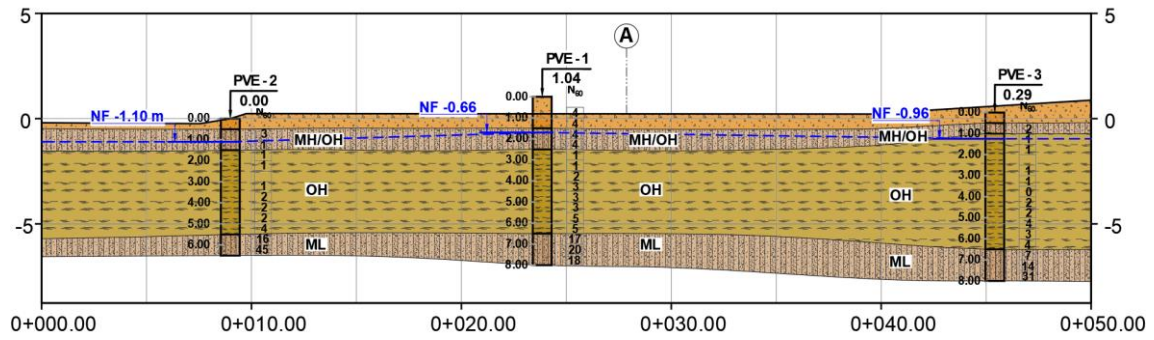


Figura 4.8 Perfil longitudinal.

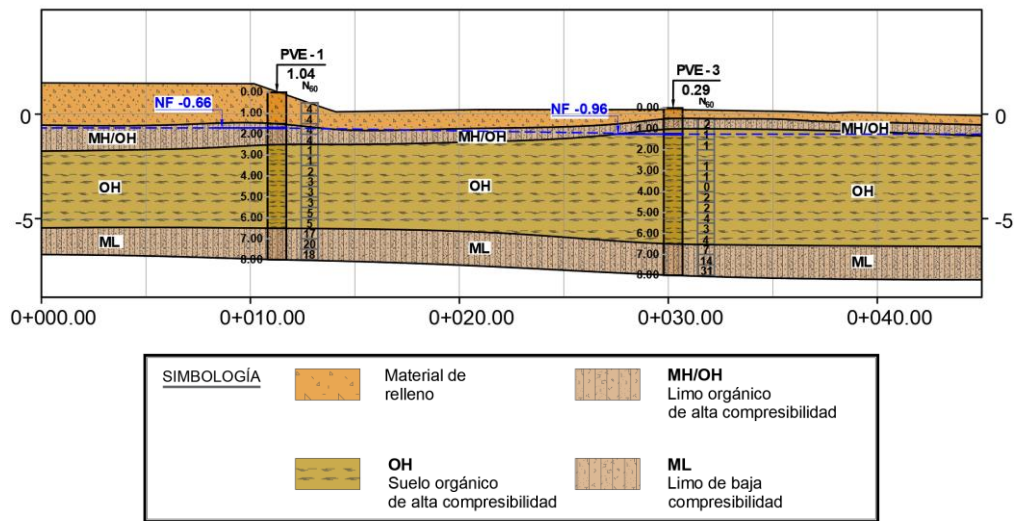


Figura 4.9 Perfil transversal y simbología.

4.9 Curva de compresibilidad

Mediante el ensayo de consolidación unidimensional se obtuvo la curva de compresibilidad de donde se puede deducir los siguientes índices:

- Cc: índice de compresión
- Cr: índice de recompresión
- Cs: índice de esponjamiento

Además, se obtuvo el esfuerzo de preconsolidación, σ'_c

En la Figura 4.10 se detalla la curva Presión vs Relación de vacíos obtenida en el ensayo de consolidación. Y en la Tabla 4.10 se describen las características de la curva de compresibilidad.

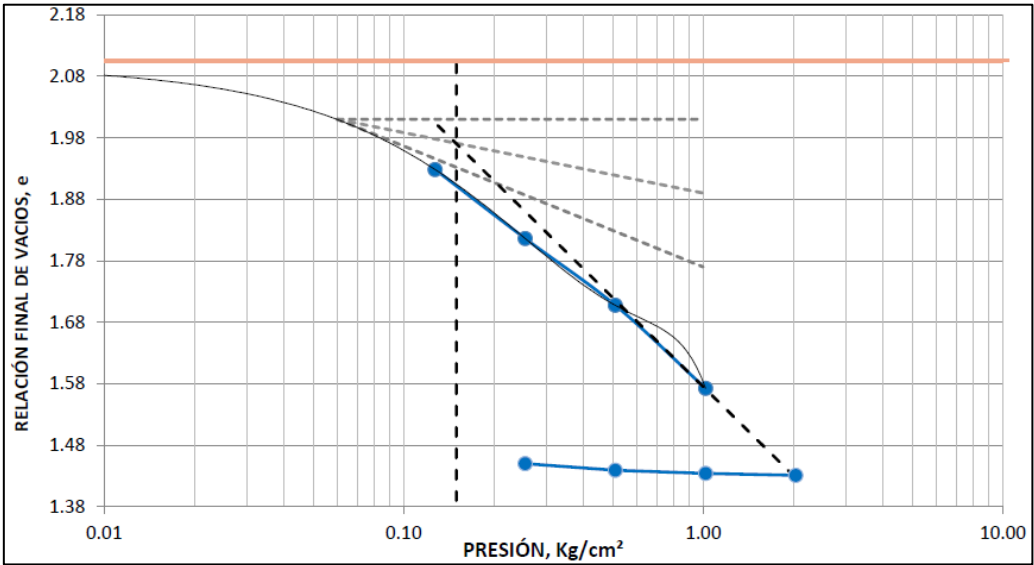


Figura 4.10 Curva Presión vs Relación de vacíos correspondiente a la perforación PVE – 2, profundidad 2.50 m a 3.00 m.

Tabla 4.10 Características de la curva de compresibilidad.

Curva de compresibilidad	
Cc	0.469
Cr	0.373
Cs	0.026
σ'_p (kg/cm ²)	0.200

En el APÉNDICE B, se adjunta en ensayo de consolidación realizado.

4.10 Tipo de perfil de suelo

Con los resultados de las velocidades de onda obtenidos, se puede calcular el valor de Vs₃₀ y definir el perfil de suelo. Como se observa en la figura, el valor de Vs₃₀ = 457.90 m/s.

En la Figura 4.11 se detallan los resultados de la línea sísmica MASW-1 y en la Tabla 4.11 se puede obtener el tipo de perfil de suelo del presente proyecto.

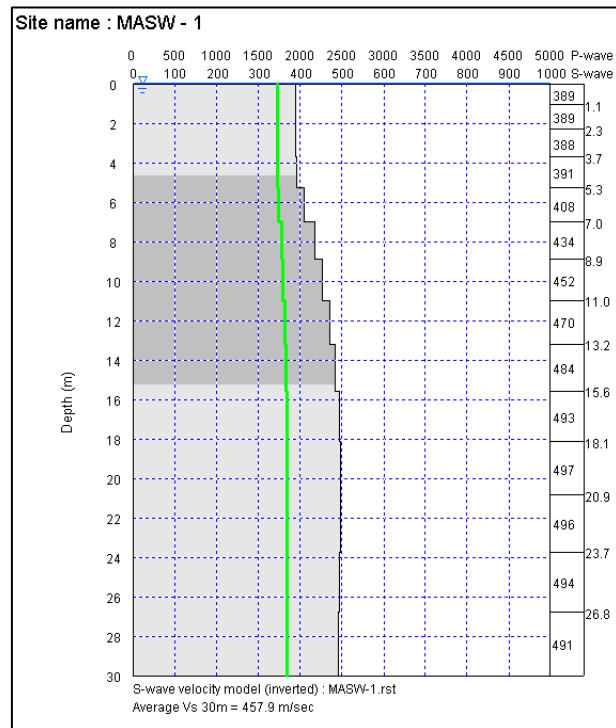


Figura 4.11 Resultados de línea sísmica MASW-1.

Tabla 4.11 Tipo de perfil de suelo (NEC, 2015).

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s

Según la tabla de perfiles de suelos presentada por la NEC, el tipo de suelo correspondiente al Barrio Venecia es suelo **tipo C**.

4.11 Características del terreno de cimentación

Para las cimentaciones de todas las columnas se han tomado las propiedades promedio, considerando las tres perforaciones ejecutadas; PVE-1, PVE-2 y PVE-3. Y, se ha unificado la estratigrafía como se muestra en la Figura 4.12.

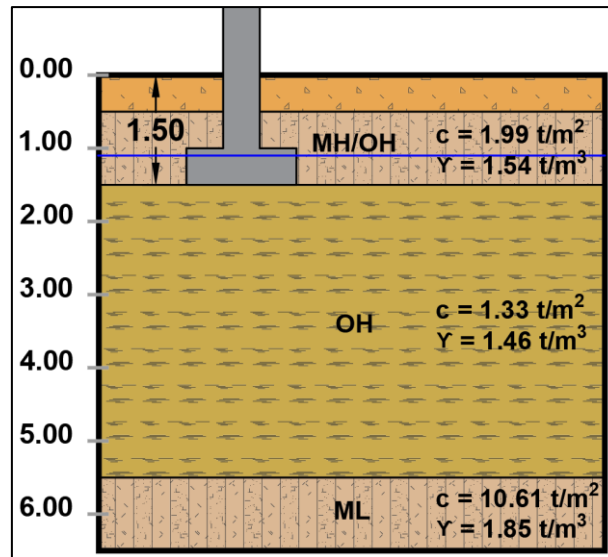


Figura 4.12 Estratigrafía y propiedades del terreno de cimentación.

Considerando una profundidad de desplante mínima de $D_f = 1.50$ m, se tienen cimentaciones superficiales ($D_f/B < 3$). El análisis se hará con diferentes valores de B , sin embargo, considerando una zona de influencia de $2B$, el terreno que tendrá mayor influencia en el cálculo de capacidad portante es la correspondiente al material orgánico con una profundidad aproximada de 4.00 m. Por lo tanto, las características del terreno de cimentación para el cálculo de capacidad portante son las que se muestran en la Tabla 4.12.

Tabla 4.12 Características del terreno de cimentación.

Cimentación	N_{60}	c (t/m^2)	γ (t/m^3)
Todas	2	1.33	1.46

4.11.1 Ángulo de fricción efectivo del suelo

Para el análisis de asentamientos, considerando un modelo drenado en el programa Plaxis 2D, se requiere del ángulo de fricción efectivo del suelo. Con este fin, se utilizan valores referenciales y correlaciones citadas en el numeral 3.2 de la presente investigación. Los valores de ángulo de fricción efectivo se presentan en la Tabla 4.13.

Tabla 4.13 Valores referenciales de ángulo de fricción efectivo para suelos finos (limos, limos orgánicos, arcillas) según diferentes autores

Estrato	Sorensen & Okkels, 2013	Edil & Wang, 2000	Cheng et al, 2007	Lambson et al., 2007; Powell and Lunne, 2005)
	Ip	ϕ' °	ϕ' °	ϕ' °
MH/OH	25.4	28		28
OH	40.4	25	41	38-56
ML	14.8	30		28

En función de la bibliografía revisada y aplicando un criterio conservador, para el estrato definido como OH se usó el valor de $\phi'=30^\circ$ y para los estratos MH/OH y ML, se utilizó un valor de $\phi'=27^\circ$.

4.11.2 Parámetros elásticos del suelo

Los parámetros elásticos del suelo tales como el módulo de elasticidad y la relación de Poisson fueron determinados con las correlaciones mostradas en la Tabla 3.11 y en la Tabla 3.12. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 4.14.

Tabla 4.14 Módulo elástico y relación de Poisson para los tipos de suelos encontrados.

Tipo de suelo	E	v
	kPa	
MH/OH	1158.32	0.30
OH	772.21	0.20
ML	6177.70	0.30

CAPÍTULO 5

5. ALTERNATIVAS DE MEJORAMIENTO

En el siguiente capítulo se detalla alternativas de mejoramiento de suelo en el barrio Venecia 2 considerando la factibilidad de materiales, equipos y mano de obra del sitio, con la finalidad que sean aplicables y poder realizar una evaluación económica acorde a la situación actual del lugar.

Como punto de partida se presenta el diseño de una cimentación superficial mediante un plinto aislado sin la aplicación de ningún mejoramiento de suelo para poder comparar y evaluar las alternativas de mejoramiento.

Posteriormente, a la revisión bibliográfica, definición de la geología, estratigrafía, tipo de suelo del sitio de estudio y la factibilidad de recursos constructivos del lugar, se determina que el cambio de suelos y el empleo de micropilotes son alternativas viables para dar solución a la problemática de suelos blandos encontrados en la zona.

El dimensionamiento de un plinto aislado y de las alternativas de mejoramiento para los 3 tipos de cargas que fueron detalladas en la sección de demanda y caracterización sísmica se validan mediante dos tipos de análisis: análisis de equilibrio límite y análisis de elementos finitos. Además, para las diferentes alternativas de mejoramiento se requiere realizar el chequeo por: capacidad de carga y asentamientos totales.

A continuación, se detalla las alternativas de mejoramiento de suelos blandos.

5.1 Alternativa 1 Plinto aislado

Un plinto aislado es una cimentación superficial en la cual la carga de una columna se distribuye sobre el área total de hormigón, de tal manera, que se reduzca el esfuerzo que el suelo pueda soportar de una manera segura (Bowles, 1996). El espesor del plinto es continuo en toda la cimentación o en casos especiales se puede realizar una cimentación escalonada o con pendientes (ver Figura 5.1).

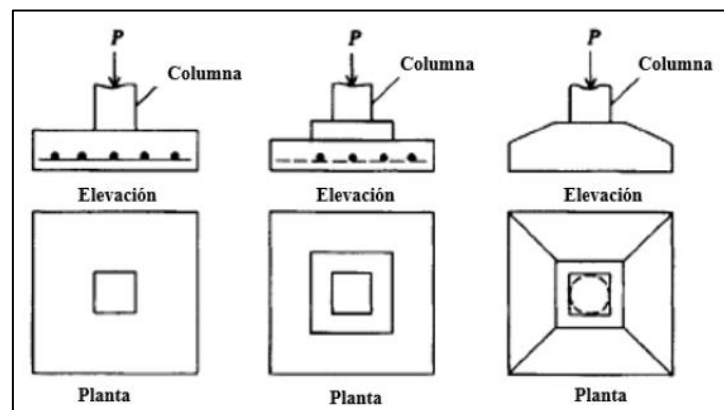


Figura 5.1 Plintos aislados típicos (Bowles, 1996).

5.1.1 Capacidad Portante

La capacidad portante es el primer chequeo para el dimensionamiento de la zapata, para ello, se detalla los siguientes pasos de cálculo:

1. Definir la carga vertical sobre la zapata, en este caso se va a aplicar la siguiente combinación.

$$\text{Carga vertical} = \text{Carga muerta (D)} + \text{Carga viva (L)} \quad (5.1)$$

2. Dimensionar el ancho y longitud de la zapata.
3. Calcular el esfuerzo vertical actuante sobre la zapata, que es la relación de la carga vertical y el área de la zapata.

$$q_{act} = \frac{\text{Carga vertical}}{\text{Área de zapata}} \quad (5.2)$$

4. Determinar la capacidad de carga nominal según AASHTO LRFD 2017.
5. Validar que el Factor de Seguridad, FS, sea mayor a los Factores de Seguridad Indirecta Mínimos, FSIM.

$$FS = \frac{q_n}{q_{act}} \quad (5.3)$$

$$FS > FSIM ; FSIM = 3 \quad (5.4)$$

Desde el paso 2 hasta el 5 el proceso es iterativo, de tal manera, que se cumpla la verificación $FS > FSIM$

En la Tabla 5.1 se detalla el proceso iterativo para el dimensionamiento de la zapata en los 3 casos de estudio.

En el dimensionamiento de la zapata del presente estudio, se considera una geometría cuadrangular, ya que en la zona de estudio se tiene mayormente construcciones de uso residencial en donde la implantación de las columnas cumple un patrón de distribución uniforme. Además, una zapata cuadrangular facilita el proceso constructivo y permite optimizar recursos.

Adicionalmente, la capacidad de carga nominal para los tres tipos de construcciones se asumió un valor de 10.00 t/m² que a criterio profesional y conservador es un valor inferior al calculado según AASHTO LRFD 2017 (10.17 t/m²).

Tabla 5.1 Dimensionamiento de Plinto Aislado por Capacidad Portante.

	B (m)	L (m)	Df (m)	Y (t/m ³)	C (t/m ²)	φ (°)	Nc	Nq	Nγ	Sc	Sγ	Sq	dq	Cwq	Cwγ	q _n (t/m ²)	q _n diseño (t/m ²)	q _{act} (t/m ²)	q _n /q _{act}	q _n /q _{act} > FS
Construcción de 1 Piso	1.10	1.10	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	5.78	1.73	No Cumple
	1.30	1.30	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	4.37	2.29	No Cumple
	1.40	1.40	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	3.88	2.57	No Cumple
	1.60	1.60	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	3.17	3.16	Cumple
Construcción de 2 Pisos	1.60	1.60	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	4.57	2.19	No Cumple
	1.80	1.80	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	3.79	2.64	No Cumple
	1.90	1.90	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	3.48	2.87	No Cumple
	2.10	2.10	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	3.00	3.33	Cumple
Construcción de 3 Pisos	2.20	2.20	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	3.67	2.73	No Cumple
	2.30	2.30	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	3.44	2.91	No Cumple
	2.40	2.40	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	3.23	3.09	Cumple
	2.50	2.50	1.50	1.46	1.33	0.00	5.14	1.00	0.00	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	10.36	10.00	3.05	3.28	Cumple

5.1.2 Cálculo de Asentamientos

El plinto aislado de estudio está cimentado sobre un suelo cohesivo y con presencia de nivel freático, por lo tanto, posterior al chequeo de la capacidad portante se requiere verificar el asentamiento por consolidación para medir la compresión del suelo debido al efecto de estar sometido por una carga vertical.

Para el cálculo de asentamiento según la NEC la carga viva es afectada por un factor de 0.50 (ver Figura 5.2).

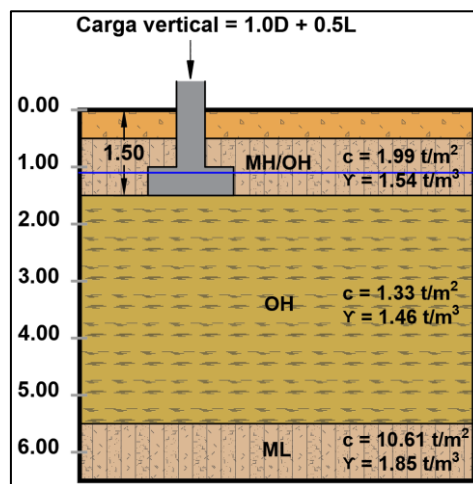


Figura 5.2 Plinto aislado aplicado una carga vertical.

Para el cálculo de asentamientos se ha tomado un caso como óptimo para cada tipo de construcción como se muestra en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Secciones de zapatas para el cálculo de asentamientos

Construcción	Zapata (m)
1 Piso	1.60x1.60
2 Piso	2.10x2.10
3 Pisos	2.50x2.50

En la Tabla 5.3 se determina el esfuerzo vertical sobre el plinto según las dimensiones que se validaron en el chequeo por capacidad portante.

Tabla 5.3 Carga vertical y dimensiones del plinto para determinar el asentamiento.

	Construcción de 1 Piso	Construcción de 2 Pisos	Construcción de 3 Pisos
Carga Muerta (t)	4.80	7.60	10.40
Carga Viva (t)	0.60	1.00	1.40
B (m)	1.60	2.10	2.60
L (m)	1.60	2.10	2.60
Df (m)	1.50	1.50	1.50
q_o (t/m²)	2.93	2.77	2.69

La verificación del asentamiento se lo realiza a una profundidad de a 2.00 m y 4.00 m para los 3 casos de estudio, valores que se encuentran dentro del bulbo de presiones, es decir, luego de esta profundidad la influencia de la carga es mínima o nula. Adicionalmente, para cada profundidad se requiere calcular el incremento del esfuerzo para determinar el esfuerzo efectivo final del suelo.

En la Tabla 5.4 se muestra el incremento del esfuerzo vertical por la carga aplicada en la cimentación, que se lo determina mediante el factor de influencia propuesto por Boussinesq y en este análisis se lo realiza en el centro del plinto. Adicionalmente, se

discretiza en la mitad al estrato OH de espesor 4.00 m, y se calcula el esfuerzo en la mitad del estrato, $h_o = 200$ cm.

Tabla 5.4 Incremento del esfuerzo vertical a una profundidad de 2.00 m y 4.00 m.

	Construcción de 1 Piso		Construcción de 2 Pisos		Construcción de 3 Pisos	
z(m)	1.00	3.00	1.00	3.00	1.00	3.00
B1(m)	0.80	0.80	1.05	1.05	1.25	1.25
B2 (m)	0.80	0.80	1.05	1.05	1.25	1.25
L1 (m)	0.80	0.80	1.05	1.05	1.25	1.25
L2 (m)	0.80	0.80	1.05	1.05	1.25	1.25
m	0.80	0.27	1.05	0.35	1.25	0.42
n	0.80	0.27	1.05	0.35	1.25	0.42
l	0.1461	0.0303	0.1811	0.0485	0.2037	0.0682
lc	0.5843	0.1214	0.7243	0.1941	0.8147	0.2727
$\Delta\sigma'_v$ (t/m²)	1.71	0.36	2.01	0.54	2.19	0.73

En campo se obtuvo una muestra inalterada mediante tubo Shelby a una profundidad de 2.00 m a 2.50 m. El esfuerzo de preconsolidación que se obtiene permite determinar el grado de sobreconsolidación del suelo (OCR), fundamental para la estimación del asentamiento según la teoría de consolidación (APÉNDICE B), aplicando la ecuación (3.19).

$$OCR = \frac{2.00 \text{ t/m}^2}{2.746 \text{ t/m}^2}$$

$$OCR = 0.73 \approx 1, \text{ suelo normalmente consolidado}$$

En función del grado de consolidación se determina el asentamiento, en este caso, es un suelo normalmente consolidado, entonces se aplica la ecuación (3.20).

A continuación, en la Tabla 5.5, se detallan los resultados del cálculo del asentamiento por consolidación de los tres casos de análisis, en los cuales no cumplen normativa a

ninguna profundidad de análisis (asentamiento máximo según NEC-15 es 10 cm). Además, se verificó que al aumentar la sección del plinto no se cumple con la normativa debido a que se aumenta la carga muerta y, por ende, los asentamientos. Por lo tanto, en el presente estudio se concluye que se requiere un mejoramiento de suelo y no se recomienda la aplicación de plintos aislados en este tipo de suelos.

Tabla 5.5 Resumen de asentamientos a diferentes profundidades y demandas.

Asentamiento	Construcción			
	1 Piso	2 Pisos	3 Pisos	
	1.60x1.60	2.10x2.10	2.50x2.50	2.60x2.60
Prof. 3.50m δ (cm)	6.21	7.04	7.71	7.51
Prof. 5.50m δ (cm)	1.19	1.76	2.32	2.34
δ_{total} (cm)	7.40	8.80	10.03	9.85
δ_{NEC} (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00
$\delta_{total} < \delta_{NEC}$	Cumple	Cumple	No Cumple	Cumple

Se observa que en para uno y dos pisos, con las zapatas establecidas, se cumplen los asentamientos, a pesar de ser cercanos a 10 cm. Mientras que, para el caso de una construcción de 3 pisos no cumple el asentamiento para la zapata establecida, por lo que se aumentó el tamaño de zapata.

Los asentamientos calculados con las fórmulas teóricas también han sido validados mediante el software Settle 3D, en donde se aplica las mismas formulaciones para el cálculo de asentamientos.

A continuación, en las siguientes figuras desde la: Figura 5.3 a la Figura 5.8, se indican los pasos realizados para obtener el asentamiento total para una el caso de construcciones de un piso con una zapata de 1.60 m x 1.60 m.

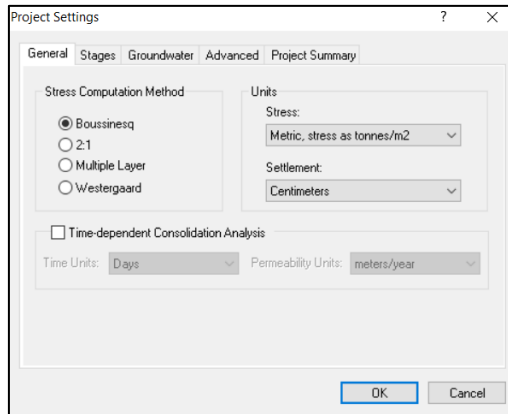


Figura 5.3 Configuración del método para el cálculo de esfuerzos y unidades.

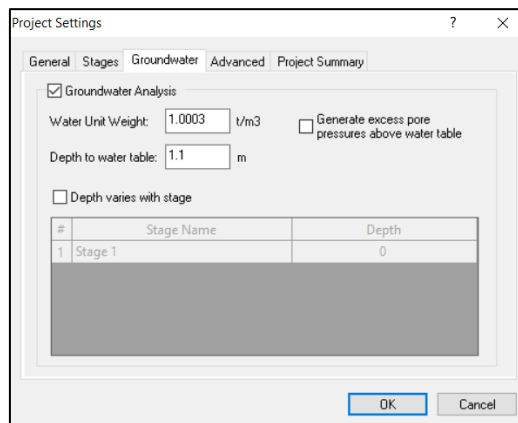


Figura 5.4 Configuración del nivel freático.

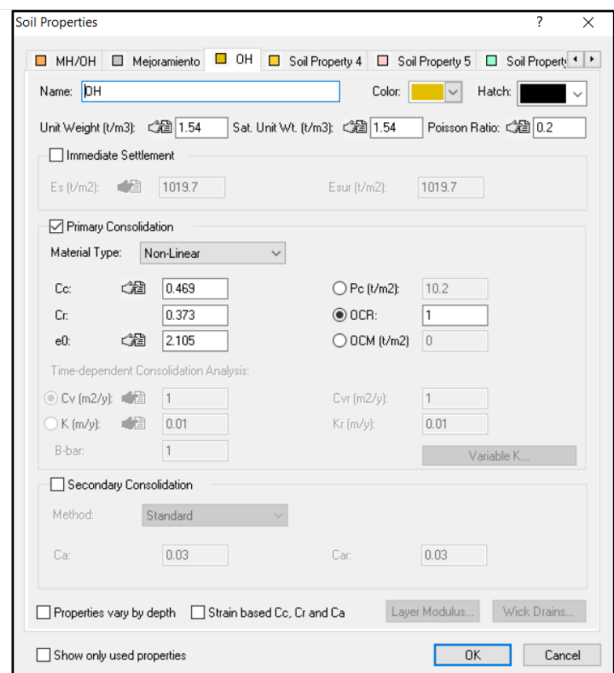
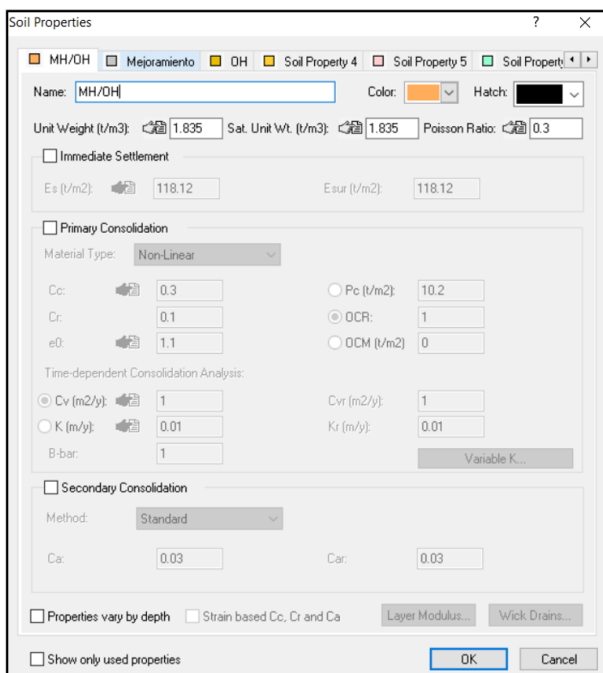


Figura 5.5 Configuración de propiedades del estrato 1 (MH/OH) y del estrato 2 (OH).

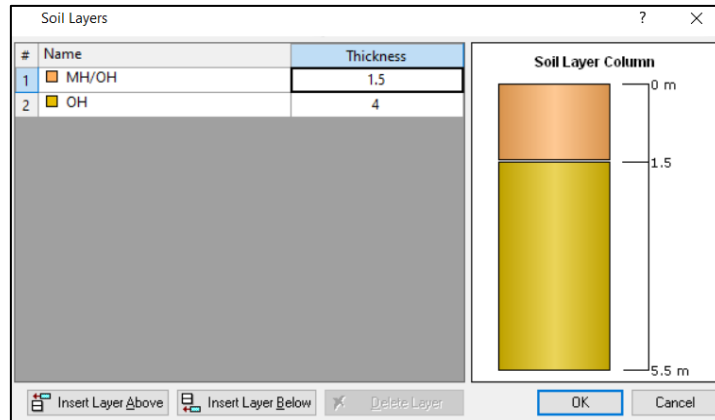


Figura 5.6 Configuración de espesores de estratos.

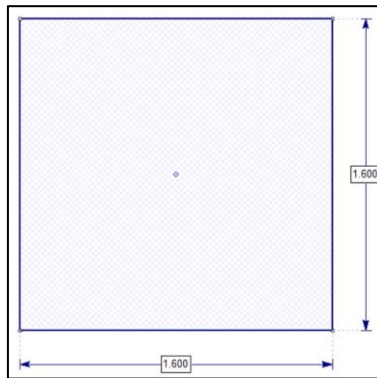


Figura 5.7 Definición de área de zapata.

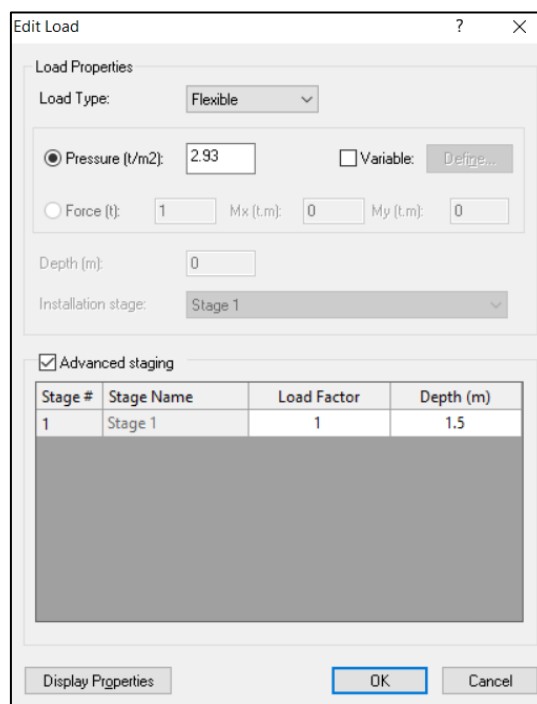


Figura 5.8 Configuración de carga aplicada y profundidad de desplante.

Una vez realizado estos pasos, se puede obtener el asentamiento. Para los demás casos únicamente se cambia las cargas aplicadas a la zapata y el área de la zapata, según corresponda. En las figuras: Figura 5.9 a la Figura 5.11 se detallan los asentamientos para construcciones de un piso con zapata de 1.60mx1.60m, dos pisos con zapata de 2.10mx2.10m, y tres pisos con zapata de 2.60mx2.60m, respectivamente.

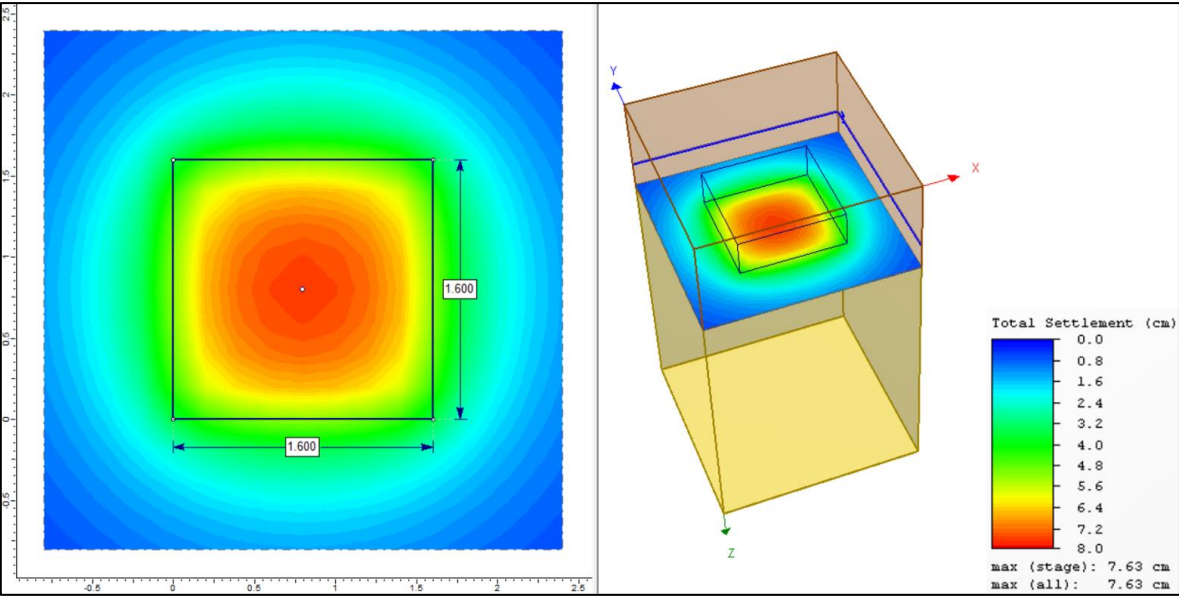


Figura 5.9 Asentamiento para construcción de un piso con zapata de 1.60mx1.60m. El asentamiento máximo determinado es de 7.63cm.

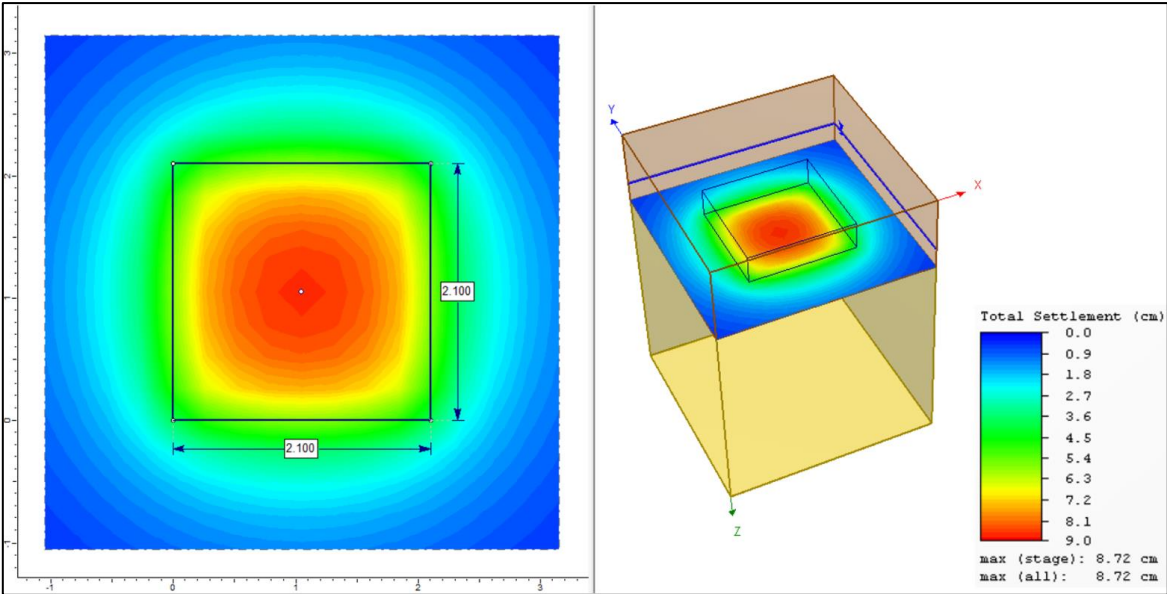


Figura 5.10 Asentamiento para construcción de dos pisos con zapata de 2.10mx2.10m. El asentamiento máximo determinado es de 8.72cm.

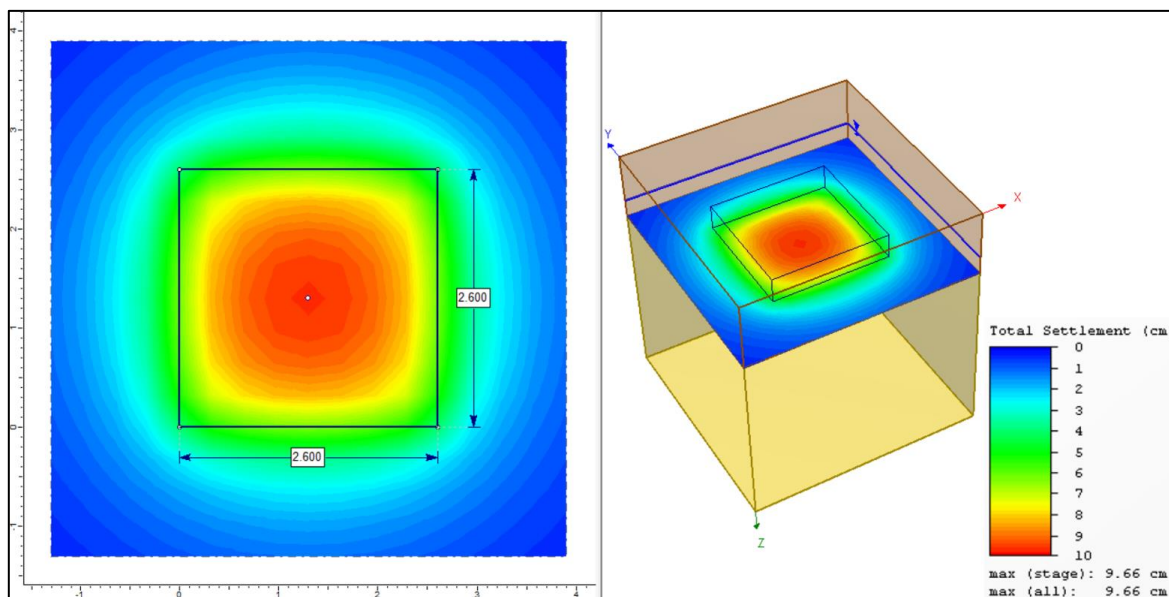


Figura 5.11 Asentamiento para construcción de tres pisos con zapata de 2.60mx2.60m. El asentamiento máximo determinado es de 9.66cm.

5.1.2.1 Comprobación de asentamientos mediante Plaxis 2D

El programa de elementos finitos, Plaxis 2D, ha permitido modelar los diferentes escenarios del presente estudio con el fin de conocer las deformaciones producidas y comparar los resultados con el método teórico antes desarrollado.

Para ello, se ha definido principalmente el tipo de drenaje de las diferentes capas de suelo encontradas, así como los parámetros de resistencia y parámetros elásticos correspondientes. A continuación, se muestra en la Tabla 5.6 los parámetros obtenidos.

Tabla 5.6 Parámetros mecánicos y elásticos de los diferentes estratos.

Capa	Tipo de drenaje	γ o γ_{sat}	S_u	ϕ	E	ν
		KN/m^3	kPa	$^\circ$	kPa	
MH/OH	Drenado	15.11	0.00	27	1158.32	0.30
OH	Drenado	14.32	0.00	30	772.21	0.20

Seguido, en las figuras: Figura 5.12 a la Figura 5.19 se muestra el procedimiento realizado para el caso de una zapata de 1.60mx1.60m para una construcción de un piso.

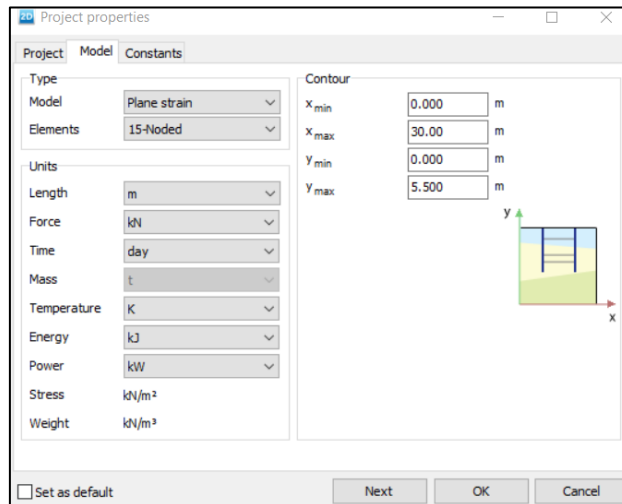


Figura 5.12 Propiedades del modelo.

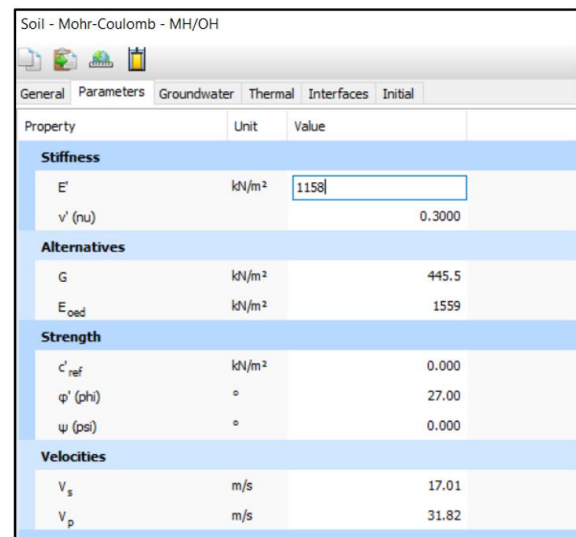
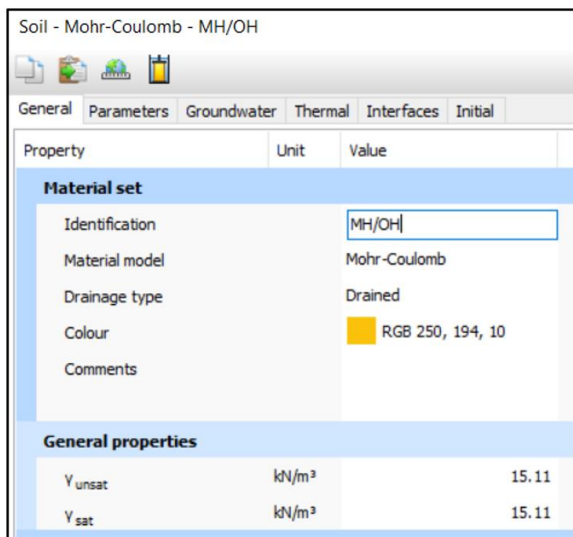


Figura 5.13 Propiedades del estrato 1 (MH/OH).

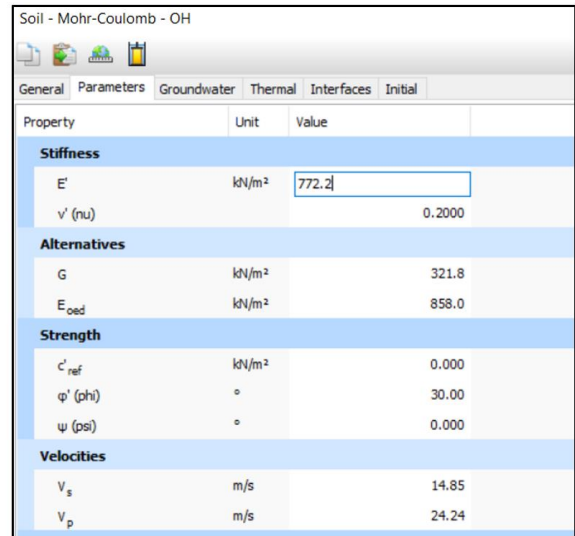
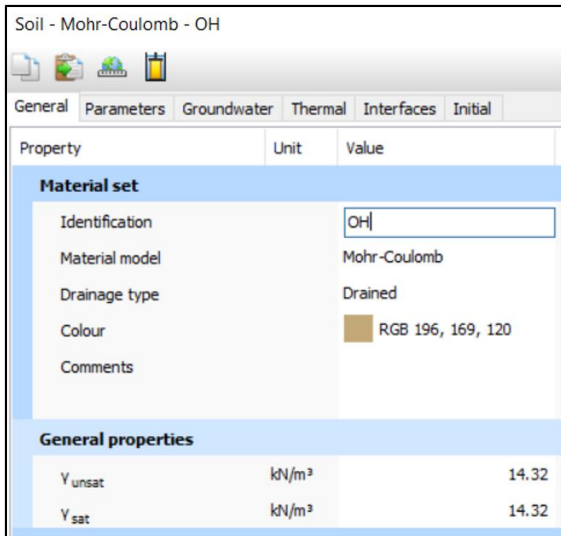


Figura 5.14 Propiedades del estrato 2 (OH).

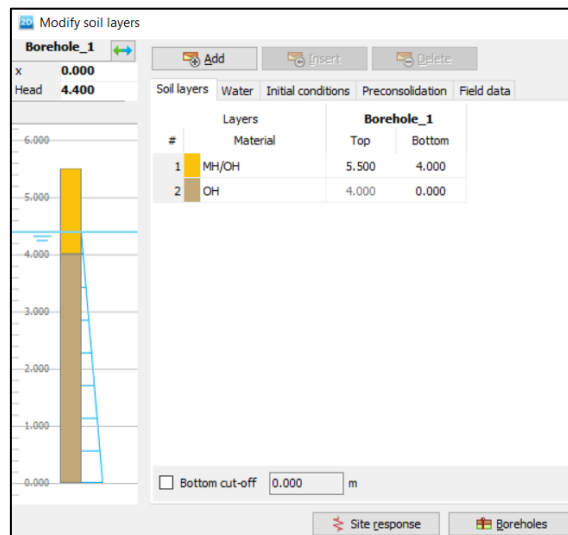


Figura 5.15 Estratigrafía según perforaciones.

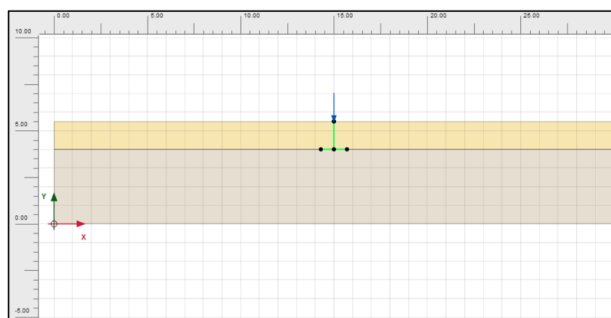
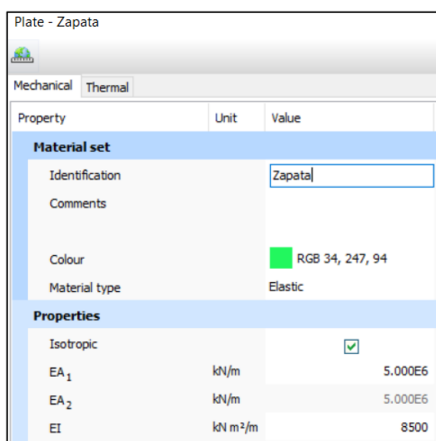


Figura 5.16 Asignación de carga y propiedades de zapata.

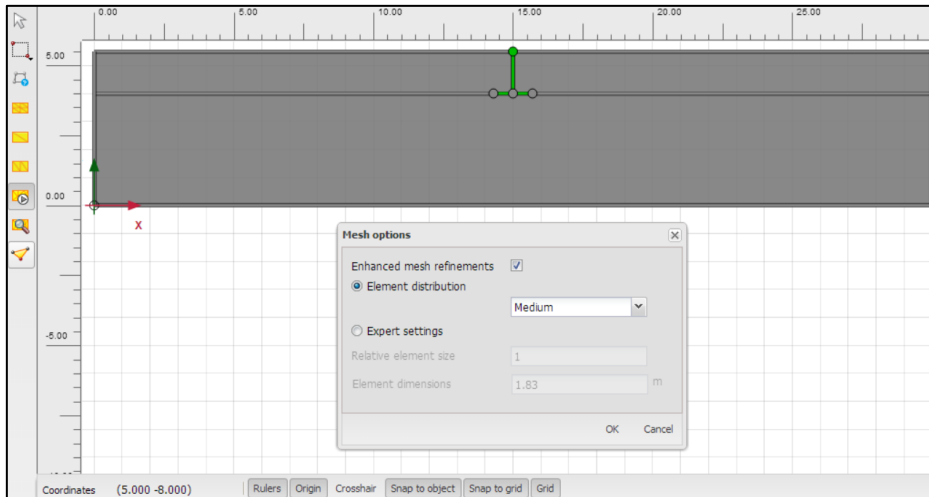


Figura 5.17 Generación de malla.

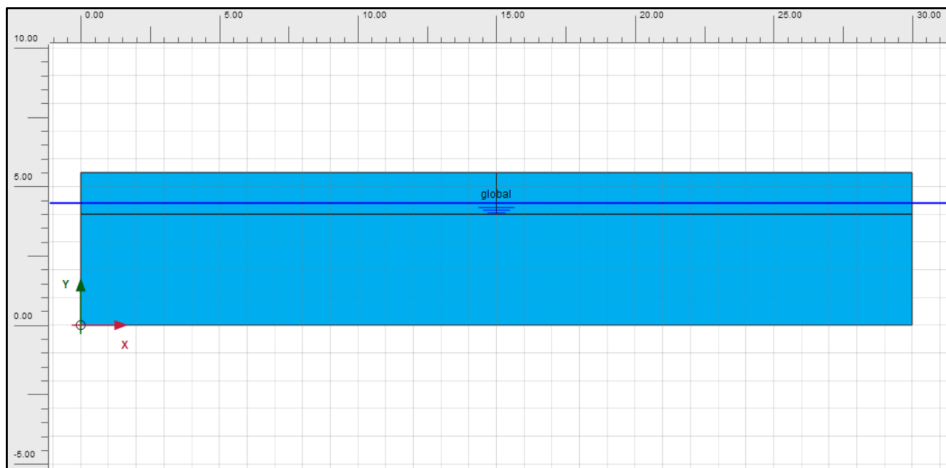


Figura 5.18 Visualización de nivel freático.

Name	Value
General	
ID	Initial phase [InitialPhase]
Calculation type	K0 procedure
Loading type	Staged construction
ΣM_{weight}	1.000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Thermal calculation type	Ignore temperature
First step	0
Last step	0
Design approach	(None)
Special option	0

Name	Value
General	
ID	Phase_1
Start from phase	Initial phase
Calculation type	Plastic
Loading type	Staged construction
ΣM_{stage}	1.000
ΣM_{weight}	1.000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Thermal calculation type	Ignore temperature
Time interval	0.000 day
First step	<input checked="" type="checkbox"/> PointLoad_1_1 ... $F_{x,ref}$: 0.000 kN/m ... $F_{y,ref}$: -46.91 kN/m ... $ F_{ref} $: 46.91 kN/m
Last step	
Design approach	
Special option	

Figura 5.19 Asignación de propiedades de fase inicial y fase 1 (construcción de zapata).

Este procedimiento es similar para los diferentes casos. Hay que cambiar únicamente la geometría de la zapata.

En las figuras: Figura 5.20 a la Figura 5.22 se muestran los resultados de desplazamiento para construcciones de un piso con zapata de 1.10m x 1.10m, dos pisos con zapata de 1.40m x 1.40m y tres pisos con zapata de 1.70m x 1.70m, respectivamente.

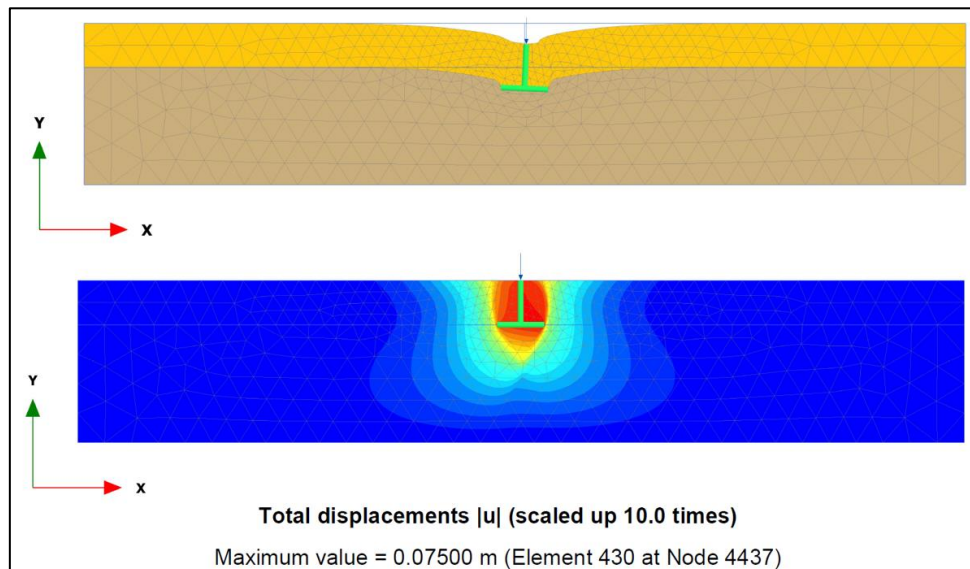


Figura 5.20 Desplazamiento total para construcción de un piso con zapata de 1.60m x 1.60m. El desplazamiento máximo obtenido es de 7.50cm.

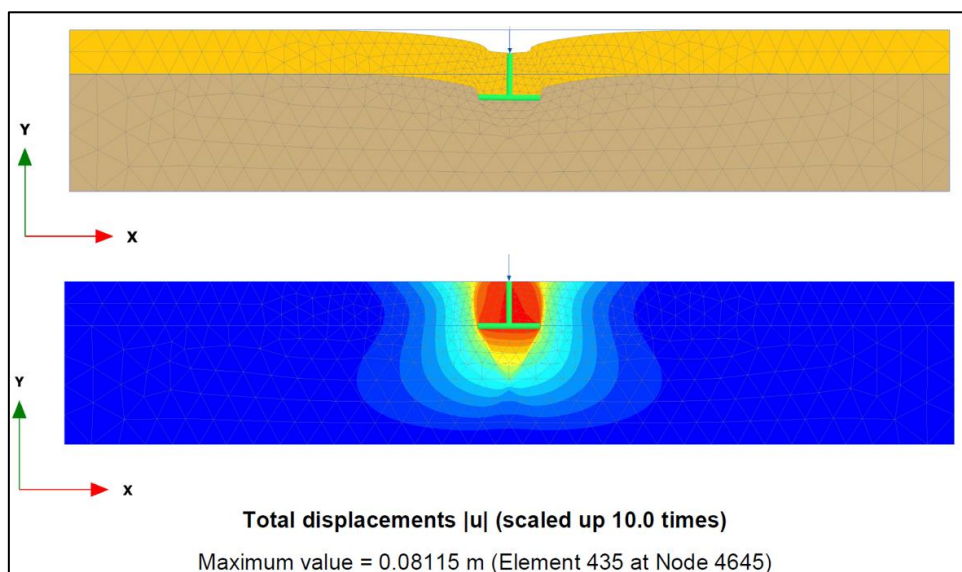


Figura 5.21 Desplazamiento total para construcción de dos pisos con zapata de 2.10m x 2.10m. El desplazamiento máximo obtenido es de 8.12cm.

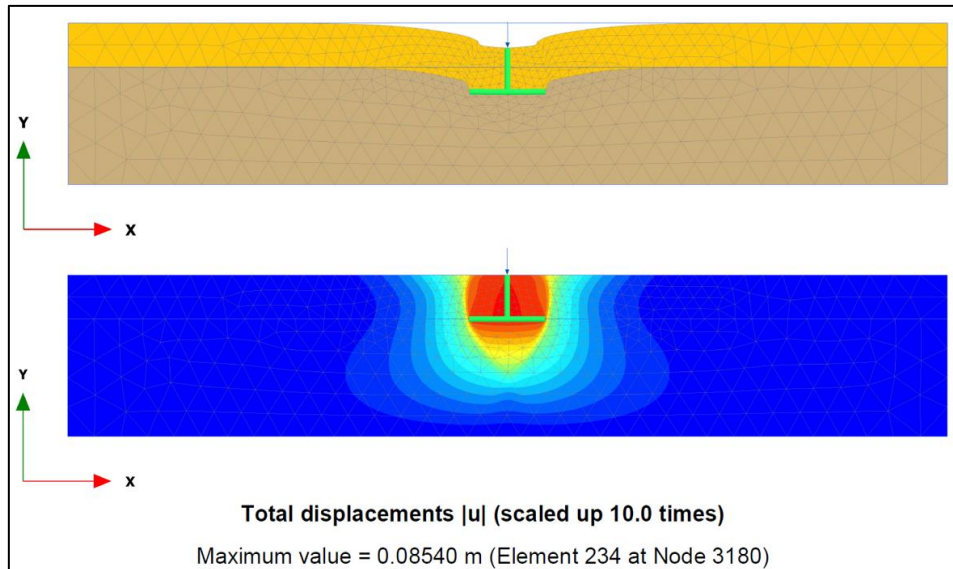


Figura 5.22 Desplazamiento total para construcción de tres pisos con zapata de 2.60mx2.60m. El desplazamiento máximo obtenido es de 8.54cm.

En la Tabla 5.7 se muestran los valores de asentamientos obtenidos por diferentes metodologías para el caso de zapatas.

Tabla 5.7 Resumen de valores de asentamientos obtenidos por diferentes metodologías para cuando se emplean zapatas.

	Zapata	Analítico	Settle 3D	Plaxis 2D
Construcción de 1 piso	1.60x1.60	7.40	7.63	7.50
Construcción de 2 pisos	2.10x2.10	8.80	8.12	8.12
Construcción de 3 pisos	2.60x2.60	9.85	9.66	8.54

En la Figura 5.23 se muestra un resumen de los asentamientos obtenidos para las diferentes geometrías de zapatas.

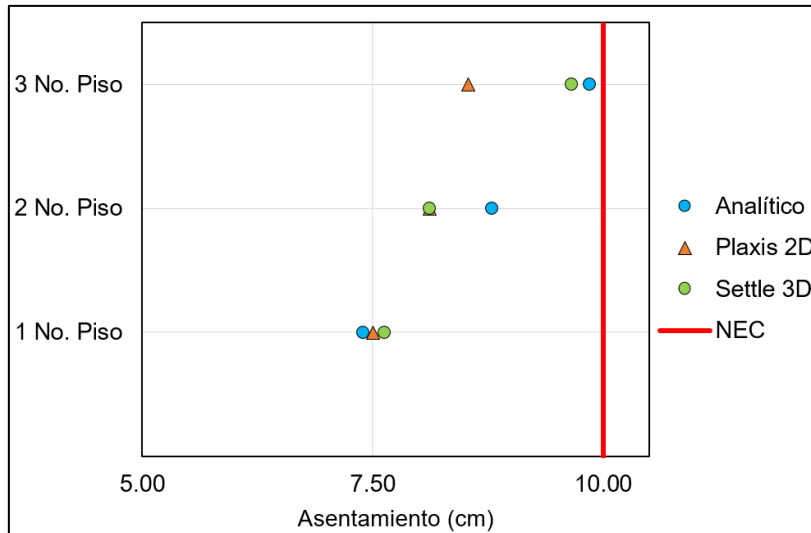


Figura 5.23 Asentamientos obtenidos para los diferentes tipos de construcción con cimentación superficial.

Los asentamientos obtenidos mediante formulaciones presentan coherencia con los resultados obtenidos en el software Settle 3D así como en el software de elementos finitos Plaxis 2D. Para el caso de construcciones de un piso se tienen asentamientos de hasta 7.63 cm, mientras que para las construcciones de dos pisos se presentan asentamientos del orden de 8.80 cm y, finalmente, para construcciones de 3 pisos se obtienen asentamientos de hasta 9.85 cm. Estos valores están dentro de los requerimientos de la NEC, sin embargo, algunos valores se encuentran muy cerca del límite de 10 cm.

5.2 Alternativa 2 Cambio de Suelo

Según la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, 2009, siempre se debe considerar la sustitución de suelo como alternativa antes que cualquier técnica de mejoramiento del terreno. Por lo tanto, a continuación, se muestra el procedimiento de análisis para mejorar el terreno blando encontrado en el barrio Venecia.

5.2.1 Capacidad Portante

Para la evaluación de la capacidad de carga se aplicarán ecuaciones para el caso en donde se tiene un suelo más fuerte sobre un suelo más débil. En el presente caso se tiene un suelo grueso más fuerte y adyacente a este un suelo fino más débil. Por lo tanto, la capacidad de carga última está establecida por las ecuaciones (5.5) y (5.6) (Das B. , 2012):

$$q_u = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14c_2 + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi'_1}{B} + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (5.5)$$

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \quad (5.6)$$

donde:

C :	cohesión del suelo de soporte (t/m^2)
ϕ' :	ángulo de fricción ($^\circ$)
γ :	peso específico del suelo (t/m^3)
B :	ancho de la cimentación (m)
D_f :	profundidad de desplante (m)
N_c, N_q, N_γ :	factores de capacidad de carga
$F_{sq}, F_{\gamma s}$:	factores de forma
H :	espesor del estrato más fuerte (m)
K_s :	coeficiente de corte por punzonamiento

Los factores de forma están dados por las siguientes formulaciones:

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad (5.7)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' \quad (5.8)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) \quad (5.9)$$

Los factores de capacidad de carga N_c , N_q , N_γ , pueden ser obtenidos aplicando las ecuaciones (5.10), (5.11) y (5.12).

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'} \quad (5.10)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (5.11)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad (5.12)$$

Para las propiedades de los estratos del presente proyecto, en la Tabla 5.8, se muestran los factores de capacidad de carga:

Tabla 5.8 Propiedades mecánicas de los estratos más fuerte (1) y más débil (2).

Estrato		γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	N_γ	N_q	N_c
1	Mejoramiento	19.00	34	0	41.06	29.44	42.16
2	OH	14.32	0	13.00	0.00	1.00	5.14

Para la determinación del coeficiente de corte por punzonamiento K_s , se obtiene la relación q_2/q_1 , con la ecuación (5.1).

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14 c_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \quad (5.13)$$

Para la determinación del coeficiente de corte por punzonamiento K_s , se utilizó la Figura 5.24.

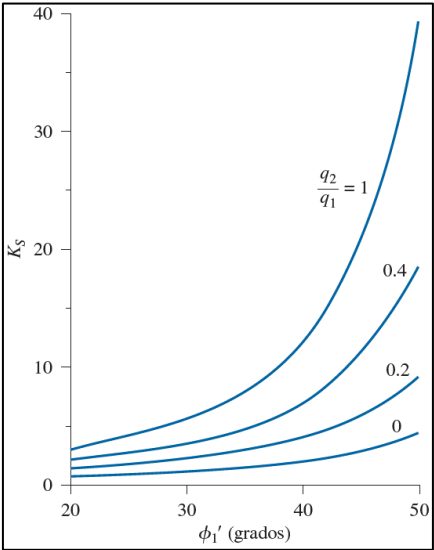


Figura 5.24 Coeficiente de corte por punzonamiento según Meyerhof y Hanna (Das B. , Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, 2012).

A continuación, en la Tabla 5.9 y Tabla 5.10, se presentan las variables que intervienen en el cálculo de la capacidad portante, así como los resultados de capacidad portante y el cumplimiento del factor de seguridad para el caso en donde se presenta un suelo más fuerte sobre un suelo más débil, respectivamente.

Tabla 5.9 Variables para el cálculo de capacidad portante.

	B (m)	L (m)	Df (m)	Y1 (t/m³)	Y2 (t/m³)	Φ'1	c2 (t/m²)	H (m)	Nc(2)	Nq(2)	Nv(2)	Fqs(2)	Fvs(2)	Nq(1)	Nv(1)	Fqs(1)	Fvs(1)	q2/q1	Ks
Construcción de 1 Piso	1.10	1.10	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.156	2.50
	1.30	1.30	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.132	2.40
	1.40	1.40	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.122	2.30
	1.60	1.60	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.107	2.20
Construcción de 2 Pisos	1.40	1.40	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.122	2.20
	1.80	1.80	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.095	2.15
	1.90	1.90	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.090	2.12
	2.10	2.10	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.082	2.10
Construcción de 3 Pisos	1.70	1.70	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.101	2.09
	2.30	2.30	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.074	2.08
	2.40	2.40	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.071	2.07
	2.50	2.50	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	5.14	1.00	0.00	1.02	0.60	29.44	41.06	1.7	0.60	0.069	2.05

Tabla 5.10 Capacidad última y cumplimiento de factor de seguridad.

	B (m)	L (m)	Df (m)	γ_1 (t/m ³)	γ_2 (t/m ³)	Φ'_1	c_2 (t/m ²)	H (m)	q_u (t/m ²)	q_{act} (t/m ²)	q_u/q_{act}	q_t (t/m ²)	$q_u/q_{act} >$ FS	$q_t >$ q_u
Construcción de 1 Piso	1.10	1.10	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	34.83	5.78	6.02	169.46	Cumple	Cumple
	1.30	1.30	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	30.37	4.37	6.95	174.23	Cumple	Cumple
	1.40	1.40	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	28.25	3.88	7.27	176.62	Cumple	Cumple
	1.60	1.60	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	25.45	3.17	8.04	181.39	Cumple	Cumple
Construcción de 2 Pisos	1.40	1.40	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	27.50	4.57	6.01	176.62	Cumple	Cumple
	1.80	1.80	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	23.56	3.79	6.22	186.16	Cumple	Cumple
	1.90	1.90	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	22.74	3.48	6.53	188.55	Cumple	Cumple
	2.10	2.10	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	21.53	3.00	7.18	193.32	Cumple	Cumple
Construcción de 3 Pisos	1.70	1.70	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	23.93	3.67	6.52	183.78	Cumple	Cumple
	2.30	2.30	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	20.53	3.44	5.98	198.09	Cumple	Cumple
	2.40	2.40	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	20.09	3.23	6.22	200.48	Cumple	Cumple
	2.50	2.50	1.50	1.94	1.46	34	1.33	1.00	19.65	3.05	6.44	202.86	Cumple	Cumple

Considerando una capa de espesor de 1.00 m para todos los casos de estudio se cumple el factor de seguridad para capacidad portante del suelo, en todos los casos de análisis.

5.2.2 Cálculo de Asentamientos

El suelo de cimentación de las zapatas, en este caso, estará compuesto por suelos granulares (mejoramiento) y el suelo blando encontrado (OH). En este caso, la primera capa de apoyo, al ser un suelo granular, generará asentamientos inmediatos. Y la segunda capa, como antes se analizó, generará asentamientos por consolidación. Los asentamientos inmediatos pueden ser calculados por métodos teóricos basados principalmente en el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, para esto se utilizará la formulación de la AASHTO LRFD para el cálculo de asentamientos inmediatos o elásticos.

Para el cálculo de asentamientos con cambio de suelo se ha tomado un caso como óptimo para cada tipo de construcción como se muestra en la Tabla 5.11.

Tabla 5.11 Secciones de zapatas para el cálculo de asentamientos con cambio de suelo

Construcción	Zapata (m)	H _{mejoramiento} (m)
1 Piso	1.10x1.10	1.00
2 Piso	1.40x1.40	1.00
3 Pisos	1.70x1.70	1.00

Los resultados de asentamientos con cambio de suelo se muestran en la Tabla 5.12.

Tabla 5.12 Asentamientos con cambio de suelo aplicando fórmulas teóricas.

Asentamiento	Construcción		
	1 Piso	2 Pisos	3 Pisos
	1.10x1.10	1.40x1.40	1.70x1.70
Mejoramiento (m)	1.00	1.00	1.00
$\delta_{\text{elástico}}$ (cm)	0.18	0.23	0.26
$\delta_{\text{consolidación}}$ (cm)	2.92	4.22	5.38
δ_{total} (cm)	3.10	4.44	5.64
δ_{NEC} (cm)	10.00	10.00	10.00
$\delta_{\text{total}} < \delta_{\text{NEC}}$	Cumple	Cumple	Cumple

Al igual que en la alternativa 1, los asentamientos son validados mediante el software Settle 3D, en donde se aplica las mismas formulaciones para el cálculo de asentamientos.

A continuación, en las figuras Figura 5.25, a la Figura 5.32, se indican los pasos realizados para obtener el asentamiento total para una el caso de construcciones de un piso con una zapata de 1.10 m x 1.10 m.

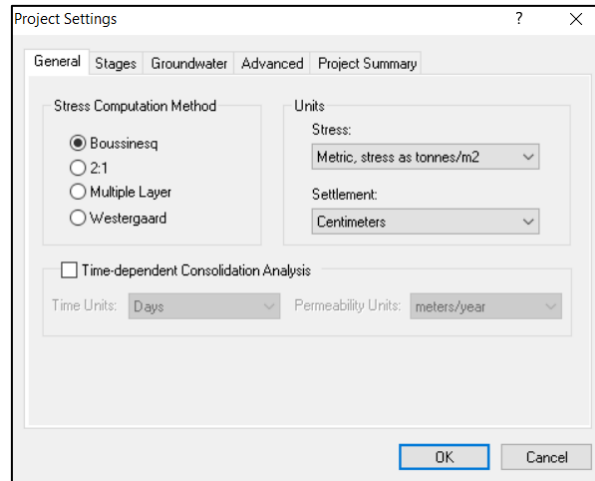


Figura 5.25 Configuración del método para el cálculo de esfuerzos y unidades.

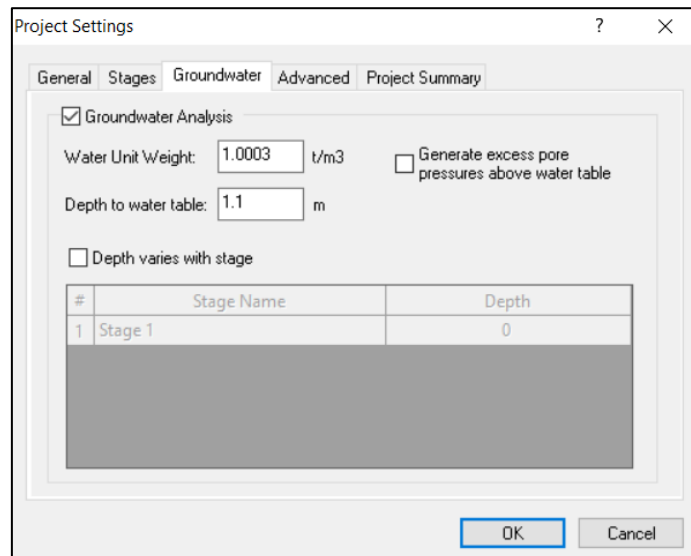


Figura 5.26 Configuración del nivel freático.

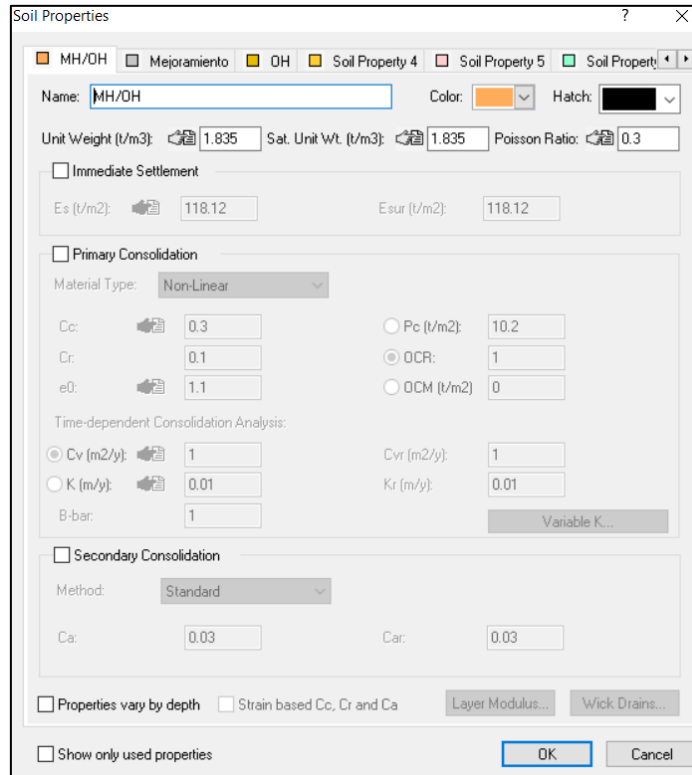


Figura 5.27 Configuración de propiedades de estrato 1 (MH/OH).

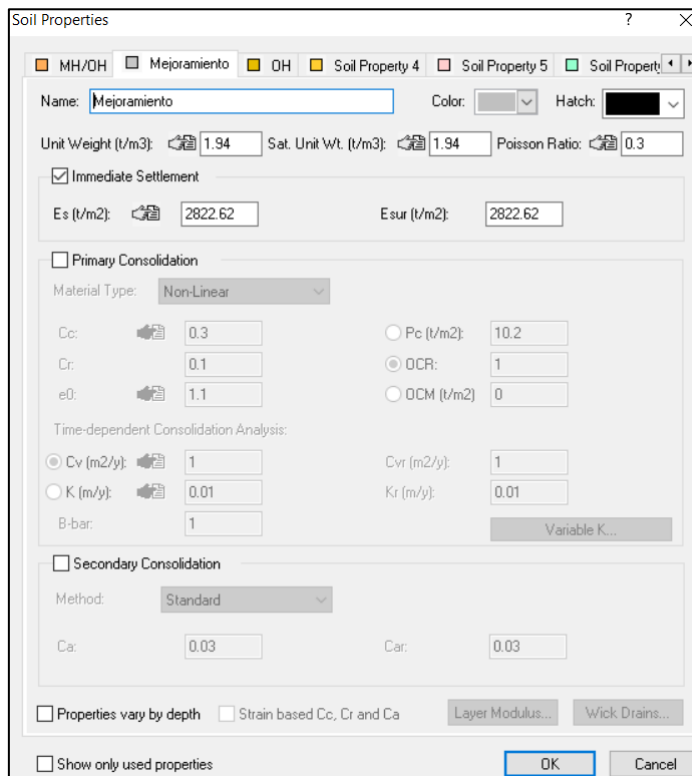


Figura 5.28 Configuración de propiedades de estrato 2 (Mejoramiento).

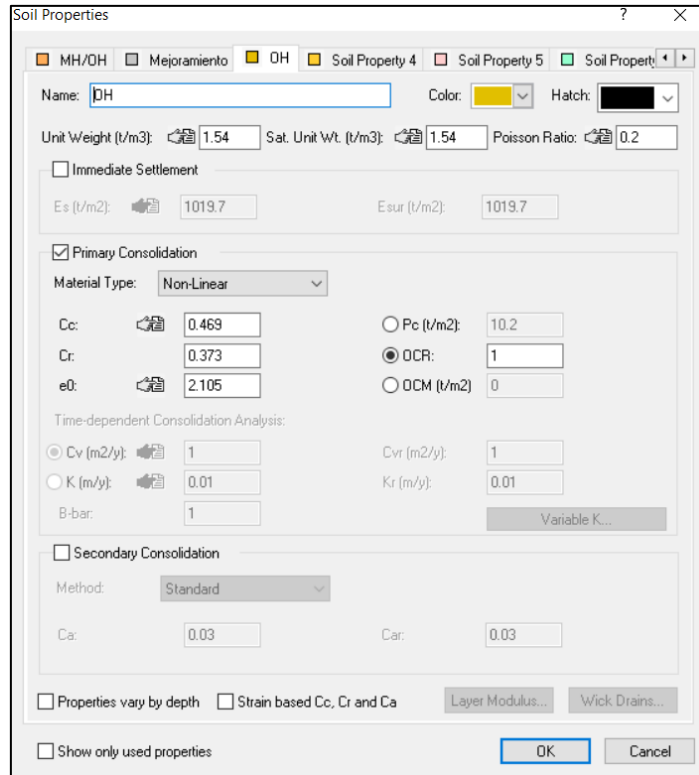


Figura 5.29 Configuración de propiedades de estrato 3 (OH).

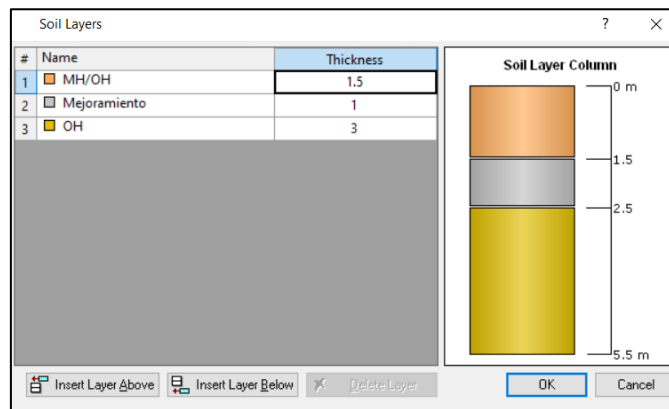


Figura 5.30 Configuración de espesores de estratos.

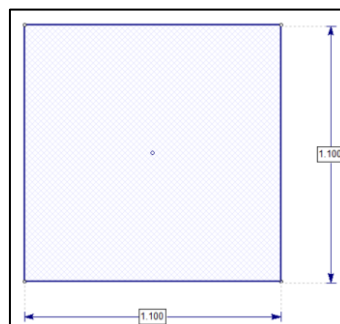


Figura 5.31 Definición de área de zapata.

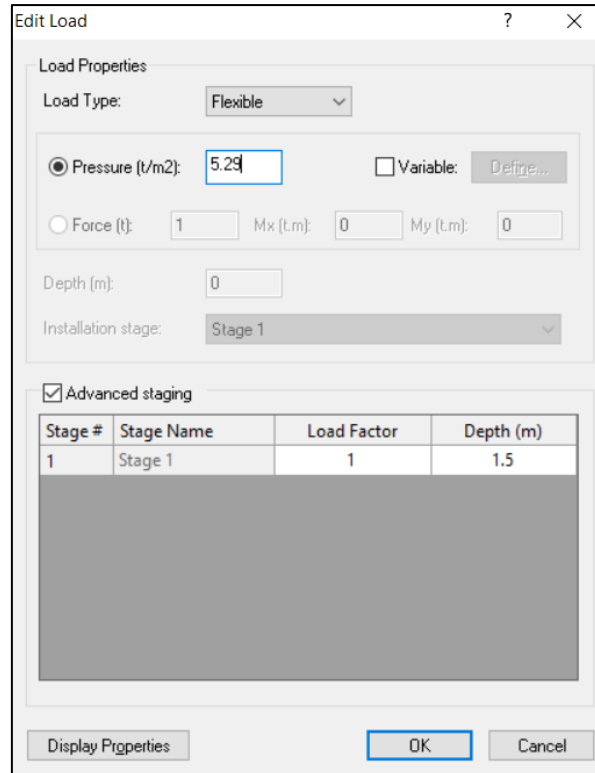


Figura 5.32 Configuración de carga aplicada y profundidad de desplante.

Una vez realizado estos pasos, se puede obtener el asentamiento. Para los demás casos se cambia las cargas aplicadas a la zapata y el área de la zapata.

A continuación, en las figuras: Figura 5.33, a la Figura 5.35, se presentan los asentamientos para construcciones de un piso con zapata de 1.10mx1.10m con mejoramiento de 1.00m, dos pisos con zapata de 1.40mx1.40m con mejoramiento de 1.00m y tres pisos con zapata de 1.70mx1.70m con mejoramiento de 1.00m, respectivamente.

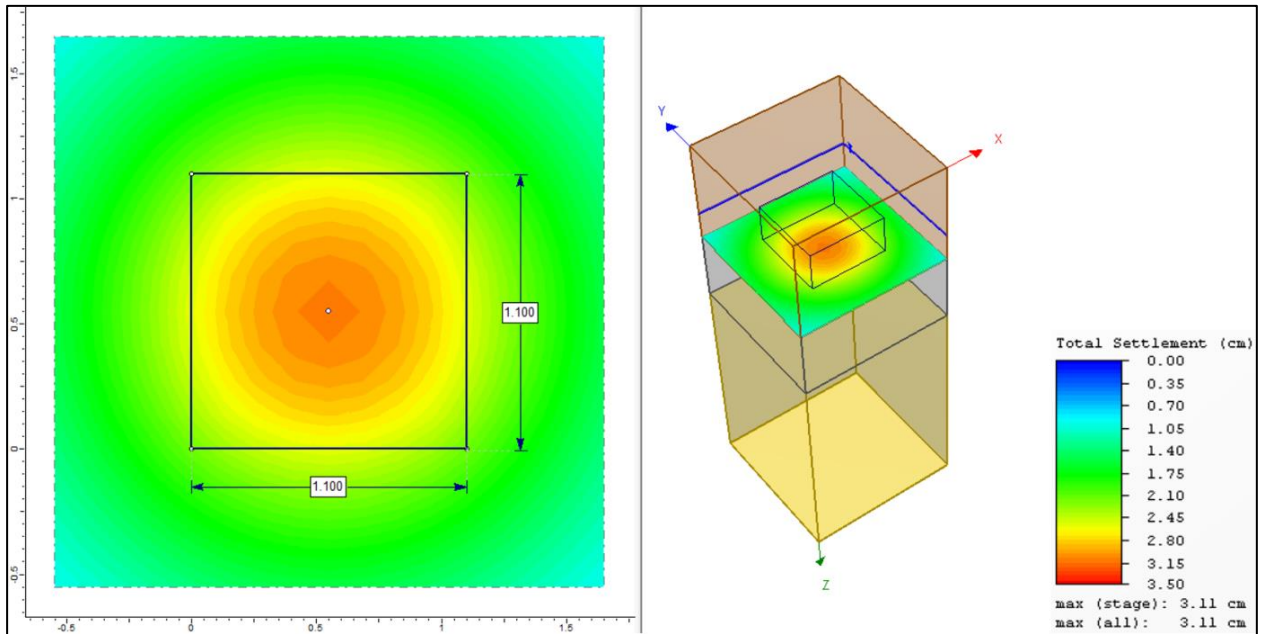


Figura 5.33 Asentamiento para construcción de un piso con zapata de 1.10mx1.10m con mejoramiento de 1.00m. El asentamiento máximo obtenido es de 3.11 cm.

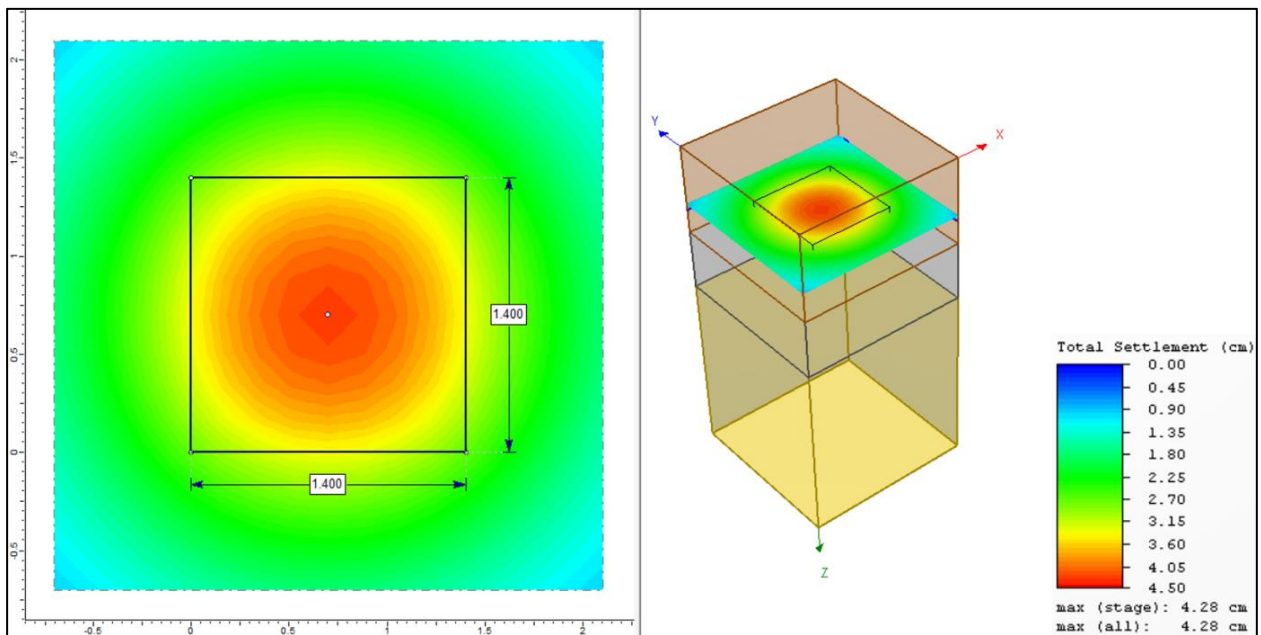


Figura 5.34 Asentamiento para construcción de dos pisos con zapata de 1.40mx1.40m con mejoramiento de 1.00m. El asentamiento máximo obtenido es de 4.28cm.

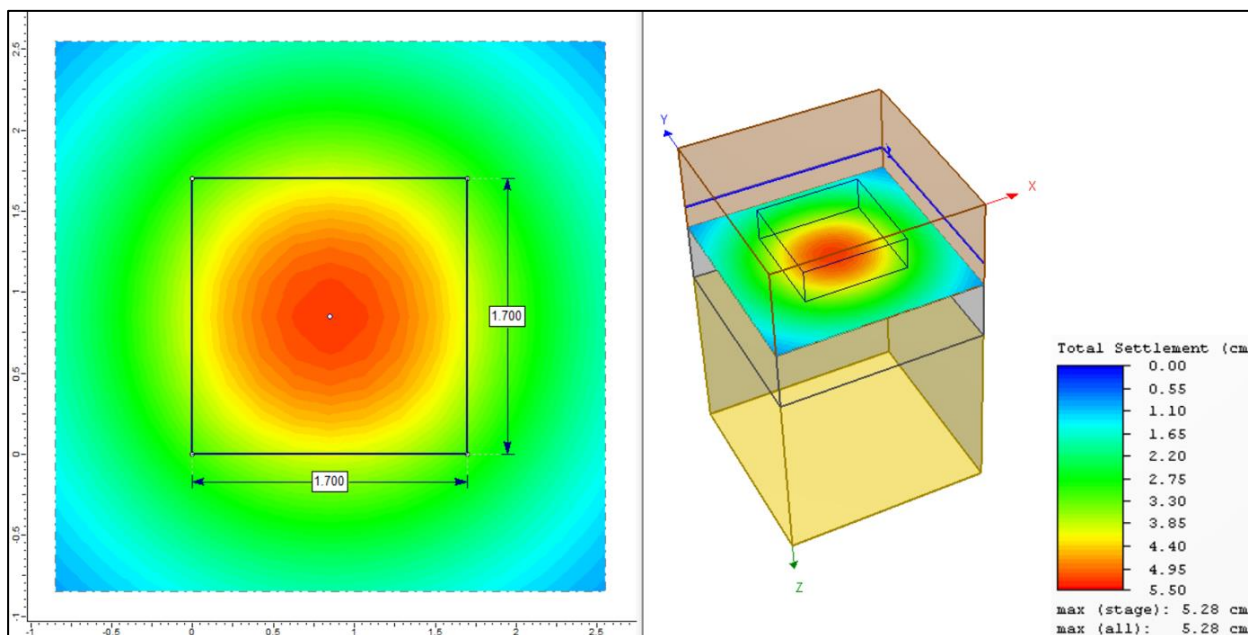


Figura 5.35 Asentamiento para construcción de tres pisos con zapata de 1.70mx1.70m con mejoramiento de 1.00m. El asentamiento máximo obtenido es de 5.28cm.

5.2.2.1 Comprobación de asentamientos mediante Plaxis 2D

Al igual que en la ejecución de la zapata, para la presente alternativa también se han obtenido las deformaciones mediante el programa de elementos finitos Plaxis 2D.

A continuación, en la Tabla 5.13, se muestra una tabla de los parámetros obtenidos.

Tabla 5.13 Parámetros mecánicos y elásticos de los diferentes estratos.

Capa	Tipo de drenaje	γ o γ_{sat}	S_u	ϕ	E	ν
		KN/m^3	kPa	$^\circ$	kPa	
MH/OH	Drenado	15.11	0.00	27	1158.32	0.30
OH	Drenado	14.32	0.00	30	772.21	0.20
MH	Drenado	18.23	0.00	27	6177.70	0.30

Seguido, en las figuras: Figura 5.36 a la Figura 5.44 se muestra el procedimiento realizado para el caso de una zapata de 1.10mx1.10m para una construcción de un piso.

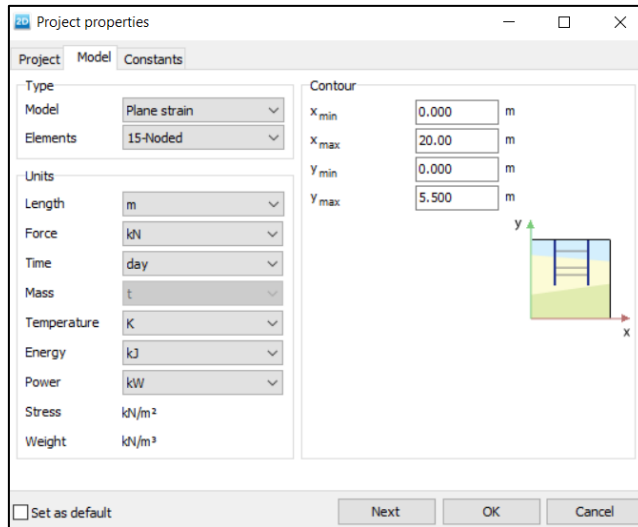


Figura 5.36 Propiedades del modelo.

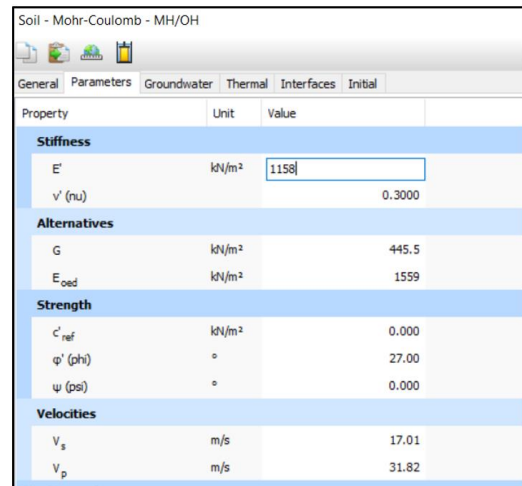
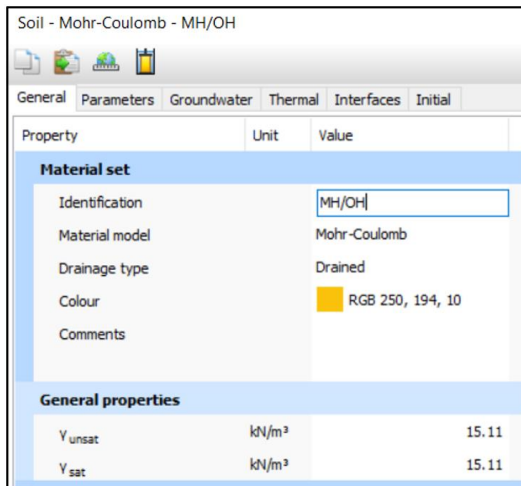


Figura 5.37 Propiedades del estrato 1 (MH/OH).

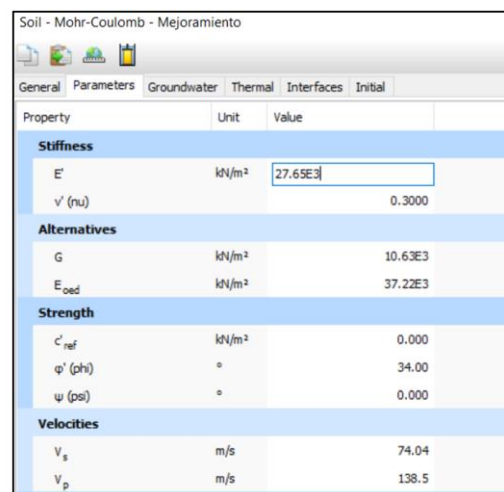
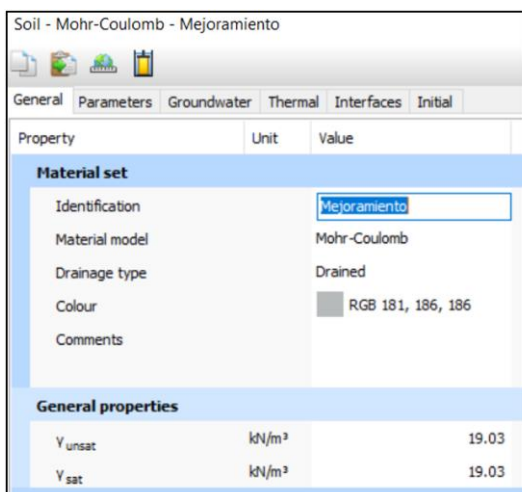


Figura 5.38 Propiedades del estrato 2 (Mejoramiento).

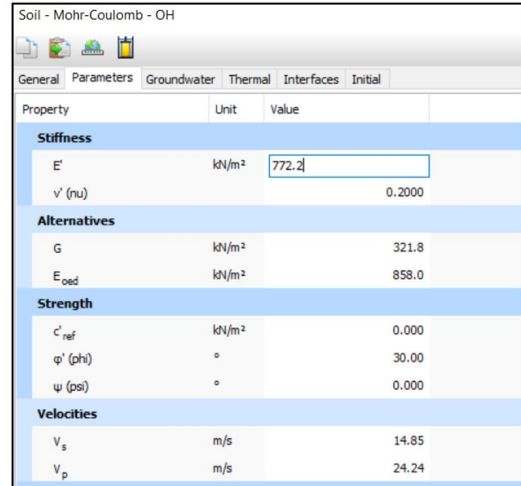
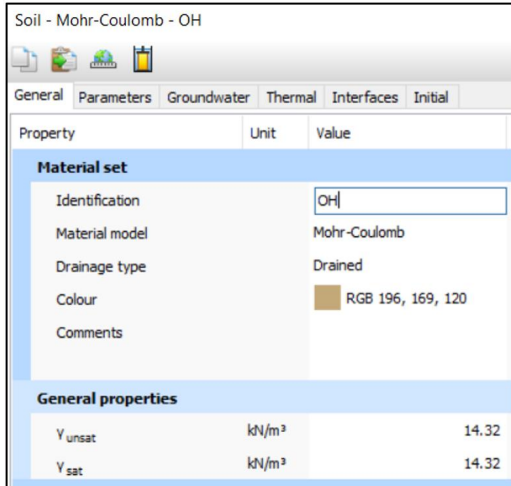


Figura 5.39 Propiedades del estrato 3 (OH).

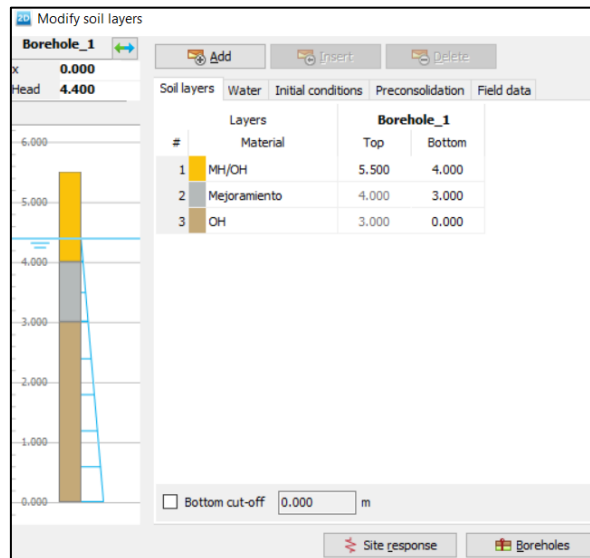


Figura 5.40 Estratigrafía según perforaciones.

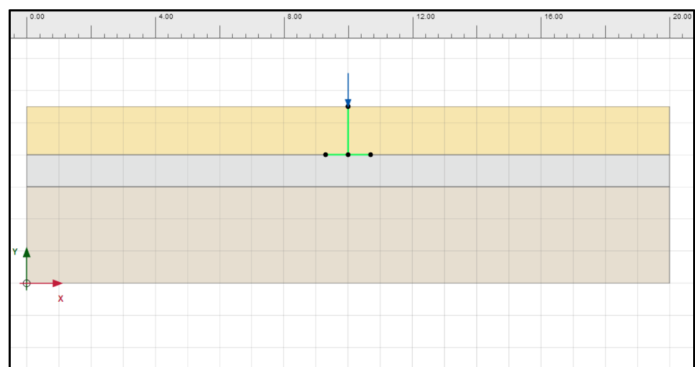
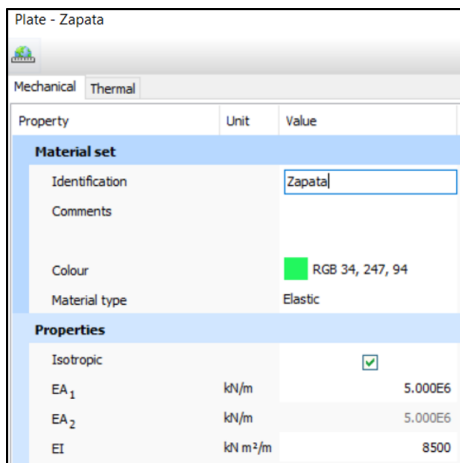


Figura 5.41 Asignación de carga y propiedades de zapata.

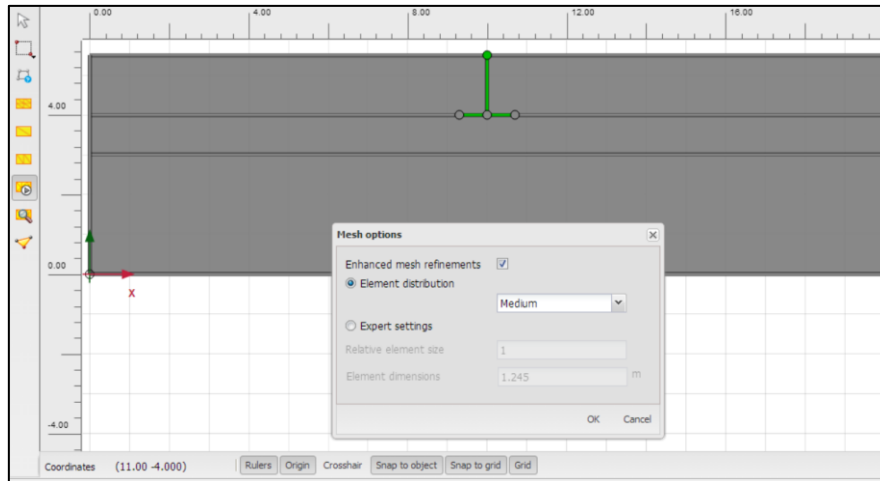


Figura 5.42 Generación de malla.

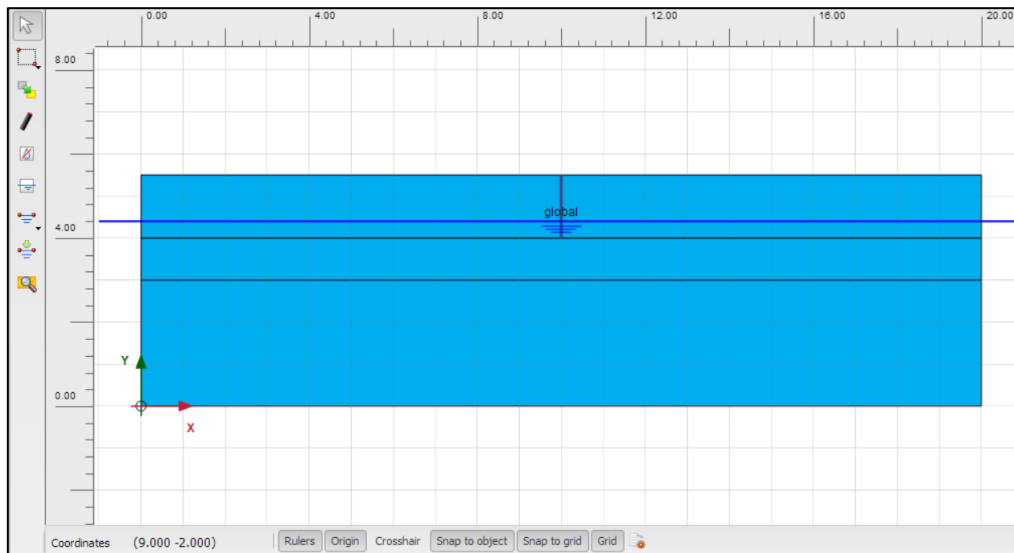


Figura 5.43 Visualización de nivel freático.

Name	Value
General	
ID	Initial phase [InitialPhase]
Calculation type	K0 procedure
Loading type	Staged construction
ΣM_{weight}	1.000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Thermal calculation type	Ignore temperature
First step	0
Last step	0
Design approach	(None)
Special option	0

Name	Value
General	
ID	Phase_1
Start from phase	Initial phase
Calculation type	Plastic
Loading type	Staged construction
ΣM_{stage}	1.000
ΣM_{weight}	1.000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Thermal calculation type	Ignore temperature
Time interval	0.000 day
First step	PointLoad_1_1
Last step	$F_{x,ref}$: 0.000 kN/m
Design approach	$F_{y,ref}$: -58.00 kN/m
Special option	$ F_{ref} $: 58.00 kN/m

Figura 5.44 Asignación de propiedades de fase inicial y fase 1 (construcción de zapata).

Este procedimiento es similar para los diferentes casos. Hay que cambiar únicamente la carga y la geometría de la zapata. A continuación, en las figuras: Figura 5.45 a la Figura 5.47 se presentan los valores de desplazamiento total para construcciones de un piso con zapata de 1.10mx1.10m con mejoramiento de 1.00m, dos pisos con zapata de 1.40mx1.40m con mejoramiento de 1.00m y tres pisos con zapata de 1.70mx1.70m con mejoramiento de 1.00m, respectivamente.

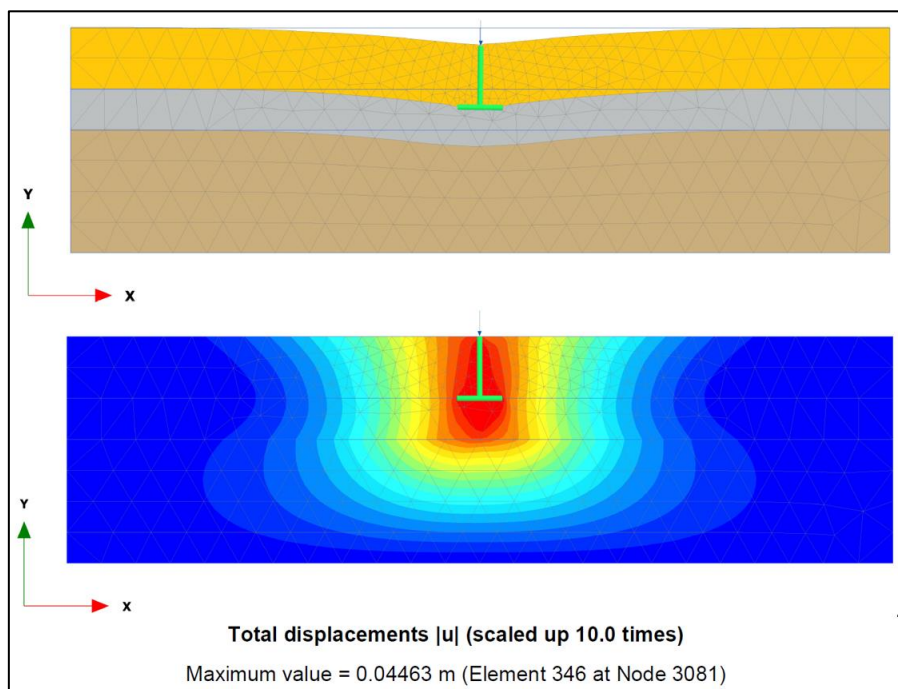


Figura 5.45 Desplazamiento total para construcción de un piso con zapata de 1.10mx1.10m con mejoramiento de 1.00m. El desplazamiento máximo obtenido es de 4.46cm.

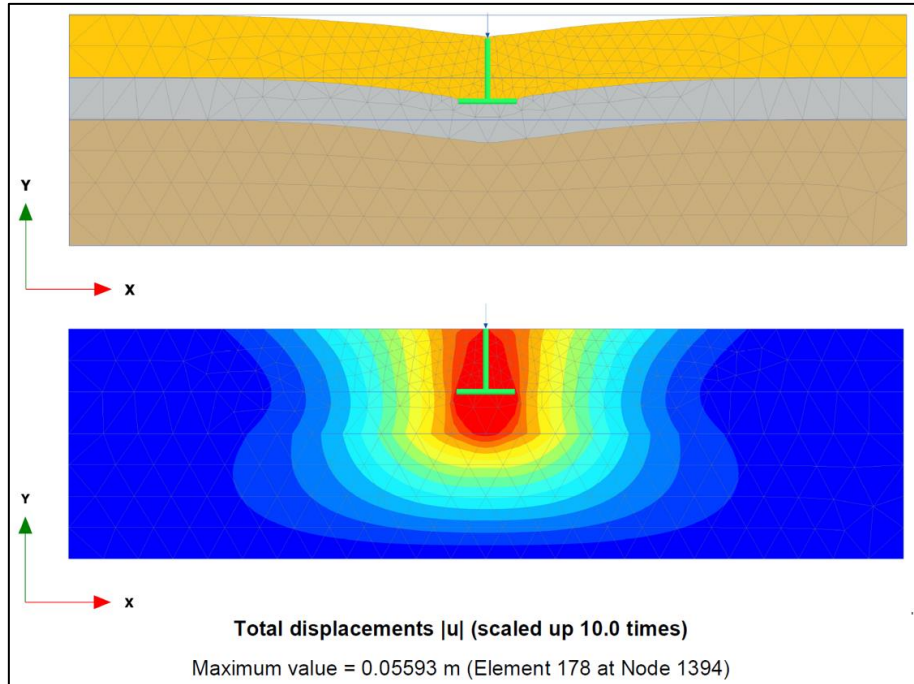


Figura 5.46 Desplazamiento vertical para construcción de dos pisos con zapata de 1.40mx1.40m con mejoramiento de 1.00m. El desplazamiento máximo obtenido es de 5.59cm.

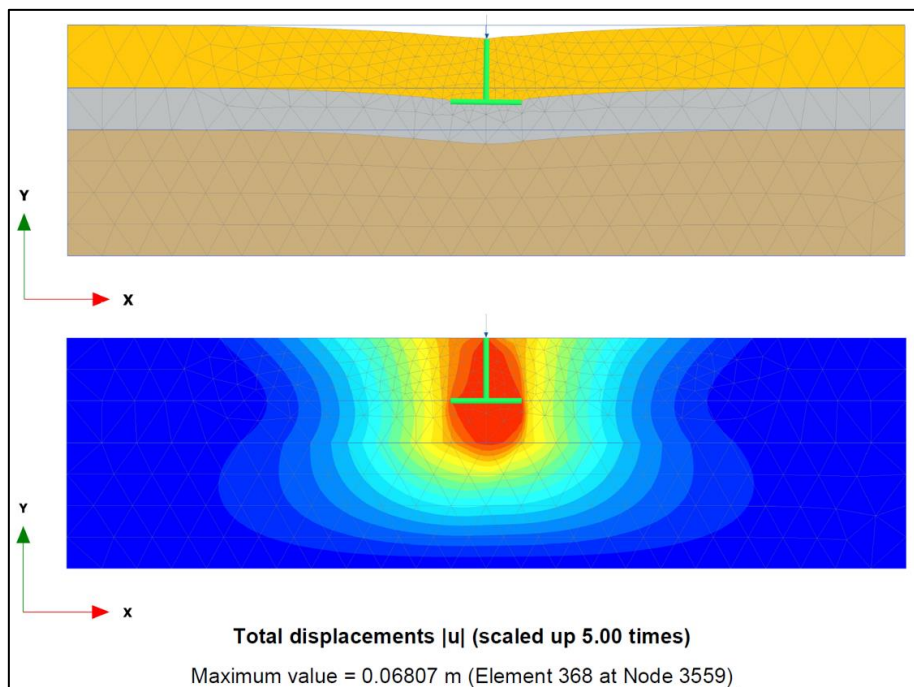


Figura 5.47 Desplazamiento vertical para construcción de tres pisos con zapata de 2.10mx2.10m con mejoramiento de 1.70m. El desplazamiento máximo obtenido es de 3.82cm.

En la Tabla 5.14 se muestran los valores de asentamientos obtenidos por diferentes metodologías para la alternativa de cambio de suelo.

Tabla 5.14 Resumen de valores de asentamientos obtenidos por diferentes metodologías para cuando se emplea cambio de suelo.

	Zapata	Analítico	Settle3D	Plaxis2D
Construcción de 1 piso	1.10x1.10	3.10	3.11	4.46
Construcción de 2 pisos	1.40x1.40	4.44	4.28	5.59
Construcción de 3 pisos	1.70x1.70	5.64	5.28	6.81

A continuación, en la Figura 5.48, se presenta un gráfico con el resumen de asentamientos calculados por diferentes metodologías luego de aplicar un cambio de suelo.

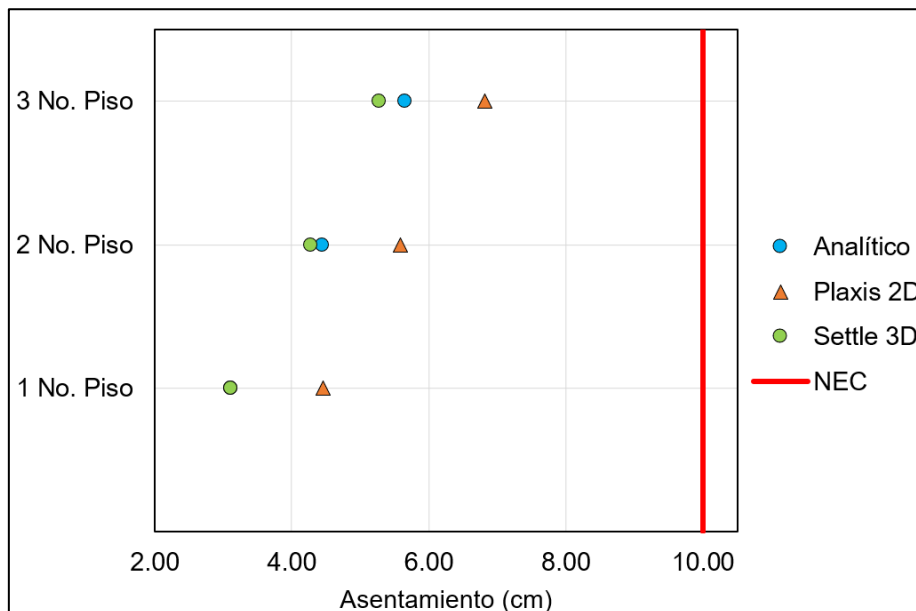


Figura 5.48 Asentamientos obtenidos para los diferentes tipos de construcción aplicando un cambio de suelo.

Mediante la aplicación de formulaciones analíticas, así como del software Settle 3D se han obtenido valores similares, sin embargo, en el cálculo mediante el software Plaxis

2D presentó variaciones entre el 21% y 44% con respecto al cálculo analítico. Para el caso de construcciones de un piso se tienen asentamientos de hasta 3.10 cm, mientras que para las construcciones de dos pisos se presentan asentamientos del orden de 4.44 cm y, finalmente, para construcciones de 3 pisos se obtienen asentamientos de hasta 5.64 cm. Estos valores están dentro de los requerimientos de la NEC.

5.3 Alternativa 4 Micropilotes

El uso de micropilotes como alternativa de mejoramiento permitirá dar al terreno de cimentación una capacidad de carga adicional con el fin de cumplir con los factores de seguridad mínimos. Además, se tendrá una disminución en los valores de asentamientos.

Los micropilotes, al ser elementos rígidos de refuerzo del terreno, necesitan un sistema que permita la transferencia de las cargas de la estructura al terreno mejorado. Por esta razón, se añadirá una plataforma de transferencia de carga, LTP, por sus siglas del inglés "Load Transfer Platform". A continuación, en la Figura 5.49, se presenta un esquema del mejoramiento del terreno mediante el uso de micropilotes y la aplicación de una plataforma de transferencia de carga.

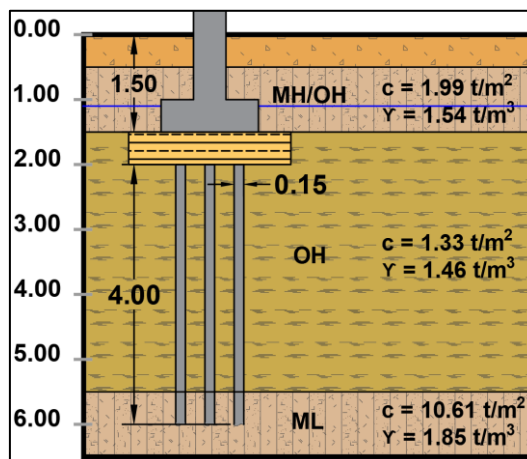


Figura 5.49 Esquema de mejoramiento del terreno con micropilotes.

Para hacer la verificación de capacidad portante y asentamientos, se ha designado un diámetro de 0.15 m para los micropilotes y una longitud de 4.00 m, con el fin de llegar al estrato más fuerte.

5.3.1 Capacidad Portante

El cálculo de la capacidad de carga seguirá el procedimiento dado en la "Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera", de España. Para empezar,

en esta guía se menciona que, si se quiere tomar en consideración la resistencia por punta del micropilote, será necesario verificar que, dentro de la zona de influencia (ver Figura 5.50), en suelos cohesivos, la resistencia a la compresión del suelo debe ser superior a 100 kPa ($q_u > 100 \text{ kPa}$). Esta resistencia va a ser estimada como $q_u = 2 \cdot c$.

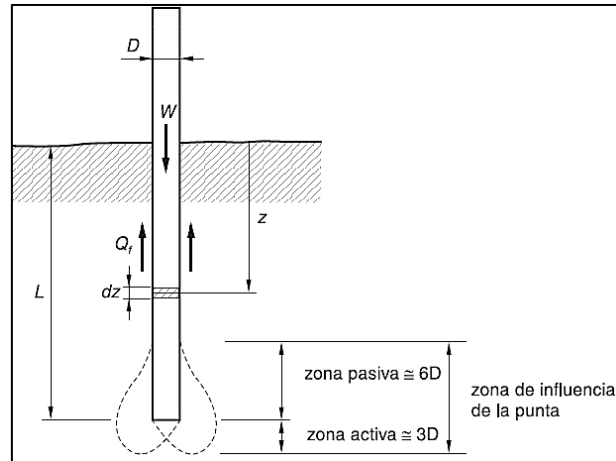


Figura 5.50 Zona de influencia de la punta del micropilote (Ministerio de Fomento de España, 2009).

Resistencia por punta

Aunque, debido a la pequeña sección transversal del micropilote, no se considera la resistencia por punta, en caso de que sí se la pueda considerar, esta debe ser menor o igual al 15% de la resistencia por fuste.

$$R_{p,d} \leq 0.15 \cdot R_{fc,d} \quad (5.14)$$

donde:

$R_{p,d}$: Resistencia por punta del micropilote

$R_{fc,d}$: Resistencia por fuste frente a esfuerzos de compresión

Resistencia por fuste

La resistencia por fuste se calculará con la aplicación de la siguiente fórmula:

$$R_{fc,d} = A_L \cdot r_{fc,d} \quad (5.15)$$

donde:

$R_{fc,d}$: Resistencia por fuste frente a esfuerzos de compresión

A_L : Área lateral del micropilote

$r_{fc,d}$: Rozamiento unitario por fuste frente a esfuerzos de compresión

$$r_{fc,d} = \frac{c'}{F_c} + \sigma'_H \cdot \frac{\tan \delta}{F_\varphi} \quad (5.16)$$

con:

c' : Cohesión efectiva del suelo natural

δ : Ángulo de rozamiento del contacto suelo-fuste del micropilote,

$$\delta = k_r \cdot \varphi' \quad (5.17)$$

$$2/3 \leq k_r \leq 1 \quad (5.18)$$

σ'_H : Presión horizontal efectiva del suelo

F_c, F_φ : Coeficientes de minoración (ver Tabla 5.15)

Tabla 5.15 Coeficientes de minoración F_c y F_φ .

TIPO DE APLICACIÓN	F_c	F_φ
Estructuras de cimentación de nueva construcción	1,50	1,50
Recalce de estructuras de cimentación preexistentes	1,20	1,20

La resistencia por fuste de un micropilote para una longitud de 3.00 m y para una longitud de 4.00 m se presenta en la Tabla 5.16 y en la Tabla 5.17, respectivamente.

Tabla 5.16 Resistencia por fuste de un micropilote de L = 3.00 m.

Prof. (m)	N ₆₀	Litología	Diámetro (m)	q _u (kPa)	Verificación	c (kPa)	R _{fc,d} (t)
0.00			0.15				
0.50							
1.00	3						
1.50	1						
2.00	1						
2.50	1						
3.00							
3.50	1						
4.00	2						
4.50	2						
5.00	2						
5.50	4						
6.00	16						
6.50	45						
No se toma en consideración la resistencia por punta puesto que no cumple la condición $q_u > 100$ kPa en la zona de influencia						Σ R_{fc,d} (t)	0.83

Tabla 5.17 Resistencia por fuste de un micropilote de L = 4.00 m.

Prof. (m)	N ₆₀	Litología	Diámetro (m)	q _u (kPa)	Verificación	c (kPa)	R _{fc,d} (t)
0.00			0.15				
0.50							
1.00	3						
1.50	1						
2.00	1						
2.50	1						
3.00							
3.50	1						
4.00	2						
4.50	2						
5.00	2						
5.50	4						
6.00	16						
6.50	45						
No se toma en consideración la resistencia por punta puesto que no cumple la condición $q_u > 100$ kPa en la zona de influencia						Σ R_{fc,d} (t)	1.25

Resistencia del micropilote

$$R_{c,d} = R_{fc,d} + R_{p,d} \quad (5.19)$$

donde:

$R_{fc,d}$: Resistencia por fuste

$R_{p,d}$: Resistencia por punta

Colaboración de los micropilotes

Es equivalente a la diferencia entre la carga aplicada en la zapata por la construcción y la resistencia del terreno.

$$\Delta Q = Q_{act} - Q_{ult} \quad (5.20)$$

donde:

Q_{act} : Carga actuante

Q_{ult} : Carga última

Se debería cumplir:

$$R_{c,d} > \Delta Q \quad (5.21)$$

donde:

$R_{c,d}$: Resistencia del micropilote

ΔQ : Resistencia actuante

El déficit de resistencia se observa en la Tabla 5.18.

Tabla 5.18 Déficit de resistencia.

	B (m)	L (m)	q_{act} (t/m²)	Q_{act} (t)	q_{ult} t/m²	Q_{ult} (t)	ΔQ (t)
Construcción de 1 Piso	1.10	1.10	5.78	7.00	3.33	4.03	2.96
	1.30	1.30	4.37	7.39	3.33	5.63	1.76
	1.40	1.40	3.88	7.61	3.33	6.53	1.08
	1.50	1.50	3.49	7.85	3.33	7.50	0.35
Construcción de 2 Pisos	1.60	1.60	4.57	11.71	3.33	8.53	3.17
	1.70	1.70	4.14	11.98	3.33	9.63	2.34
	1.80	1.80	3.79	12.26	3.33	10.80	1.46
	1.90	1.90	3.48	12.57	3.33	12.03	0.54
Construcción de 3 Pisos	1.90	1.90	4.60	16.59	3.33	12.03	4.56
	2.00	2.00	4.24	16.96	3.33	13.33	3.63
	2.10	2.10	3.93	17.35	3.33	14.70	2.65
	2.20	2.20	3.67	17.75	3.33	16.13	1.62

Se observa que en todos los casos es necesaria la aplicación de micropilotes con el fin de equilibrar las cargas y cumplir con el factor de seguridad. En la Tabla 5.19 se verifica el cumplimiento de resistencia para un micropilote.

Tabla 5.19 Verificación de cumplimiento de resistencia con un micropilote.

	B (m)	L (m)	R_{fc,d} (t)	R_{p,d} (t)	R_{c,d} (t)	ΔQ (t)	R_{c,d} > ΔQ
Construcción de 1 Piso	1.10	1.10	0.83	0.00	0.83	2.96	No cumple
	1.30	1.30	0.83	0.00	0.83	1.76	No cumple
	1.40	1.40	0.83	0.00	0.83	1.08	No cumple
	1.50	1.50	0.83	0.00	0.83	0.35	Cumple
Construcción de 2 Pisos	1.60	1.60	0.83	0.00	0.83	3.17	No cumple
	1.70	1.70	0.83	0.00	0.83	2.34	No cumple
	1.80	1.80	0.83	0.00	0.83	1.46	No cumple
	1.90	1.90	0.83	0.00	0.83	0.54	Cumple
Construcción de 3 Pisos	1.90	1.90	1.25	0.00	1.25	4.56	No cumple
	2.00	2.00	1.25	0.00	1.25	3.63	No cumple
	2.10	2.10	1.25	0.00	1.25	2.65	No cumple
	2.20	2.20	1.25	0.00	1.25	1.62	No cumple

Se observa que, en la mayoría de los casos, el micropilote no puede equilibrar las cargas que estaban en exceso, por lo tanto, se requiere de una capacidad grupal, para lo cual se calculará en número de micropilotes necesario para el cumplimiento mediante la siguiente expresión:

$$n_{micropilotes} = \frac{\Delta Q}{R_{c,d}} \quad (5.22)$$

donde:

ΔQ : Resistencia actuante, t

$R_{c,d}$: Resistencia del micropilote, t

Separación de micropilotes

La separación entre micropilotes será considerada como 4 a 6 veces el diámetro del micropilote, según la sección de la zapata.

$$s_{micropilote} = 4 D_{micropilote} \quad (5.23)$$

$$s_{micropilote} = 6 D_{micropilote} \quad (5.24)$$

Resistencia actuante por micropilote

Para la validación del cumplimiento de resistencia, se hace necesario calcular la resistencia que actúa en cada micropilote, para ello, se aplicará la siguiente fórmula:

$$\Delta Q_{micropilote} = \frac{\Delta Q}{n_{micropilotes}} \quad (5.25)$$

Añadiendo un grupo de micropilotes se vuelve a verificar el cumplimiento de resistencia como se muestra en la Tabla 5.20.

Tabla 5.20 Número de micropilotes y verificación de cumplimiento de resistencia.

	B (m)	L (m)	L_{micropilote} (m)	R_{c,d} (individual) (t)	ΔQ (t)	n_{micropilotes}	R_{c,d} (grupal) (t)	R_{c,d} (grupal) > ΔQ
Construcción de 1 Piso	1.10	1.10	3.00	0.83	2.96	4	3.33	Cumple
	1.30	1.30	3.00	0.83	1.76	3	2.50	Cumple
	1.40	1.40	3.00	0.83	1.08	2	1.67	Cumple
	1.50	1.50	3.00	0.83	0.35	1	0.83	Cumple
Construcción de 2 Pisos	1.60	1.60	3.00	0.83	3.17	4	3.33	Cumple
	1.70	1.70	3.00	0.83	2.34	3	2.50	Cumple
	1.80	1.80	3.00	0.83	1.46	2	1.67	Cumple
	1.90	1.90	3.00	0.83	0.54	1	0.83	Cumple
Construcción de 3 Pisos	1.90	1.90	4.00	1.25	4.56	4	5.00	Cumple
	2.00	2.00	4.00	1.25	3.63	3	3.75	Cumple
	2.10	2.10	4.00	1.25	2.65	3	3.75	Cumple
	2.20	2.20	4.00	1.25	1.62	2	2.50	Cumple

A pesar de que, para cumplir con la capacidad de carga, se necesitan de 1 a 4 micropilotes según la zapata y el tipo de construcción, con el fin de disminuir los asentamientos se ha asumido un número de 4 micropilotes para todos los casos.

Plataforma de transferencia de carga (LTP)

La plataforma de transferencia de carga está conformada generalmente por material granular compactado con una o varias capas de material geosintético, usualmente, geomallas colocadas de manera horizontal. El mecanismo de transferencia de carga puede ser observado en la Figura 5.51.

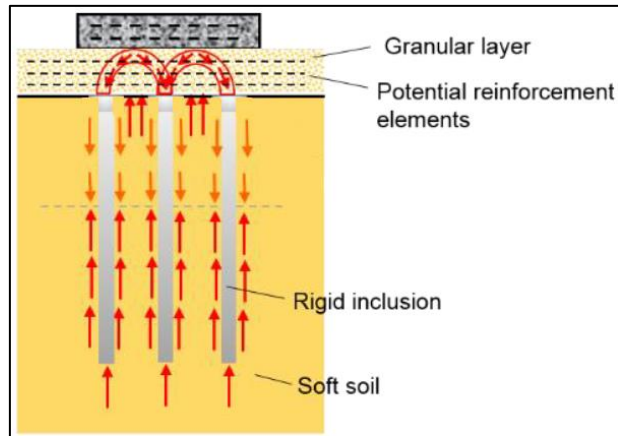


Figura 5.51 Mecanismo de transferencia de carga (Varaksin, Hamidi, Huybrechts, & Denies, 2016).

Espesor de plataforma de transferencia de carga

Con el fin de asegurar una adecuada transferencia de la carga, se ha establecido la siguiente expresión.

$$H_M > 0.7 (s - a) \quad (5.26)$$

donde:

H_M : Espesor de la plataforma de transferencia de carga, m

s : Separación entre micropilotes, m

a : Diámetro del micropilote, m

$$H_M = 0.7(0.90 - 0.15) = 0.52$$

Se asumirá un valor de $H_M = 0.50 \text{ m}$

Mecanismos de falla

Según ASIRI National Project, 2013, en el momento de la aplicación de la carga sobre la plataforma de transferencia de carga, en función de la geometría y la carga, se generarán

dos tipos de equilibrios límites con simetría axial que implican al esfuerzo aplicado, el esfuerzo sobre la cabeza del micropilote y el esfuerzo aplicado en el suelo. Entonces, estos mecanismos de falla son los siguientes:

- **Mecanismo de falla de Prandtl:** relaciona el estado límite activo de Rankine (I) sobre la inclusión, un arco espiral logarítmico (II) y el estado límite pasivo de Rankine fuera de la inclusión (III) (ver Figura 5.52).
- **Mecanismo de falla por punzonamiento:** puede ser modelado a través de un cono vertical que abre hacia la plataforma de transferencia de carga, esto genera un ángulo con respecto al plano vertical igual al ángulo de fricción (ϕ) del material de la plataforma de transferencia de carga (ver Figura 5.52).

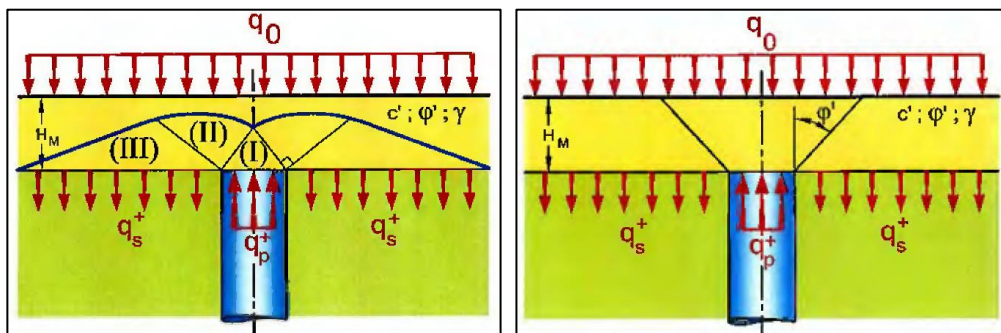


Figura 5.52 Diagramas de falla de Prandtl y mecanismo de falla por punzonamiento en la plataforma de transferencia de carga (ASIRI National Project, 2013).

Mecanismo de falla de Prandtl

Ecuación de Prandtl

$$q_p^+ = N_q q_s^+ \quad (5.27)$$

Ecuación de conservación de carga

$$\alpha q_p^+ + (1 - \alpha) q_s^+ = q_o \quad (5.28)$$

donde:

q_p^+ : Esfuerzo sobre la cabeza del micropilote

q_s^+ : Esfuerzo aplicado en el suelo

q_o : Esfuerzo aplicado

α : Relación de reemplazo

N_q : Factor de capacidad de carga por sobrecarga efectiva

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \cdot \tan \phi} \quad (5.29)$$

ϕ : ángulo de fricción del material de la plataforma de transferencia de carga

$$(\phi = 34^\circ)$$

En la Tabla 5.21 se muestra la distribución de esfuerzos sobre el micropilote y el suelo.

Tabla 5.21 Esfuerzos sobre el micropilote y el suelo.

	B (m)	L (m)	D (m)	a (m ²)	A (m ²)	ϕ	$\pi/4+\phi/2$	N_q	q_o (t/m ²)	α	q_p (t/m ²)	q_s (t/m ²)
Construcción de 1 Piso	1.10	1.10	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	7.10	0.049	87.20	2.96
	1.30	1.30	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	5.83	0.049	71.62	2.43
	1.40	1.40	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	2.93	0.049	36.02	1.22
	1.50	1.50	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	2.40	0.049	29.49	1.00
Construcción de 2 Pisos	1.60	1.60	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	7.02	0.049	86.28	2.93
	1.70	1.70	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	5.99	0.049	73.64	2.50
	1.80	1.80	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	2.77	0.049	34.07	1.16
	1.90	1.90	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	2.65	0.049	32.61	1.11
Construcción de 3 Pisos	1.90	1.90	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	6.72	0.049	82.53	2.80
	2.00	2.00	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	6.28	0.049	77.11	2.62
	2.10	2.10	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	2.83	0.049	34.75	1.18
	2.20	2.20	0.15	0.018	0.36	34	62	29.44	2.69	0.049	33.00	1.12

A continuación, en la Tabla 5.22, se observa que al colocar la transferencia de carga se logra una mejor repartición de los esfuerzos, en el caso del micropilote, la carga es menor en donde la zapata tiene mayor área y los esfuerzos sobre el terreno son menores al colocar la capa de transferencia.

Tabla 5.22 Distribución de esfuerzos sobre un micropilote y el terreno.

	B (m)	L (m)	D (m)	Repartido por LTP		Evaluación Individual	
				Micropilote	Terreno	Micropilote	Terreno
				Qp (t)	q _s (t/m ²)	R _{c,d} (t)	q _{ult} (t/m ²)
Construcción de 1 Piso	1.10	1.10	0.15	1.54	2.96	0.83	5.78
	1.30	1.30	0.15	1.27	2.43	0.83	4.37
	1.40	1.40	0.15	0.64	1.22	0.83	3.88
	1.50	1.50	0.15	0.52	1.00	0.83	3.17
Construcción de 2 Pisos	1.60	1.60	0.15	1.52	2.93	0.83	4.57
	1.70	1.70	0.15	1.30	2.50	0.83	3.79
	1.80	1.80	0.15	0.60	1.16	0.83	3.48
	1.90	1.90	0.15	0.58	1.11	0.83	3.00
Construcción de 3 Pisos	1.90	1.90	0.15	1.46	2.80	1.25	3.67
	2.00	2.00	0.15	1.36	2.62	1.25	3.44
	2.10	2.10	0.15	0.61	1.18	1.25	3.23
	2.20	2.20	0.15	0.58	1.12	1.25	3.05

Mecanismo de falla por punzonamiento

Este mecanismo permitirá comprobar la altura de la capa de transferencia de carga, con el fin de no generar falla por punzonamiento, para ello se tiene el siguiente mecanismo de transferencia de carga (ver Figura 5.53).

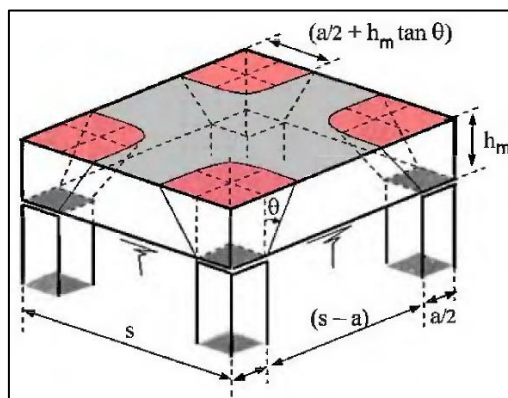


Figura 5.53 Mecanismo de transferencia de carga propuesto (ASIRI National Project, 2013).

$$H_M \leq h^* = \frac{s - a}{2 \tan \theta} \quad (5.30)$$

donde:

H_M : Espesor de la plataforma de transferencia de carga, m

h^* : Espesor crítico de la plataforma de transferencia de carga, m

s : Separación entre micropilotes, m

a : Diámetro del micropilote, m

θ : Ángulo formado por la zona de difusión con la dirección vertical que debe ser igual al ángulo de fricción del material de la plataforma de transferencia de carga ($\theta = \phi$)

Asumiendo un valor de $\phi = 34^\circ$, ya que se tiene una capa de material granular con propiedades friccionantes, se obtiene el siguiente valor de espesor crítico.

$$h^* = \frac{0.90 - 0.15}{2 \tan 34} = 0.55 \text{ m}$$

Se comprueba que:

$$H_M \leq h^*$$

$$0.50 \leq 0.55$$

5.3.2 Cálculo de Asentamientos

Para el cálculo de los asentamientos en micropilotes se utilizará una analogía de zapata equivalente establecida en la AASHTO LRFD. Para en el presente caso se empleará el modelo para pilotes soportados por resistencias laterales en arcilla (ver Figura 5.54).

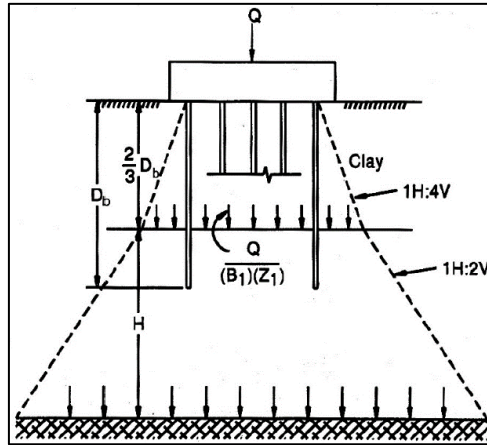


Figura 5.54 Modelo de zapata equivalente (AASHTO, 2017).

Factor de influencia, I

$$I = 1 - 0.125 \frac{D'}{B} \geq 0.5 \quad (5.31)$$

donde:

D' : Profundidad efectiva, $2D_b/3$

D_b : Profundidad de empotramiento de micropilotes en capa que proporciona apoyo

B : Ancho o menor dimensión del grupo de micropilotes

Para el cálculo de asentamientos con micropilotes se ha tomado un caso como óptimo para cada tipo de construcción como se muestra en la Tabla 5.23.

Tabla 5.23 Secciones de zapatas para el cálculo de asentamientos con micropilotes.

Construcción	Zapata (m)	$L_{\text{micropilote}}$ (m)
1 Piso	1.10x1.10	3.00
2 Piso	1.60x1.60	3.00
3 Pisos	1.90x1.90	4.00

En la Figura 5.55 se muestra la geometría de los grupos de micropilotes para el cálculo de asentamientos.

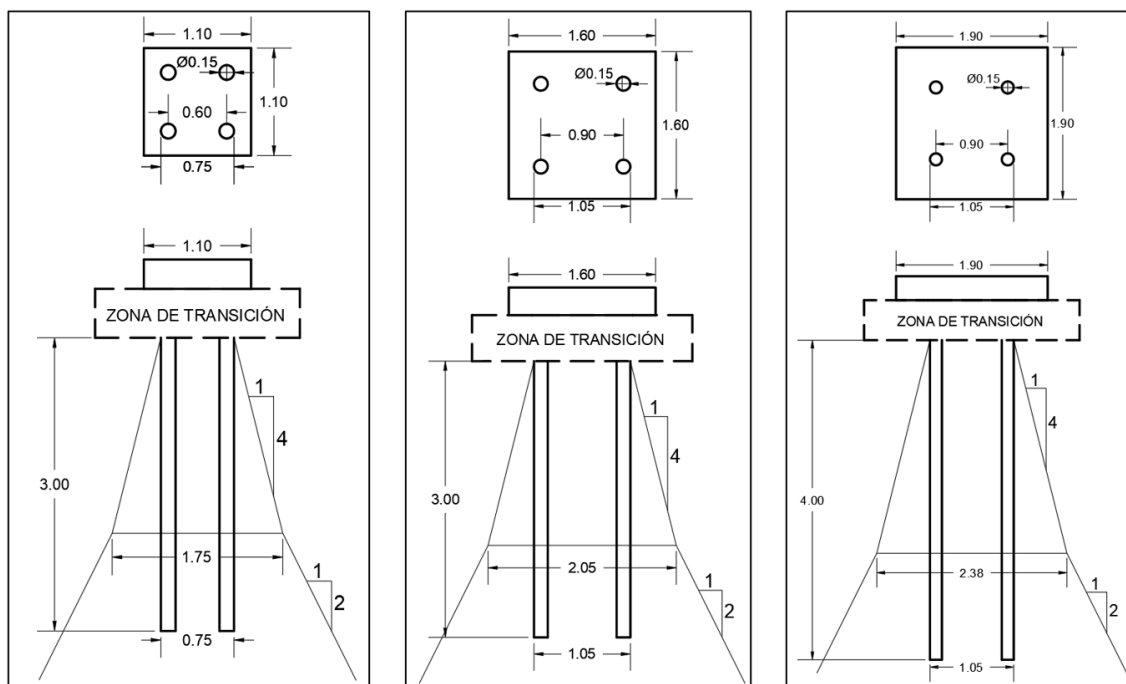


Figura 5.55 Geometría para cálculo de asentamientos para construcción de 1 piso, 2 pisos y 3 pisos.

En la Tabla 5.24 se muestran los factores de influencia para los diferentes tipos de construcción.

Tabla 5.24 Factor de influencia.

	B (m)	L (m)	Q_{act} (t)	Db (m)	D'=2/3 Db (m)	B (m)	B₁ (m)	Z₁ (m)	I	Δσ_v (t/m ²)
Construcción de 1 Piso	1.10	1.10	6.40	3.00	2.00	0.75	1.75	1.75	0.67	1.39
Construcción de 2 Pisos	1.60	1.60	7.51	3.00	2.00	1.05	2.05	2.05	0.76	1.36
Construcción de 3 Pisos	1.90	1.90	8.37	4.00	2.67	1.05	2.3833	2.3833	0.68	1.01

Aplicando las fórmulas de asentamiento por consolidación para un suelo normalmente consolidado, se obtienen los siguientes resultados (ver Tabla 5.25).

Tabla 5.25 Asentamientos para grupo de micropilotes.

	B (m)	L (m)	σ'_{vo} (t/m²)	$\Delta\sigma_v$ (t/m²)	σ'_{vf} (t/m²)	Cc	e₀	h_o (m)	Δs (cm)
Construcción de 1 Piso	1.10	1.10	3.80	1.39	5.19	0.351	2.94	3.50	4.22
Construcción de 2 Pisos	1.60	1.60	3.80	1.36	5.16	0.351	2.94	3.50	4.14
Construcción de 3 Pisos	1.90	1.90	4.10	1.01	5.11	0.351	2.94	3.50	2.97

5.3.2.1 Comprobación de asentamientos mediante Plaxis 2D

Las propiedades de los materiales para los modelos se muestran en la Tabla 5.26.

Tabla 5.26 Propiedades de los materiales.

Capa	Tipo de drenaje	γ o γ_{sat}	Su	ϕ	E	v
		KN/m³	kPa	°	kPa	
MH/OH	Drenado	15.11	0.00	27	1158.32	0.30
OH	Drenado	14.32	0.00	30	772.21	0.20
MH	Drenado	18.23	0.00	27	6177.70	0.30

A continuación, en las figuras: Figura 5.56 a la Figura 5.58 se presentan los valores de desplazamiento total para construcciones de un piso con zapata de 1.10mx1.10m, dos pisos con zapata de 1.40mx1.40m, dos pisos con zapata de 1.60mx1.60m y tres pisos con zapata de 1.90mx1.90m, con la aplicación de micropilotes, respectivamente.

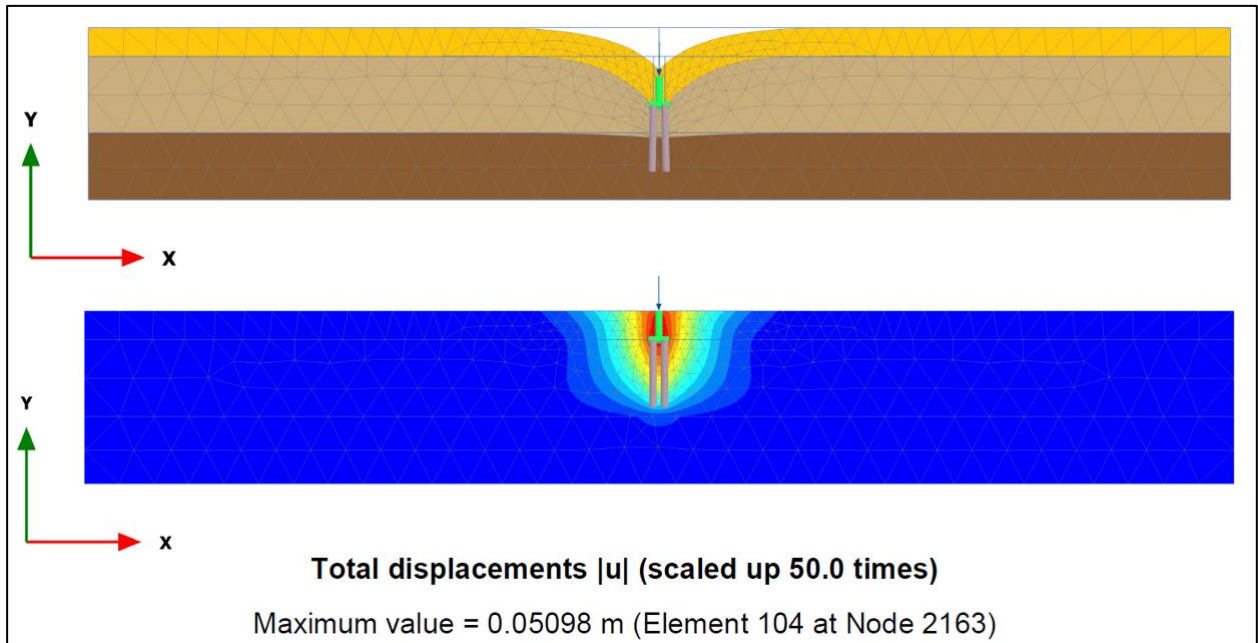


Figura 5.56 Desplazamiento vertical para construcción de un piso con zapata de 1.10mx1.10m con micropilotes. El desplazamiento total máximo es de 5.10cm.

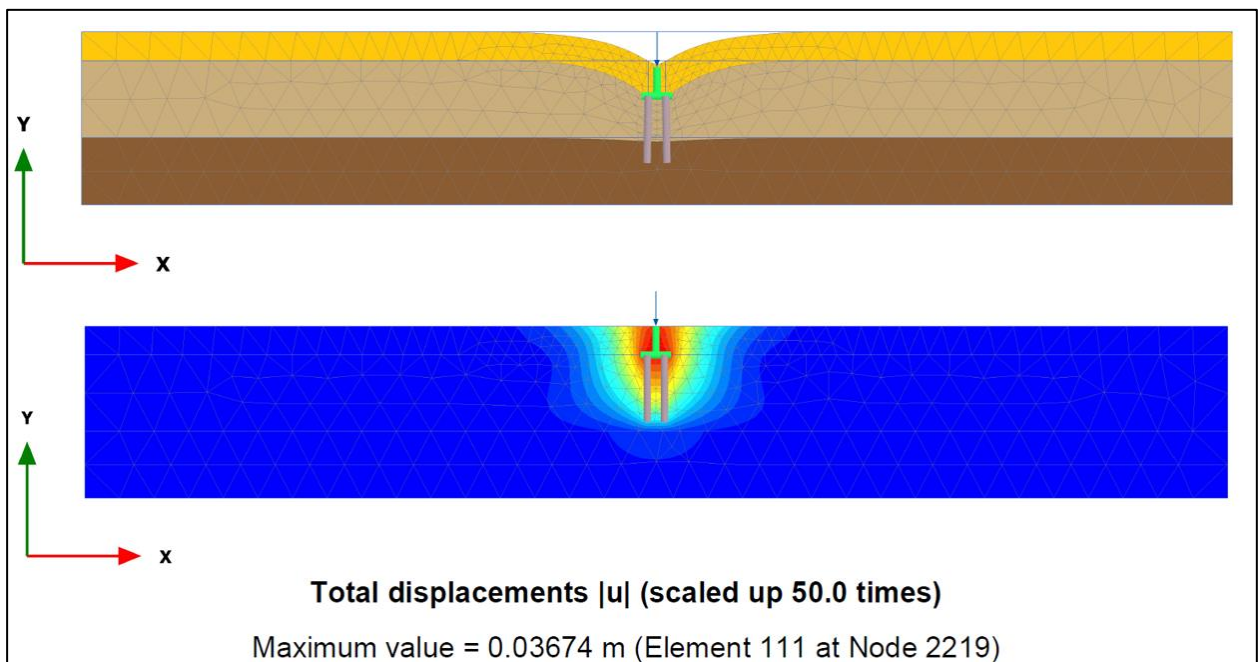


Figura 5.57 Desplazamiento vertical para construcción de dos pisos con zapata de 1.60mx1.60m con micropilotes. El desplazamiento total máximo es de 3.67cm.

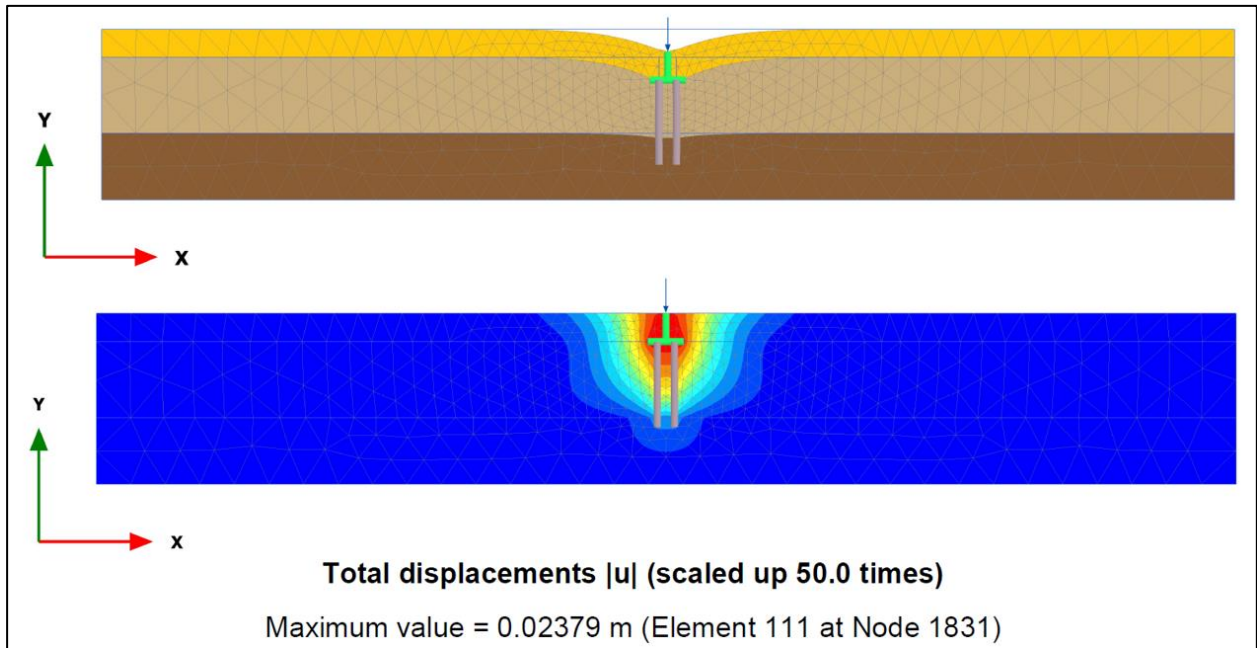


Figura 5.58 Desplazamiento vertical para construcción de tres pisos con zapata de 1.90mx1.90m con micropilotes. El desplazamiento total máximo es de 2.37cm.

En la Tabla 5.27 se muestran los valores de asentamientos obtenidos por diferentes metodologías para la alternativa de micropilotes.

Tabla 5.27 Resumen de valores de asentamientos obtenidos por diferentes metodologías para cuando se emplea micropilotes.

Estructura	Dimensiones	Analítico	Plaxis2D
Construcción de 1 pisos	1.10x1.10	4.22	5.10
Construcción de 2 pisos	1.60x1.60	4.14	3.67
Construcción de 3 pisos	1.90x1.90	2.97	2.38

Seguido, en la Figura 5.59, se presenta un resumen de asentamientos calculados por diferentes metodologías luego de aplicar micropilotes.

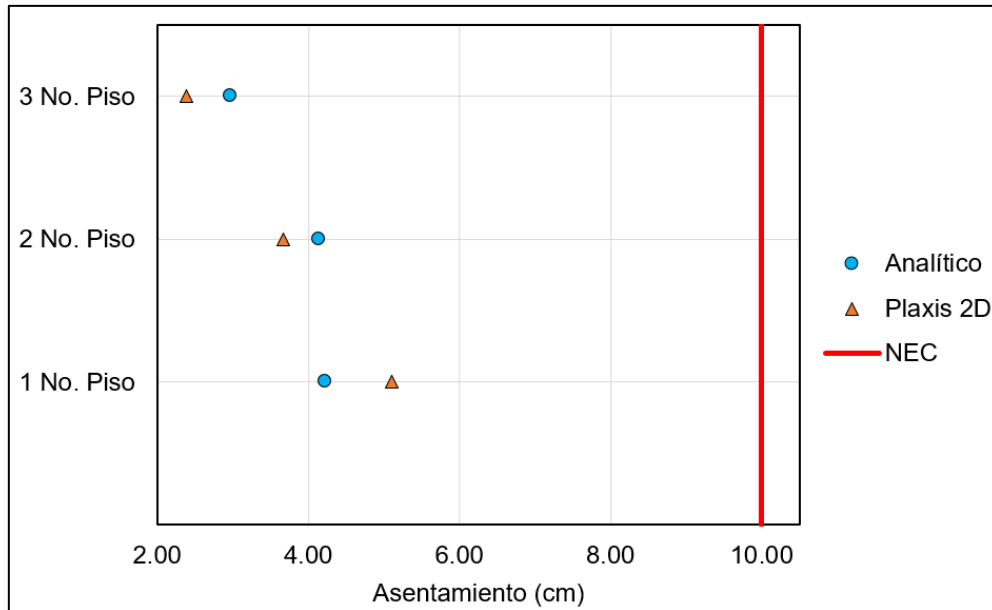


Figura 5.59 Asentamientos obtenidos para los diferentes tipos de construcción aplicando micropilotes.

Los asentamientos obtenidos mediante formulaciones presentan coherencia con los resultados con el software de elementos finitos Plaxis 2D. Para el caso de construcciones de un piso se tienen asentamientos de hasta 4.22 cm, mientras que para las construcciones de dos pisos se presentan asentamientos del orden de 4.14 cm y, finalmente, para construcciones de 3 pisos se obtienen asentamientos de hasta 2.97 cm, según el método analítico. Estos valores están dentro de los requerimientos de la NEC.

5.4 Resumen de Alternativas de Mejoramiento

Se presenta un resumen de las dimensiones del plinto aislado sin ningún mejoramiento y con las propuestas de mejoramiento de suelo, como se detalla en la Tabla 5.28. Adicionalmente, cada alternativa de cimentación para los tres casos de estudio cumple el chequeo de capacidad portante y asentamientos según NEC-15, de tal manera, que el diseño tenga una concepción técnica y económica.

	ALTERNATIVA 1 ZAPATA SEGÚN NEC15		ALTERNATIVA 2 ZAPATA + CAMBIO DE SUELO		ALTERNATIVA 3 ZAPATA + MICROPILOTES	
Construcción de 1 Piso	Plinto Aislado(m)	1.60x1.60	Plinto Aislado(m)	1.10x1.10	Plinto Aislado(m)	1.10x1.10
			Mejoramiento	1.00m	Capa Transf.	0.50m
					Micropilotes	4 u de L=3m
Construcción de 2 Pisos	Plinto Aislado(m)	2.10x2.10	Plinto Aislado(m)	1.40x1.40	Plinto Aislado(m)	1.60x1.60
			Mejoramiento	1.00m	Capa Transf.	0.50m
					Micropilotes	4 u de L=3m
Construcción de 3 Pisos	Plinto Aislado(m)	2.60x2.60	Plinto Aislado(m)	1.70x1.70	Plinto Aislado(m)	1.90x1.90
			Mejoramiento	1.00m	Capa Transf.	0.50m
					Micropilotes	4 u de L=4m

Tabla 5.28 Resumen del dimensionamiento y diseño de las diferentes alternativas.

En la Figura 5.60 se muestra el resumen de los asentamientos para las alternativas de mejoramiento mediante el método analítico. Se observa que la zapata aislada sin ningún mejoramiento presenta los mayores asentamientos en los 3 tipos de edificaciones. Adicionalmente, se aprecia que la influencia del cambio de suelo, así como la adición de micropilotes disminuye notablemente los valores de asentamientos, lo que brinda mayor seguridad a la estructura. En el capítulo 6 se discute la parte económica para evaluar las alternativas de cimentación y recomendar su aplicación.

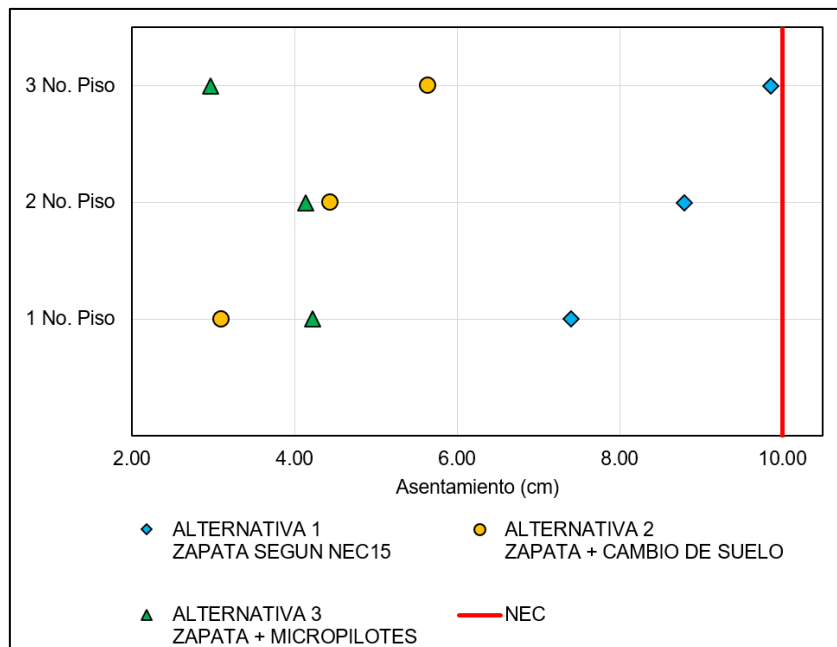


Figura 5.60 Asentamientos obtenidos para los diferentes tipos de construcción aplicando diferentes alternativas.

CAPÍTULO 6

6. EVALUACIÓN ECONÓMICA

En este capítulo se presenta la evaluación económica considerando únicamente los costos directos para las alternativas de mejoramiento detalladas en el capítulo 5. En general, estos costos consideran: equipos, mano de obra, materiales y transporte, que se relacionan específicamente en la construcción de la obra.

La base de datos de los costos directos se los obtiene de la Revista Construcción de la Cámara de la Industria de la Construcción del periodo de abril – junio 2022 y en la necesidad de rubros especiales se presenta el APÉNDICE C con los análisis de precios unitarios. Los rubros especiales están calculados con base en el periodo del año 2022.

En la evaluación económica para que sea didáctica y poder visualizar gráficamente las diferentes alternativas de mejoramiento, en la Tabla 6.1, Tabla 6.2 y Tabla 6.3 se detalla las dimensiones de los diferentes plintos aislados con sus respectivos mejoramientos de suelo. Es importante mencionar que los costos han sido calculados para la cimentación de una sola columna, es decir, para la alternativa 1 se considera una zapata, para la alternativa 2 se analiza una zapata con la capa de mejoramiento y para la alternativa 3 se examina una zapata con inclusión de micropilotes.

Adicionalmente, los presupuestos a costo directo se los divide en dos capítulos principales: Zapata Aislada y Mejoramiento de Suelo, de tal manera, que se permita comparar y evaluar las alternativas de mejoramiento, ver en las siguientes tablas:

Tabla 6.4, Tabla 6.5 y Tabla 6.6. En cambio, en las Figura 6.1, Figura 6.2 y Figura 6.3 se presentan diagramas de barras de la evaluación económica en monto y porcentaje. Lo que permite valorizar o ver la incidencia que tiene el plinto y el mejoramiento de suelo respecto a la cimentación total.

Tabla 6.1 Esquema de cimentación para construcción de 1 piso.

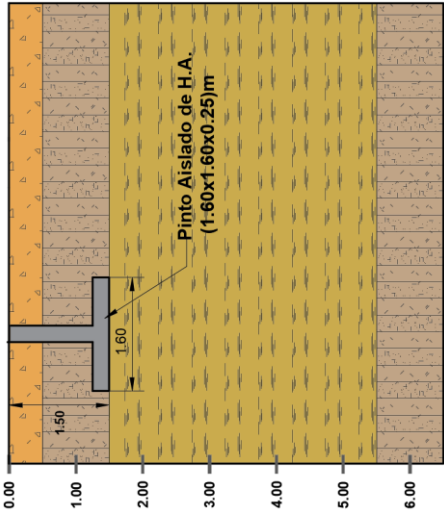
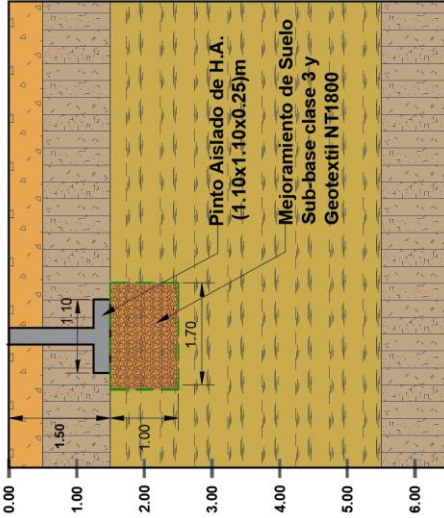
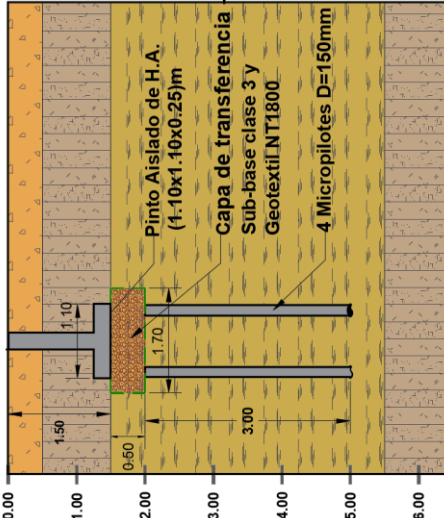
CIMENTACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE 1 PISO		
ALTERNATIVA 1 ZAPATA SEGÚN NEC 15	ALTERNATIVA 2 ZAPATA + CAMBIO DE SUELO	ALTERNATIVA 3 ZAPATA + MICROPILOTES
 <p style="text-align: center;">Pinto Aislado de H.A. (1.60x1.60x0.25)m</p>	 <p style="text-align: center;">Pinto Aislado de H.A. (1.10x1.10x0.25)m</p> <p style="text-align: center;">Mejoramiento de Suelo Sub-base clase 3 y Geotextil NT1800</p>	 <p style="text-align: center;">Pinto Aislado de H.A. (1.10x1.10x0.25)m</p> <p style="text-align: center;">Capa de transferencia Sub-base clase 3 y Geotextil NT1800</p> <p style="text-align: center;">4 Micropilotes D=150mm</p>

Tabla 6.2 Esquema de cimentación para construcción de 2 pisos.

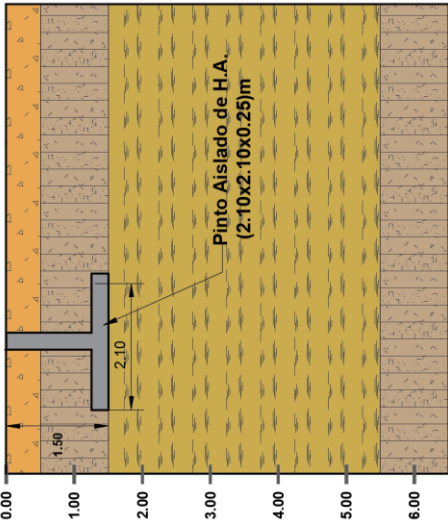
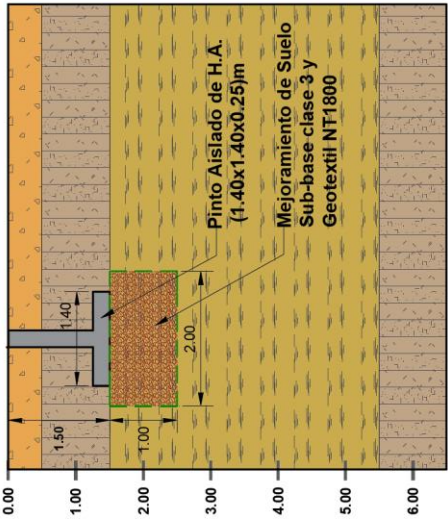
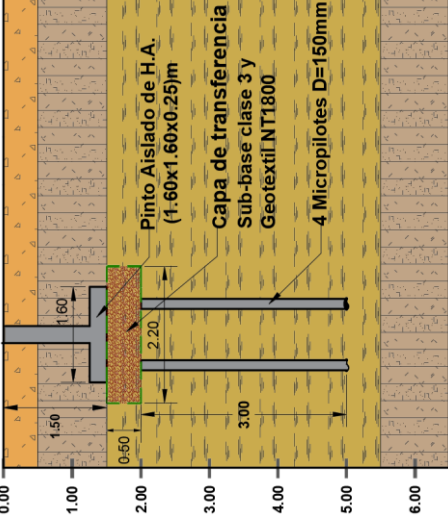
CIMENTACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE 2 PISOS		
ALTERNATIVA 1 ZAPATA SEGÚN NEC 15	ALTERNATIVA 2 ZAPATA + CAMBIO DE SUELO	ALTERNATIVA 3 ZAPATA + MICROPILOTES
 <p style="text-align: center;">Pinto Aislado de H.A. (2.10x2.10x0.25)m</p>	 <p style="text-align: center;">Pinto Aislado de H.A. (1.40x1.40x0.25)m</p> <p style="text-align: center;">Mejoramiento de Suelo Sub-base clase 3 y Geotextil NT1800</p>	 <p style="text-align: center;">Pinto Aislado de H.A. (1.60x1.60x0.25)m</p> <p style="text-align: center;">Capa de transferencia Sub-base clase 3 y Geotextil NT1800</p> <p style="text-align: center;">4 Micropilotes D=150mm</p>

Tabla 6.3 Esquema de cimentación para construcción de 3 pisos.

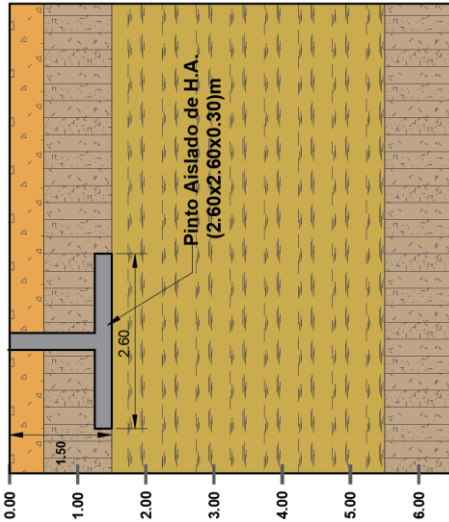
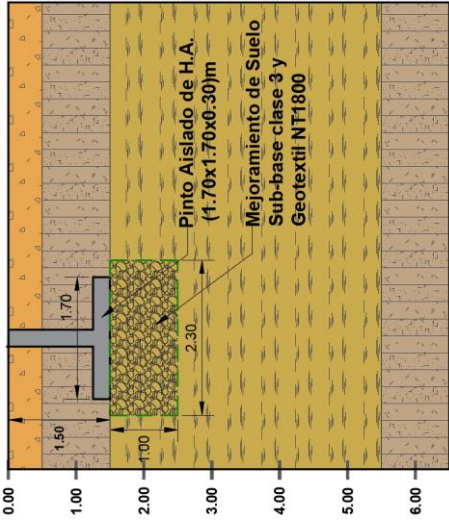
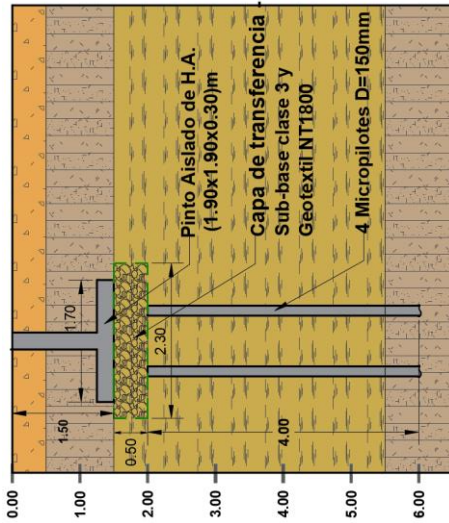
CIMENTACIÓN PARA CONSTRUCCIÓN DE 3 PISOS		
ALTERNATIVA 1 ZAPATA SEGÚN NEC 15	ALTERNATIVA 2 ZAPATA + CAMBIO DE SUELO	ALTERNATIVA 3 ZAPATA + MICROPILOTES
 <p>Pinto Aislado de H.A. (2.60x2.60x0.30)m</p>	 <p>Pinto Aislado de H.A. (1.70x1.70x0.30)m</p> <p>Mejoramiento de Suelo Sub-base clase 3 y Geotextil NT1800</p>	 <p>Pinto Aislado de H.A. (1.90x1.90x0.30)m</p> <p>Capa de transferencia Sub-base clase 3 y Geotextil NT1800</p> <p>4 Micropilotes D=150mm</p>

Tabla 6.4 Presupuesto a costo directo de cimentación de construcción de 1 piso.

Código	Descripción	Unidad	Costo Directo	ALTERNATIVA 1 ZAPATA SEGUN NEC15			ALTERNATIVA 2 ZAPATA + CAMBIO DE SUELO			ALTERNATIVA 3 ZAPATA + MICROPILOTES		
				Cantidad	Importe	Cantidad	Importe	Cantidad	Importe	Cantidad	Importe	
ZAPATA AISLADA				311.55			243.02			231.96		
MOVIMIENTO DE TIERRAS												
4.0102	EXCAVACIÓN MANUAL EN CIMIENTOS Y PLINTOS	m3	11.66	3.84	44.77				0.00			0.00
4.0103	EXCAVACIÓN H=3 A 4 M A MÁQUINA (EXCAVADORA)	m3	6.57		0.00	10.53	69.21	8.64	56.76			56.76
SUBTOTAL					44.77		69.21		56.76			56.76
RELLENO												
4.0202	RELLENO COMPACTADO CON SUELO NATURAL	m3	6.58	2.94	19.37	8.08	53.14	6.34	41.69			41.69
SUBTOTAL					19.37		53.14		41.69			41.69
ESTRUCTURA												
5.0104	HORMIGÓN PREMEZCLADO FC= 180 KG/CM2 (INC.BOMBA Y ADITIVO)	m3	122.76	0.26	31.43	0.12	14.85	0.12	14.85			14.85
5.0105	HORMIGÓN PREMEZCLADO FC= 210 KG/CM2 (INC.BOMBA Y ADITIVO)	m3	129.98	0.64	83.19	0.30	39.32	0.36	47.18			47.18
5.0201	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM2 8-12 MM CON ALAMBRE GALV. N°18	kg	2.54	52.28	132.79	26.18	66.50	28.14	71.48			71.48
SUBTOTAL					247.41		120.67		133.51			133.51
MEJORAMIENTO DE SUELO					0.00		157.87		646.76			646.76
MOVIMIENTO DE TIERRAS												
4.0103	EXCAVACIÓN H=3 A 4 M A MÁQUINA (EXCAVADORA)	m3	6.57		0.00	7.02	46.14	2.88	18.92			18.92
SUBTOTAL					0.00		46.14		18.92			18.92
RELLENO												
4.0201	RELLENO COMPACTADO CON SUB-BA- SE CLASE III (MATERIAL DE SAN ANTONIO Y L	m3	25.05		0.00	2.89	72.39	1.45	36.20			36.20
4.0203	TRANSPORTE DE MATERIAL	m3 Km	0.38		0.00	68.64	26.08	34.32	13.04			13.04
SIN 2	GEOTEXTIL TIPO NT1800 O SIMILAR	m2	2.11		0.00	6.29	13.26	2.89	6.09			6.09
SUBTOTAL					0.00		111.73		55.33			55.33
ESTRUCTURA												
5.0202	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM2 14-32 MM CON ALAMBRE GALV N°18	kg	2.69		0.00		0.00	75.76	203.78			203.78
SIN 1	MICROPILOTE D=150MM (NO INC. ACERO DE REFUERZO)	m	30.73		0.00		0.00	12.00	368.73			368.73
SUBTOTAL					0.00		0.00	0.00	572.51			572.51
TOTAL					311.55		400.89		878.72			878.72

Nota:

* Costo directo con base en la revista Construcción Abr-Jun 2022.

** Costo directo con base en APU, ver Apéndice C.

Tabla 6.5 Presupuesto a costo directo de cimentación de construcción de 2 pisos.

Código	Descripción	Unidad	Costo Directo	ALTERNATIVA 1 ZAPATA SEGUN NEC15			ALTERNATIVA 2 ZAPATA + CAMBIO DE SUELO			ALTERNATIVA 3 ZAPATA + MICROPILOTES		
				Cantidad	Importe	Cantidad	Importe	Cantidad	Importe			
ZAPATA AISLADA				529.63			342.94			415.00		
MOVIMIENTO DE TIERRAS												
4.0102	EXCAVACIÓN MANUAL EN CIMIENTOS Y PLINTOS	m3	11.66	6.62	77.13	0.00	0.00	13.05	85.76	12.62	0.00	0.00
4.0103	EXCAVACIÓN H=3 A 4 M A MÁQUINA (EXCAVADORA)	m3	6.57									82.88
SUBTOTAL					77.13		85.76		85.76			82.88
RELLENO												
4.0202	RELLENO COMPACTADO CON SUELO NATURAL	m3	6.58	5.07	33.37	10.01	65.85	9.25	60.87			60.87
SUBTOTAL					33.37		65.85		60.87			60.87
ESTRUCTURA												
5.0104	HORMIGÓN PREMEZCLADO FC= 180 KG/CM2 (INC.BOMBA Y ADITIVO)	m3	122.76	0.44	54.14	0.20	24.06	0.26	31.43			31.43
5.0105	HORMIGÓN PREMEZCLADO FC= 210 KG/CM2 (INC.BOMBA Y ADITIVO)	m3	129.98	1.10	143.30	0.49	63.69	0.77	99.82			99.82
5.0201	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM2 8-12 MM CON ALAMBRE GALV. N°18	kg	2.54	87.28	221.69	40.78	103.58	55.12	140.00			140.00
SUBTOTAL					419.13		191.33		271.25			271.25
MEJORAMIENTO DE SUELO					0.00		336.57		692.80			692.80
MOVIMIENTO DE TIERRAS												
4.0103	EXCAVACIÓN H=3 A 4 M A MÁQUINA (EXCAVADORA)	m3	6.57		0.00	8.70	57.18	4.21	27.63			27.63
SUBTOTAL					0.00		57.18		27.63			27.63
RELLENO												
4.0201	RELLENO COMPACTADO CON SUB-BA- SE CLASE III (MATERIAL DE SAN ANTONIO Y L	m3	25.05		0.00	8.70	218.00	2.42	60.62			60.62
4.0203	TRANSPORTE DE MATERIAL	m3 Km	0.38		0.00	95.00	36.10	57.48	21.84			21.84
S/N 2	GEOTEXTIL TIPO NT1800 O SIMILAR	m2	2.11		0.00	12.00	25.29	4.84	10.20			10.20
SUBTOTAL					0.00		279.39		92.66			92.66
ESTRUCTURA												
5.0202	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM2 14-32 MM CON ALAMBRE GALV N°18	kg	2.69		0.00		0.00	75.76	203.78			203.78
S/N 1	MICROPILOTE D=150MM (NO INC. ACERO DE REFUERZO)	m	30.73		0.00		0.00	12.00	368.73			368.73
SUBTOTAL					0.00		0.00		572.51			572.51
TOTAL					529.63		679.51		1,107.80			1,107.80

Nota:

* Costo directo con base en la revista Construcción Abr-Jun 2022.

** Costo directo con base en APU, ver Apéndice C.

Tabla 6.6 Presupuesto a costo directo de cimentación de construcción de 3 pisos.

CONSTRUCCION DE 3 PISOS												
Código	Descripción	Unidad	Costo Directo	ALTERNATIVA 1 ZAPATA SEGUN NEC15			ALTERNATIVA 2 ZAPATA + CAMBIO DE SUELO			ALTERNATIVA 3 ZAPATA + MICROPILOTES		
				Cantidad	Importe	Cantidad	Importe	Cantidad	Importe	Cantidad	Importe	
ZAPATA AISLADA				858.58			485.17			552.10		
MOVIMIENTO DE TIERRAS												
4.0102	EXCAVACIÓN MANUAL EN CIMIENTOS Y PLINTOS	m3	11.66	10.14	118.23				0.00		0.00	
4.0103	EXCAVACIÓN H=3 A 4 M A MÁQUINA (EXCAVADORA)	m3	6.57		0.00	15.84	104.09	15.36	100.92		100.92	
SUBTOTAL					118.23		104.09		100.92		100.92	
RELLENO												
4.0202	RELLENO COMPACTADO CON SUELO NATURAL	m3	6.58	7.44	48.93	11.62	76.45	11.26	74.12		74.12	
SUBTOTAL					48.93		76.45		74.12		74.12	
ESTRUCTURA												
5.0104	HORMIGÓN PREMEZCLADO FC= 180 KG/CM2 (INC.BOMBA Y ADITIVO)	m3	122.76	0.68	82.99	0.29	35.48	0.36	44.32		44.32	
5.0105	HORMIGÓN PREMEZCLADO FC= 210 KG/CM2 (INC.BOMBA Y ADITIVO)	m3	129.98	2.03	263.60	0.87	112.69	1.08	140.77		140.77	
5.0201	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM2 8-12 MM CON ALAMBRE GALV. N°18	kg	2.54	135.76	344.83	61.80	156.46	75.58	191.97		191.97	
SUBTOTAL					691.42		304.63		377.06		377.06	
MEJORAMIENTO DE SUELO					0.00		402.57		916.64		916.64	
MOVIMIENTO DE TIERRAS												
4.0103	EXCAVACIÓN H=3 A 4 M A MÁQUINA (EXCAVADORA)	m3	6.57		0.00	10.56	69.40	5.12	33.64		33.64	
SUBTOTAL					0.00		69.40		33.64		33.64	
RELLENO												
4.0201	RELLENO COMPACTADO CON SUB-BA- SE CLASE III (MATERIAL DE SAN ANTONIO Y L	m3	25.05		0.00	10.56	264.59	3.13	78.28		78.28	
4.0203	TRANSPORTE DE MATERIAL	m3 Km	0.38		0.00	125.64	47.74	74.22	28.20		28.20	
S/N 2	GEOTEXTIL TIPO NT1800 O SIMILAR	m2	2.11		0.00	9.89	20.84	6.25	13.17		13.17	
SUBTOTAL					0.00		333.17		119.65		119.65	
ESTRUCTURA												
5.0202	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 KG/CM2 14-32 MM CON ALAMBRE GALV N°18	kg	2.69		0.00		0.00	101.01	271.71		271.71	
S/N 1	MICROPILOTE D=150MM (NO INC. ACERO DE REFUERZO)	m	30.73		0.00		0.00	16.00	491.64		491.64	
SUBTOTAL					0.00		0.00		763.35		763.35	
TOTAL					858.58		887.74		1,468.74		1,468.74	

Nota:

* Costo directo con base en la revista Construcción Abr-Jun 2022.

** Costo directo con base en APU, ver Apéndice C.

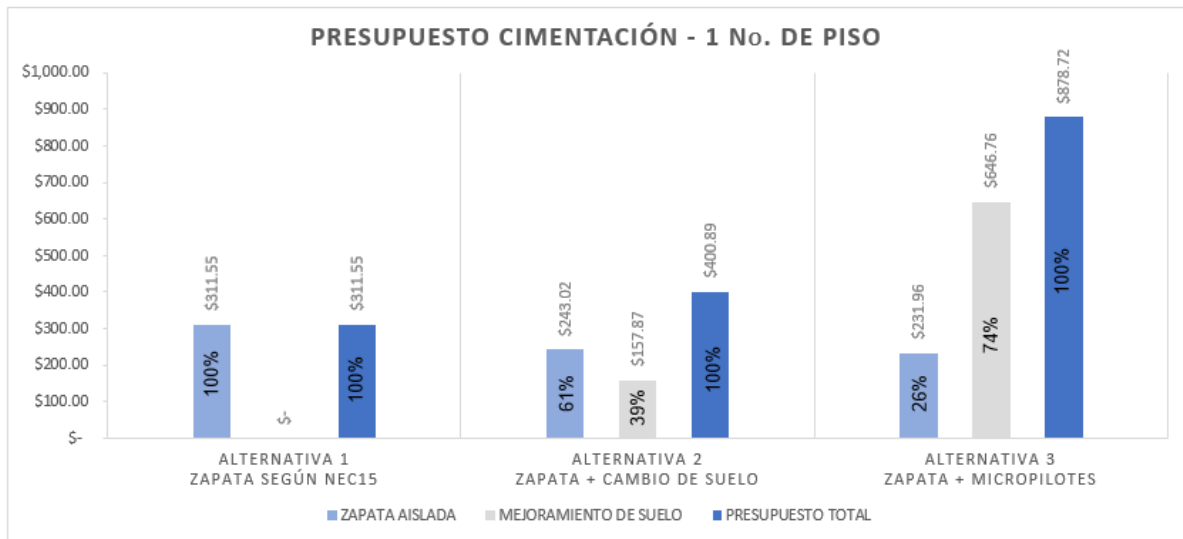


Figura 6.1 Comparativo de las alternativas de mejoramiento - Construcción 1 piso.

En la Figura 6.1 se observa que el costo para la alternativa 1 es de \$311.55, la diferencia con la alternativa 2 es de \$89.34 y con la alternativa 3 es de \$567.17. Por lo tanto, se demuestra económicamente que para una construcción de un piso la alternativa 1 es la óptima. Adicionalmente, se muestra que el costo de la zapata aislada se optimiza en las alternativas de mejoramiento y que el costo del mejoramiento (Cambio de Suelo y Micropilotes) se encarece al compararlo con la alternativa 1.

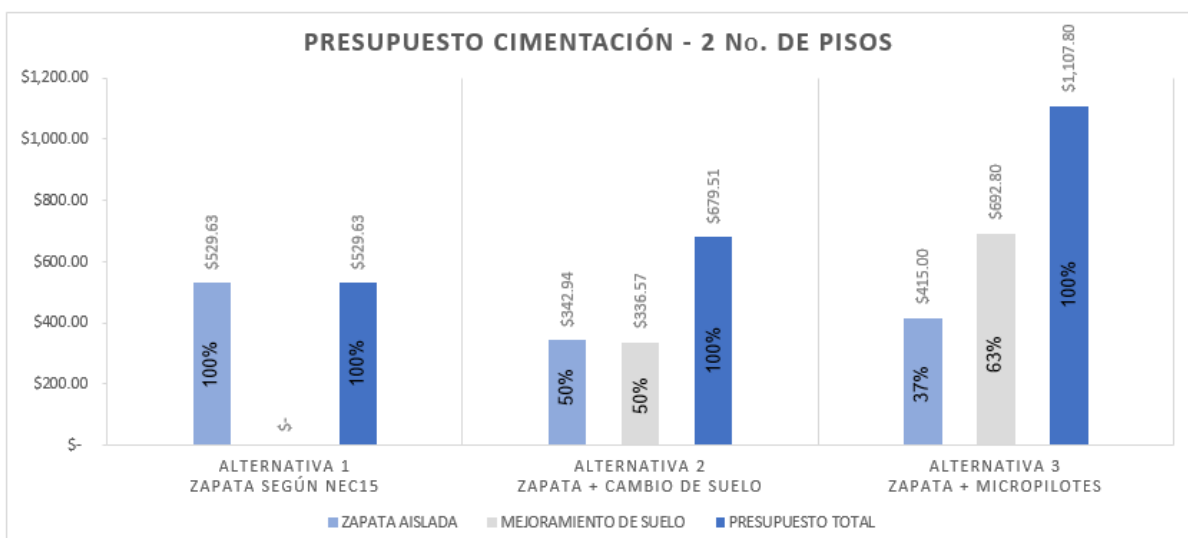


Figura 6.2 Comparativo de las alternativas de mejoramiento - Construcción 2 pisos.

En una construcción de dos pisos como se observa en la Figura 6.2, el costo para la alternativa 1 es de \$529.63, la diferencia con la alternativa 2 es de \$149.88 y con la alternativa 3 es de \$578.17. Además, se muestra que la incidencia del mejoramiento de suelo como en la construcción de un piso es representativo lo que pondera el costo global de la cimentación.

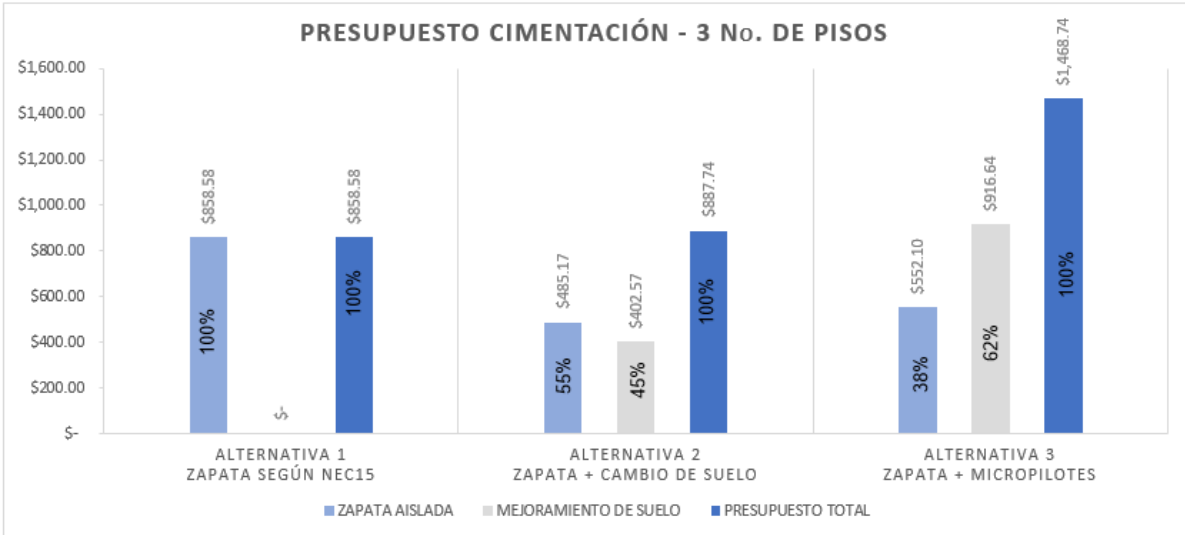


Figura 6.3 Comparativo de las alternativas de mejoramiento - Construcción 3 pisos.

Como se observa en la Figura 6.3 en una construcción de 3 pisos, el costo para la alternativa 1 es de \$858.58, la diferencia con la alternativa 2 es de \$29.16 y con la alternativa 3 es de \$610.16. Además, se muestra que en la alternativa 2 la zapata aislada se optimiza un 40% en comparación a la alternativa 1 y al analizar los tres casos de estudios, al tener mayor demanda de carga el mejoramiento de suelo favorece técnica y económicamente a la cimentación global. Del mismo modo que la alternativa 2, el comportamiento de la alternativa 3 es que mientras mayor demanda de carga el mejoramiento de suelo económicamente incide menos en el costo global de la cimentación.

En las Figuras: Figura 6.1, Figura 6.2 y Figura 6.3 se presenta que, económicamente, la alternativa 1 es la propuesta de cimentación más eficiente. Sin embargo, es la alternativa que presenta mayores asentamientos como se muestra en la Figura 5.60, no obstante, cumple con la normativa vigente. Pero en la práctica, las construcciones de

uno, dos y tres pisos se dimensionan las zapatas con las medidas de las alternativas 2 y 3, por tal motivo, las edificaciones van a presentar asentamientos porque sus plintos requieren una mayor área de carga.

CAPÍTULO 7

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones con base en los objetivos planteados en la metodología.

7.1 Conclusiones

- Mediante los ensayos de penetración estándar, correlaciones y ensayos de clasificación SUCS se pudo caracterizar el terreno de cimentación de una zona específica del barrio “Venecia 2”. El terreno consta fundamentalmente de materiales finos con nivel freático ubicado aproximadamente a 1.10 m de profundidad medidos desde la superficie. Superficialmente se presenta una capa de 1.50 m de limo de alta compresibilidad y consistencia blanda. Adyacente a esta se identificó suelo orgánico de consistencia muy blanda con potencias entre 4.00 m y 5.50 m. Y finalmente, se identificó un estrato de limo de baja compresibilidad de consistencia firme a muy firme.
- El ensayo geofísico Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW), permitió obtener el valor de V_{s30} , fundamental para definir el perfil de suelo y el coeficiente de aceleración sísmica horizontal (k_h), según la Norma Ecuatoria de la Construcción. Así, en la zona de estudio se obtuvo un suelo tipo C dando un $k_h=0.29$.
- El Informe de Regulación Metropolitana – IRM de la ciudad de Quito, proporcionó la información necesaria para definir que el barrio “Venecia 2” es Residencial Urbano 3, de tal manera que, el número de pisos permitido en las construcciones es de 3 y la altura máxima de construcción es de 12.00 m. Esto permitió calcular la demanda para los diferentes tipos de construcción.

- El suelo al ser fino y con presencia de nivel freático, generará asentamientos por consolidación. El ensayo de consolidación unidimensional permitió obtener los parámetros necesarios para el cálculo de asentamientos por consolidación mediante la aplicación de métodos teóricos. Los valores obtenidos para las diferentes alternativas de mejoramiento y casos de estudio fueron corroborados mediante el software Settle 3D y el software de elementos finitos, Plaxis 2D.
- Las propiedades físicas y mecánicas obtenidas permitieron calcular la capacidad de carga y los asentamientos de las alternativas planteadas mediante métodos analíticos. Además, se logró modelar las diferentes alternativas a través del programa Settle 3D y, el software de elementos finitos, Plaxis 2D, en donde se validaron los valores de asentamientos obtenidos analíticamente.
- La evaluación económica permite validar qué alternativa de mejoramiento es la óptima y según los presupuestos a costo directo se determina que la alternativa 1, en los tres casos de estudio, es la más económica y, por lo tanto, da como resultado que las dimensiones de los plintos tienen que ser 1.60x1.60m, 2.10x2.10m y 2.60x2.60m respectivamente, para los tres niveles de construcción, limitando los asentamientos.
- En las alternativas 2 y 3 que son propuestas de cimentación con el uso de una metodología de mejoramiento de suelo, se determina, mediante la evaluación económica, que mientras la cimentación tiene una mayor demanda de carga la incidencia del costo de mejoramiento respecto a la cimentación global disminuye y en relación con la alternativa 1, cimentación tradicional, van a ser más eficientes tanto técnica como económicamente.
- En la alternativa 2 se considera un cambio de suelo de espesor de 1.00m en los tres casos de estudio para que en la excavación se evite que el talud de corte no supere los 3.00m de altura, porque, caso contrario se requiere una maquinaria de mayor capacidad. Además, se debería considerar que la inclinación del talud este entre 1H:2V a 1H:1V para seguridad del personal y que a mayor altura de corte el área en planta de excavación aumenta.

7.2 Recomendaciones

- En la estratigrafía del presente estudio se evidencia que el nivel freático está a -1.10 m, por tal motivo, en las tres alternativas se va a trabajar con presencia de agua lo que requiere la construcción de zanjas para bajar el nivel piezométrico y, si es el caso, el uso de bombas de agua. Adicionalmente, para que la cimentación no esté en contacto directo con el agua y evitar el efecto de capilaridad en la superestructura, se recomienda la construcción de un subdrén con material filtrante (D=50 – 75 mm), geotextil no tejido y tubería perforada, lo cual va a permitir que el nivel freático descienda al nivel del subdrén y en consecuencia se mantiene una estructura sin humedad y se mejora las propiedades físicas del suelo.
- Cuando se requiera analizar las propiedades mecánicas del suelo en condiciones drenadas se recomienda determinar dichas propiedades mediante un ensayo de compresión triaxial consolidado drenado.
- En una cimentación superficial como un plinto aislado en donde se aplique la técnica de excavación y reemplazo para mejorar las propiedades mecánicas del suelo se recomienda que la altura de excavación no supere los tres metros para poder realizar el corte con una retroexcavadora, que es un equipo utilitario y se lo puede rentar con facilidad por la demanda que dispone. Adicionalmente, en el caso que se requiera de una excavación mayor de 3.00 m y, enfatizando la seguridad de las personas, se debe considerar dos puntos: la inclinación del talud y/o el apuntalamiento si las condiciones del sitio lo exigen.
- En el diseño de una cimentación con un plinto aislado y micropilotes se recomienda como mínimo 4 micropilotes para que los esfuerzos se transmitan a la capa de transferencia y los micropilotes trabajen globalmente.

- Los resultados obtenidos en el presente proyecto pueden ser ratificados mediante la construcción de un modelo real. Por tal motivo, para validar y corroborar las alternativas planteadas, se recomienda realizar un ensayo de placa de carga. De esta manera se podrá comparar los asentamientos calculados teóricamente versus un modelo a escala real.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8va ed.).
- ASIRI National Project. (2013). *Recommendations for the Design, Construction and Control of Rigid Inclusion Ground Improvements*. Presses des Ponts.
- ASTM. (1996). *Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils*. Pensilvania, Estados Unidos.
- ASTM. (2000). ASTM D 4439-00 Standard Terminology for Geosynthetics.
- ATA. (2021). *What is the difference between a woven and nonwoven geotextile?* Obtenido de <https://geosyntheticsmagazine.com/2021/06/16/what-is-the-difference-between-a-woven-and-nonwoven-geotextile/>
- Bentley. (2020). *Material Models Manual*. Obtenido de https://communities.bentley.com/cfs-file/__key/communityserver-wikis-components-files/00-00-00-05-58/0118.PLAXIS3DCE_2D00_V20.02_2D00_3_2D00_Material_2D00_Models.pdf
- Bentley. (2020). *PLAXIS 2D-Reference Manual*. Obtenido de https://communities.bentley.com/cfs-file/__key/communityserver-wikis-components-files/00-00-00-05-58/3113.PLAXIS2DCE_2D00_V20.02_2D00_2_2D00_Reference.pdf
- Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design*. New York: The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Bravo, J. (2016). *Mejoramiento Masivo de Subsuelos Mediante Pilas de Agregado Apisonado (RAP) en Suelos Tipo F según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015*. Guayaquil.
- CAMICON. (2022). *Revista Construcción N° 276*. Obtenido de <https://www.camicon.ec/wp-content/uploads/REVISTA-CONSTRUCCIO%CC%81N-ABR-JUN-2022.pdf>
- Cruz, L. (s.f.). *Clasificación de los Suelos*. Obtenido de Universidad del Cauca: [ftp://ftp.unicauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Geotecnia/profesor_lucio_cruz/Curso%20Mec%20de%20Suelos%20I/Mecanica%20de%20Suelos%20I%20ESLAGE%20\(28_29_30\).pdf](ftp://ftp.unicauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Geotecnia/profesor_lucio_cruz/Curso%20Mec%20de%20Suelos%20I/Mecanica%20de%20Suelos%20I%20ESLAGE%20(28_29_30).pdf)

- Das, B. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering*. Australia: Thomson: Southbank, Vic.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Cengage Learning Editores. ISBN 9786074817478.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones* (Séptima ed.).
- Dashore, A. (2022). *Methods of Dewatering Excavations*. Obtenido de The Constructor. Building Ideas: <https://theconstructor.org/practical-guide/methods-of-dewatering-excavation-construction-site/13849/>
- Dextra. (s.f.). *Active Anchors (Steel)*. Obtenido de <https://www.dextragroup.com/activities/technical-solutions-for-construction/solutions/30-ground-anchoring/soil-retention-stabilization/98-steel-active-anchors>
- Earth Shield. (2020). *Geogrid*. Obtenido de <https://www.earthshields.com/prodcat/geogrid/>
- Edil, T., & Wang, X. (2000). Shear Strength and K_0 of Peats and Organic Soils. *Geotechnics of High Water Content Materials*, 209-225.
- Federal Highway Administration - FHWA. (2017). *Ground Modification Methods Reference Manual – Volume II*.
- FHWA. (2015). Soil Nail Walls Reference Manual. Publication No. FHWA-NHI-14-007.
- Frankenstein, S., & García-Gainés, R. (2015). *USCS and the USDA Soil Classification System: Development of a Mapping Scheme*. United States of America.
- Geoconcret S.A. (s.f.). *Geomembrana de PVC en Ecuador*. Obtenido de <https://geoconcret.com/geomembranas/pvc/>
- Geo-Institute of the ASCE. (2007). *Compaction Grouting Consensus Guide*.
- GIDROSPETSBUD. (2022). *Vacuum Consolidation MV*. Obtenido de GIDROSPETSBUD: <https://www.gss.company/en/vacuum-consolidation-mv/>
- Han, J. (2015). *Principles and Practice of Ground Improvement*.
- INEC. (2010). *Censo de Población y Vivienda. Secretaría de Territorio Habitat y Vivienda - MDMQ*.
- Ingeoexpert. (2022). *Técnicas de Mejora del Terreno*. Madrid, España. Obtenido de <https://ingeoexpert.com/cursos/curso-de-tecnicas-de-mejora-del-terreno/>
- Instituto de Investigación Geológico y Energético. (1978). *Mapas Temáticos 1:100000*. Obtenido de <https://www.geoenergia.gob.ec/mapas-tematicos-1-100-000/>

- Insulfoam. (2014). *GeoFoam*. Obtenido de <https://www.insulfoam.com/geofoam-saves-time-money-during-three-projects/>
- Karol, R. (2003). *Chemical Grouting and Soil Stabilization*.
- Keller. (2022). *Prefabricated Vertical Drains (PVD)*. Obtenido de Keller: <https://www.kellerme.com/expertise/techniques/prefabricated-vertical-drains-pvd>
- Keller Group. (2022). *Grouting*. Obtenido de <https://www.keller.com>
- Koerner, R. (2005). *Designing with Geosynthetics*. Pearson Prentice Hall.
- Landry, E., Lees, D., & Naudts, A. (2000). New Developments in Rock and Soil Grouting: Design and Evaluation. *Geotechnical News*, 18(3).
- Międlarz, K., Konkol, J., & Bałachowski, L. (2019). Effective Friction Angle Of Deltaic Soils In The. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 143-150.
- Ministerio de Fomento de España. (2005). *Guía para el Proyecto y la Ejecución de Micropilotes en Obras de Carretera*. Dirección General de Carreteras. España.
- Ministerio de Fomento de España. (2009). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras*. Dirección General de Carreteras. España.
- NEC. (2015). *Geotecnia y Cimentaciones*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC. (2015). *Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Nicholson, P. (2014). *Soil Improvement and Ground Modification Methods*. Butterworth-Heinemann.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción*. (2015).
- Ortiz, S. (2017). Análisis Dimensional de la Relación entre el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y las Velocidades de Propagación Sísmica Primaria y Secundaria. Burgos, España: Universidad de Burgos.
- Patel, A. (2019). *Geotechnical Investigations and Improvement of Ground Conditions*. Duxford, United Kingdom: Woodhead Publishing.
- Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (2004). *Ingeniería de Cimentaciones*. Limusa Wiley.
- Polo, G. (1999). Estudios Geotécnicos: Una necesidad en Obras Civiles. *Revista Científica Ingeniería y Desarrollo*, 117-126.

- PUCE. (2018). *Estudio de Diagnóstico - Preliminar "Asentamientos de Viviendas en el Barrio de Solanda, en la Ciudad de Quito de la Provincia de Pichincha"*. Quito, Ecuador.
- Rocsience Inc. (2021). *Settle 3D. Settlement and Consolidation Analysis*. Obtenido de <https://www.rocsience.com/assets/verification-and-theory/Settle3/Settle3D-v4-Theory.pdf>
- Rodriguez, J., & Velandia, E. (2009). Optimización de Cimentaciones en suelos blandos de Bogotá. *Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana. Jeoprobe Ltda, Bogotá*.
- Sivakugan, N. (1999). *Phase Relations*. Obtenido de Geoengineer.org: https://www.geoengineer.org/storage/education/2290/general_file_collection/7907/siva-phases.pdf
- Sorensen, K., & Okkels, N. (2013). Correlation between drained shear strength and plasticity index of undisturbed overconsolidated clays. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 423-428*.
- The Statesman. (2018). *RSP uses waste plastic to construct 1 km road stretch from Rourkela club to Shaktinagar*. Obtenido de The Statesman: <https://www.thestatesman.com/cities/rsp-uses-waste-plastic-construct-1-km-road-stretch-fron-rourkela-club-shaktinagar-1502590301.html>
- Tovio, L. (2021). *Ensayo de Consolidación Unidimensional de los Suelos*. Sincelejo, Colombia: Universidad de Sucre.
- Valverde, J., Fernández, J., Jiménez, E., Vaca, T., & Alarcón, F. (2001). *Microzonificación Sísmica de los Suelos del Distrito Metropolitano de la Ciudad de Quito*. Obtenido de <https://biblio.flacsoandes.edu.ec/libros/digital/58524.pdf>
- Varaksin, S., Hamidi, B., Huybrechts, N., & Denies, N. (2016). Ground Improvement vs. Pile Foundations. *ISSMGE-ETC3, International Symposium on Design of Piles, Belgium*.
- Wu, H., Yao, C., Li, C., Miao, M., Zhong, Y., Lu, Y., & Liu, T. (2020). *Review of Application and Innovation of Geotextiles in Geotechnical Engineering*. *Materials*: 13(7), 1774.
- Wu, T. (1996). Soil Strength Properties and Their Measurement. *Landslides Investigation and Mitigation*, 319-335.
- Xanthakos, P., Abramson, L., & Bruce, D. (1994). *Ground Control and Improvement* .

Yepes, V. (2019). Obtenido de Electroósmosis como técnica de drenaje del terreno:
<https://victoryepes.blogs.upv.es/tag/arcillas/>

APÉNDICES

APÉNDICE A: Ensayos de Laboratorio (SUCS)

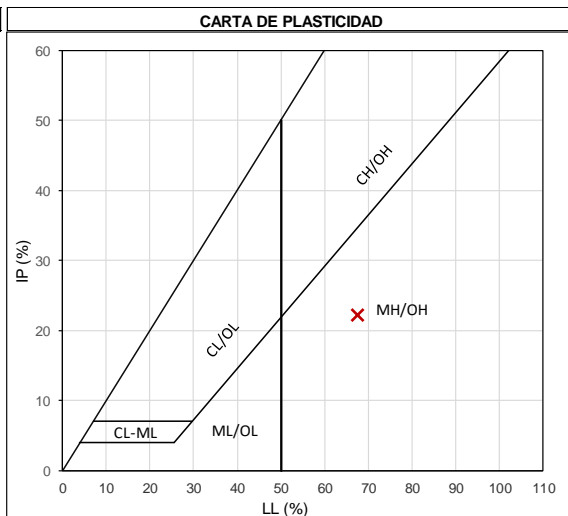
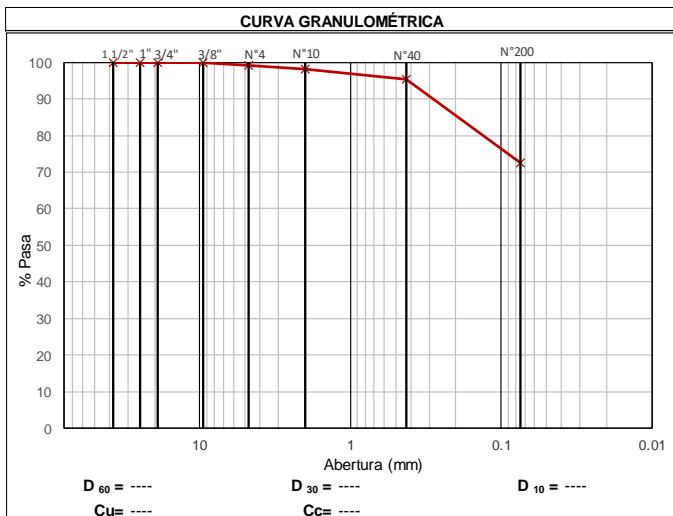
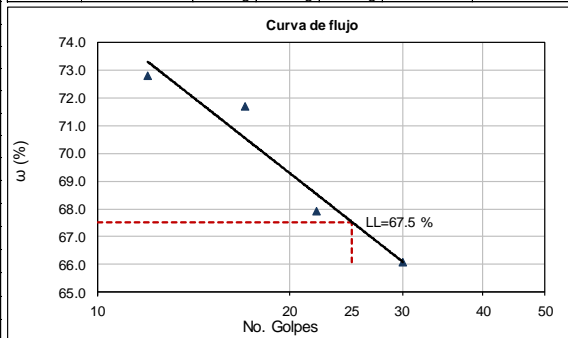
PERF.: **PVE-1** PROFUNDIDAD: 1.50 m - 2.00 m FECHA: Noviembre, 2021

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
95	53.56 g	40.29 g	5.73 g	38.4	38.2
203	61.74 g	46.45 g	6.25 g	38.0	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	43.06 g	Recip+S.Húm.	246.00 g	Recip+S.Sec.Lav.	87.32 g
Peso seco	146.83 g	Peso húmedo	202.94 g	S.Sec.Lav.	44.26 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido	Pasa
		Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	1.39 g	1.39 g	1	99
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	1.32 g	2.71 g	2	98
N°40	0.425	4.14 g	6.85 g	5	95
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	33.44 g	40.29 g	27	73
		3.95 g	44.24 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
157	12	28.72 g	19.25 g	6.24 g	72.8	67.5
249	17	28.49 g	19.10 g	6.00 g	71.7	
176	22	28.66 g	19.94 g	7.10 g	67.9	
271	30	29.26 g	20.34 g	6.84 g	66.1	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
63	----	15.49 g	13.91 g	10.45 g	45.7	45.3
101	----	15.45 g	13.58 g	9.50 g	45.8	
72	----	15.62 g	13.93 g	10.13 g	44.5	



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	38 %	GRAVA=	1 %
LÍMITE LÍQUIDO=	68 %	ARENA=	26 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	22 %	FINOS=	73 %

SUCS MH/OH Limo orgánico de alta compresibilidad

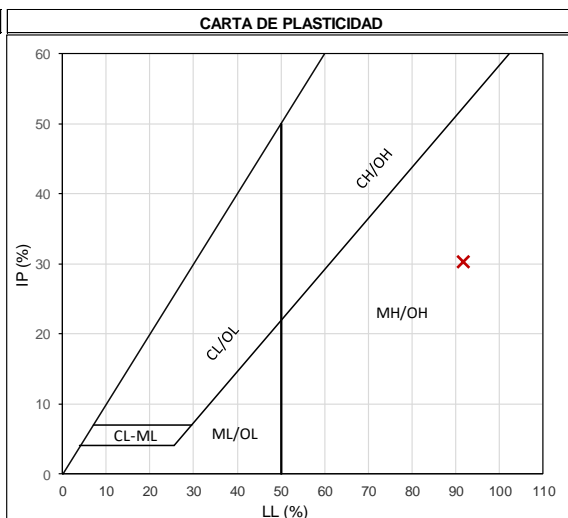
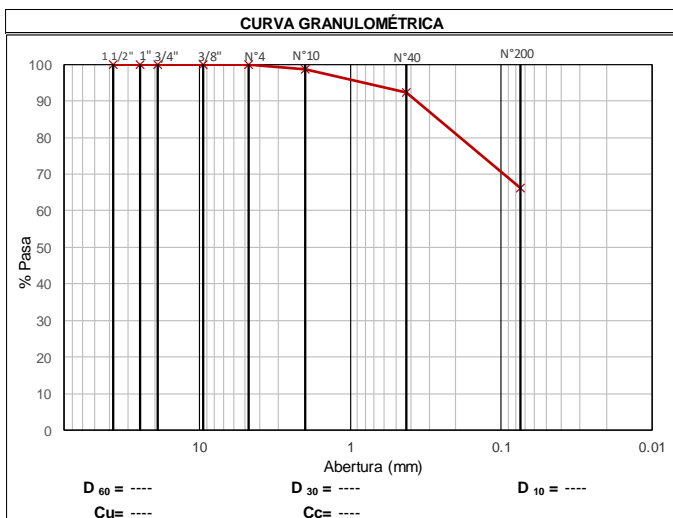
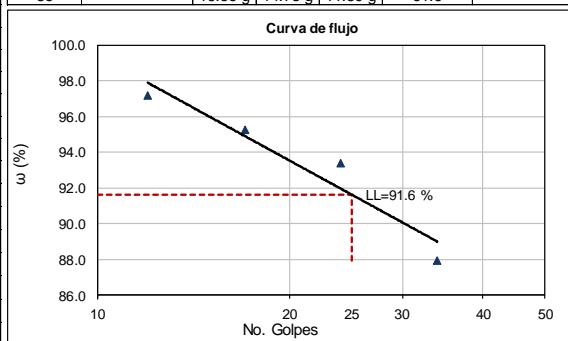
PERF.: **PVE-1** PROFUNDIDAD: 3.50 m - 4.00 m FECHA: Noviembre, 2021

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
219	45.92 g	26.90 g	6.14 g	91.6	89.2
167	43.04 g	25.74 g	5.81 g	86.8	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	42.12 g	Recip+S.Húm.	235.25 g	Recip+S.Sec.Lav.	79.19 g
Peso seco	102.07 g	Peso húmedo	193.13 g	S.Sec.Lav.	37.07 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido	Pasa
		Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	1.45 g	1.45 g	1	99
N°40	0.425	6.39 g	7.84 g	8	92
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	26.57 g	34.41 g	34	66
		2.67 g	37.08 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
185	12	29.30 g	17.95 g	6.27 g	97.2	91.6
226	17	29.76 g	18.35 g	6.37 g	95.2	
177	24	29.19 g	18.15 g	6.33 g	93.4	
142	34	29.03 g	18.32 g	6.14 g	87.9	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
47	----	15.81 g	13.70 g	10.28 g	61.7	61.4
98	----	15.89 g	13.24 g	8.90 g	61.1	
86	----	16.56 g	14.78 g	11.89 g	61.6	



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	89 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	92 %	ARENA=	34 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	30 %	FINOS=	66 %

SUCS	OH	Suelo orgánico de alta compresibilidad
------	----	--

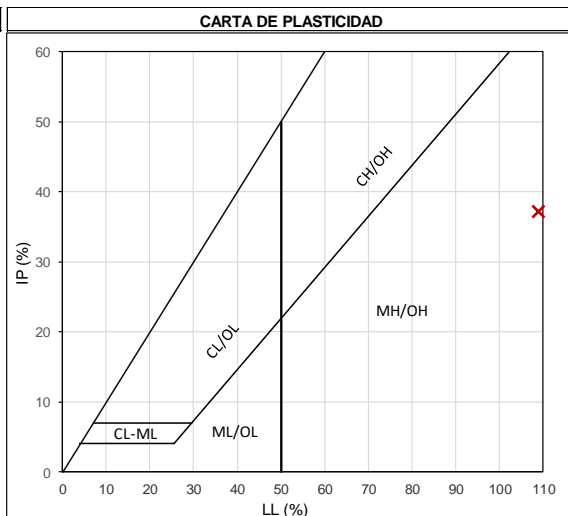
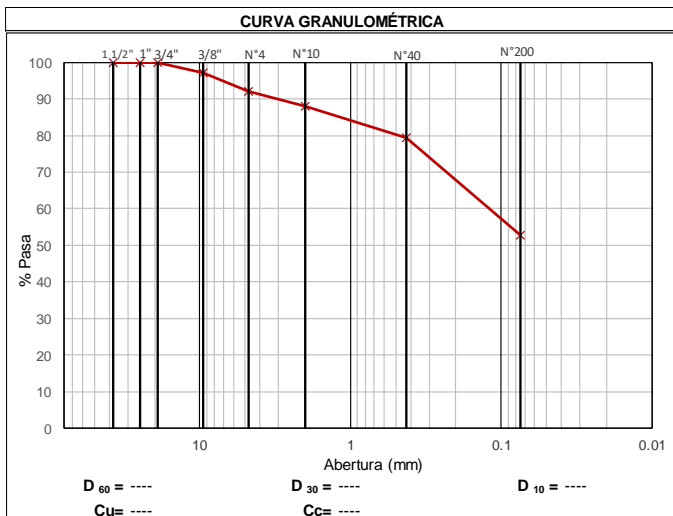
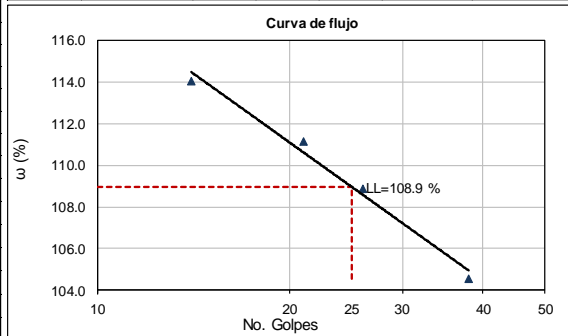
PERF.: **PVE-1** PROFUNDIDAD: 5.00 m - 5.50 m FECHA: Noviembre, 2021

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
123	41.74 g	23.73 g	6.03 g	101.8	101.9
166	49.23 g	27.56 g	6.33 g	102.1	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	43.20 g	Recip+S.Húm.	242.95 g	Recip+S.Sec.Lav.	91.83 g
	Peso seco	98.93 g	Peso húmedo	199.75 g	S.Sec.Lav.
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido	Pasa
		Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	2.77 g	2.77 g	3	97
N°4	4.75	5.10 g	7.87 g	8	92
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	4.00 g	11.87 g	12	88
N°40	0.425	8.58 g	20.45 g	21	79
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	26.24 g	46.69 g	47	53
		2.03 g	48.72 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
289	14	28.35 g	17.38 g	7.76 g	114.0	108.9
284	21	28.57 g	17.31 g	7.18 g	111.2	
232	26	29.42 g	17.16 g	5.90 g	108.9	
182	38	29.38 g	17.41 g	5.96 g	104.5	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
58	----	16.76 g	13.91 g	9.98 g	72.5	71.8
99	----	16.53 g	13.31 g	8.82 g	71.7	
37	----	16.60 g	13.88 g	10.06 g	71.2	



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	102 %	GRAVA=	8 %
LÍMITE LÍQUIDO=	109 %	ARENA=	39 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	37 %	FINOS=	53 %

SUCS	OH		Suelo orgánico de alta compresibilidad
------	----	--	--

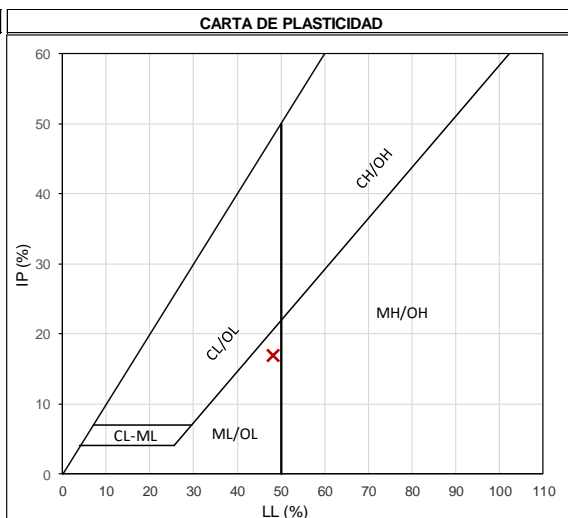
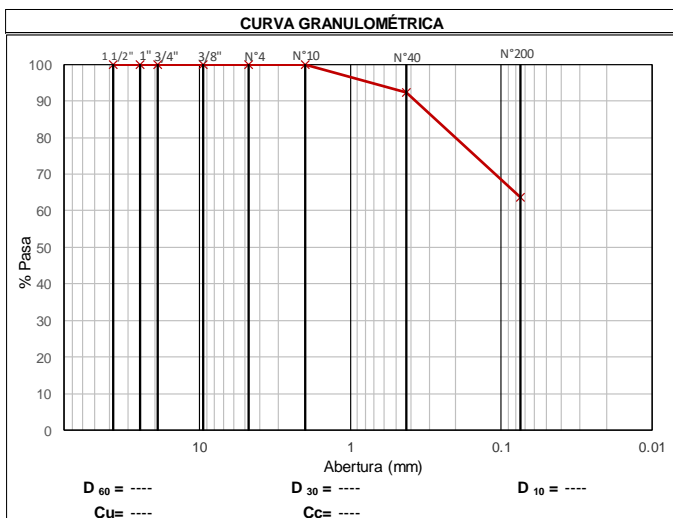
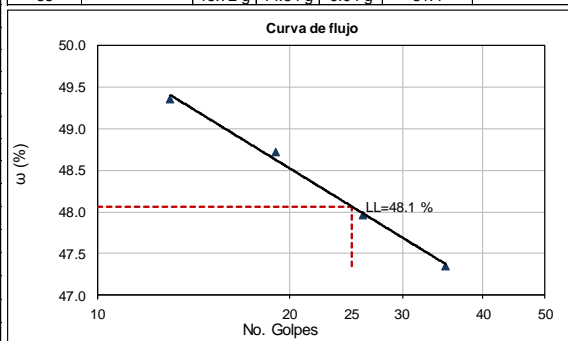
PERF.: **PVE-1** PROFUNDIDAD: 7.00 m - 7.50 m FECHA: Noviembre, 2021

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
282	60.29 g	46.38 g	6.67 g	35.0	35.2
254	58.95 g	45.12 g	6.02 g	35.4	


GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	41.96 g	Recip+S.Húm.	250.36 g	Recip+S.Sec.Lav.	102.16 g
	Peso seco	154.14 g	Peso húmedo	208.40 g	S.Sec.Lav.
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido	Pasa
		Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.00 g	0.00 g	0	100
N°40	0.425	11.70 g	11.70 g	8	92
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	44.38 g	56.08 g	36	64
		4.07 g	60.15 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
154	13	28.10 g	20.91 g	6.34 g	49.3	48.1
227	19	29.59 g	22.18 g	6.97 g	48.7	
191	26	28.20 g	21.14 g	6.42 g	48.0	
145	35	30.40 g	22.62 g	6.19 g	47.4	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
83	----	16.55 g	15.05 g	10.26 g	31.3	31.3
120	----	16.29 g	14.59 g	9.12 g	31.1	
38	----	15.72 g	14.34 g	9.94 g	31.4	



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	35 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	48 %	ARENA=	36 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	17 %	FINOS=	64 %

SUCS ML  Limo de baja compresibilidad

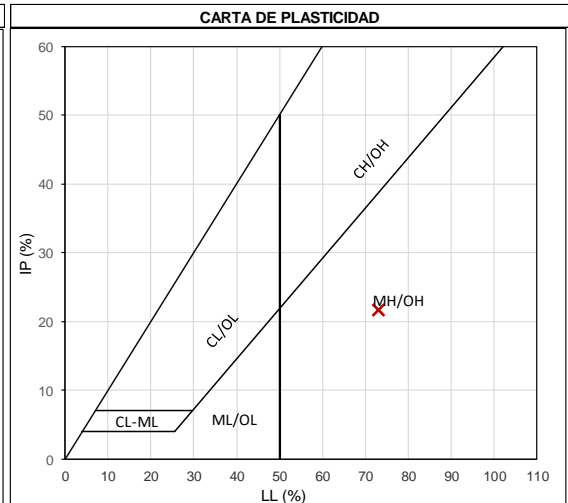
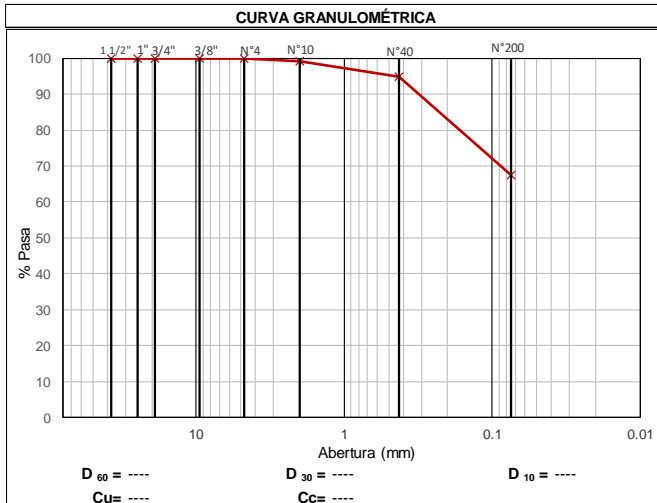
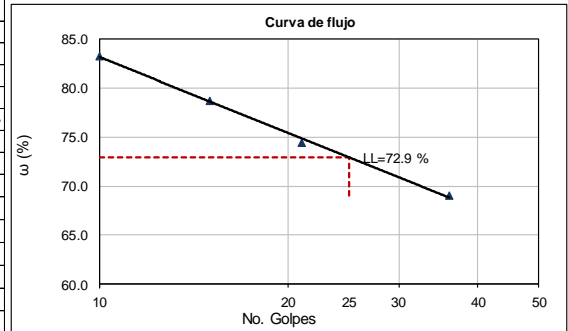
PERF.: PVE-2	PROFUNDIDAD: 1.00 m - 1.50 m	FECHA: Noviembre, 2021
---------------------	------------------------------	------------------------

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
298	39.49 g	25.67 g	7.20 g	74.8	75.4
269	48.03 g	30.47 g	7.34 g	75.9	

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
217	10	29.52 g	18.80 g	5.92 g	83.2	72.9
183	15	29.58 g	19.24 g	6.10 g	78.7	
218	21	29.47 g	19.37 g	5.80 g	74.4	
161	36	30.15 g	20.27 g	5.96 g	69.0	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
88	----	16.23 g	14.19 g	10.18 g	50.9	51.2
56	----	16.31 g	14.21 g	10.13 g	51.5	
111	----	16.04 g	13.83 g	9.51 g	51.2	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
Recip.	56.01 g	Recip+S.Húm.	274.85 g	Recip+S.Sec.Lav.	100.47 g
Peso seco	124.79 g	Peso húmedo	218.84 g	S.Sec.Lav.	44.46 g
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.96 g	0.96 g	1	99
N°40	0.425	5.62 g	6.58 g	5	95
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	34.13 g	40.71 g	33	67
		3.75 g	44.46 g		



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	75 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	73 %	ARENA=	33 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	22 %	FINOS=	67 %

SUCS MH/OH Limo orgánico de alta compresibilidad

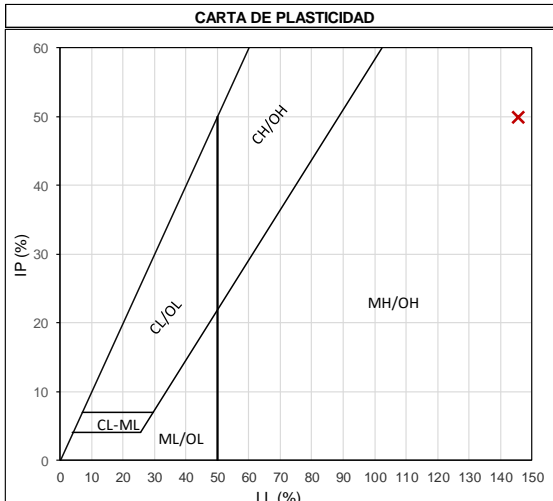
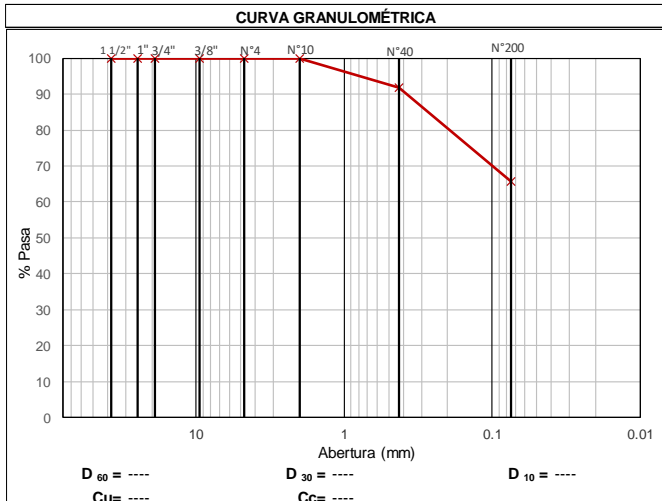
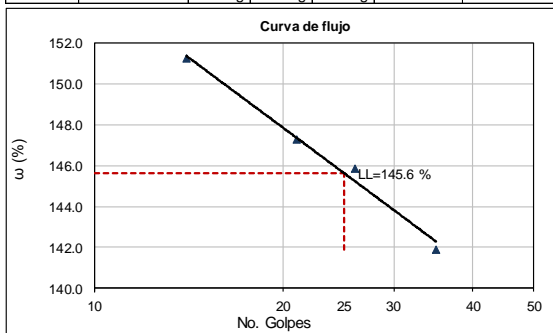
PERF.: PVE-2	PROFUNDIDAD: 3.00 m - 3.50 m	FECHA: Noviembre, 2021
---------------------	------------------------------	------------------------

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
158	42.52 g	18.72 g	6.48 g	194.4	203.4
244	41.01 g	17.11 g	5.86 g	212.4	

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
156	14	29.38 g	15.56 g	6.42 g	151.2	145.6
245	21	28.81 g	15.38 g	6.26 g	147.3	
200	26	28.65 g	15.32 g	6.18 g	145.8	
23	35	28.73 g	15.59 g	6.33 g	141.9	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
31	----	16.14 g	13.21 g	10.12 g	94.8	95.7
103	----	15.49 g	12.61 g	9.59 g	95.4	
29	----	15.43 g	12.80 g	10.09 g	97.0	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
Recip.	57.67 g	Recip+S.Húm.	245.42 g	Recip+S.Sec.Lav.	80.98 g
Peso seco	61.87 g	Peso húmedo	187.75 g	S.Sec.Lav.	23.31 g
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.00 g	0.00 g	0	100
N°40	0.425	5.01 g	5.01 g	8	92
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	16.30 g	21.31 g	34	66
		2.01 g	23.32 g		



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	203 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	146 %	ARENA=	34 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	50 %	FINOS=	66 %

SUCS	OH		Suelo orgánico de alta compresibilidad
------	----	--	--

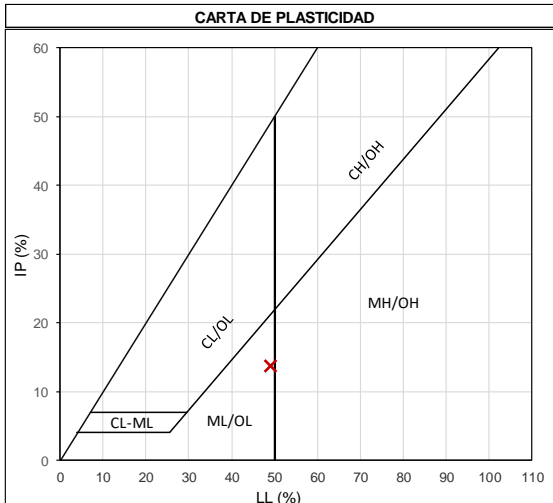
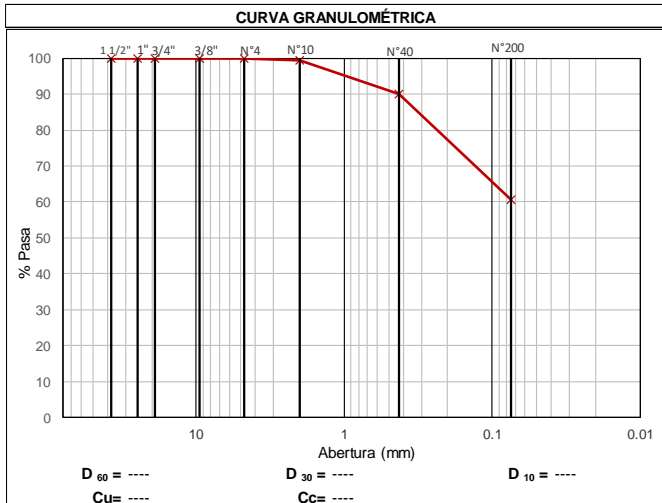
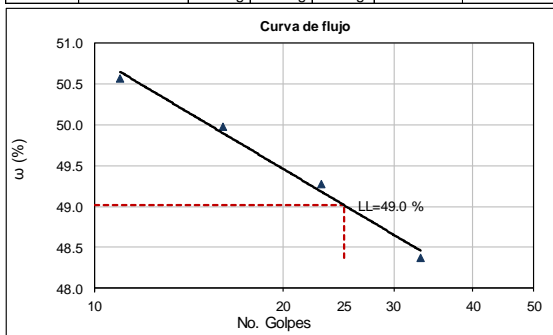
PERF.: PVE-2	PROFUNDIDAD: 5.50 m - 6.00 m	FECHA: Noviembre, 2021
---------------------	------------------------------	------------------------

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
	Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)
125	49.57 g	37.19 g	6.25 g	40.0	40.6
135	45.21 g	33.85 g	6.23 g	41.1	

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
293	11	29.27 g	22.07 g	7.83 g	50.6	49.0
187	16	29.79 g	21.98 g	6.35 g	50.0	
141	23	28.73 g	21.23 g	6.01 g	49.3	
90	33	30.24 g	22.22 g	5.64 g	48.4	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
44	----	15.92 g	14.43 g	10.18 g	35.1	35.3
118	----	15.99 g	14.20 g	9.13 g	35.3	
71	----	16.25 g	14.56 g	9.82 g	35.7	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
Recip.	54.67 g	Recip+S.Húm.	293.36 g	Recip+S.Sec.Lav.	126.45 g
Peso seco	169.80 g	Peso húmedo	238.69 g	S.Sec.Lav.	71.78 g
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.85 g	0.85 g	1	99
N°40	0.425	16.27 g	17.12 g	10	90
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	49.67 g	66.79 g	39	61
		4.97 g	71.76 g		



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	41 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	49 %	ARENA=	39 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	14 %	FINOS=	61 %

SUCS	ML		Limo de baja compresibilidad
------	----	--	------------------------------

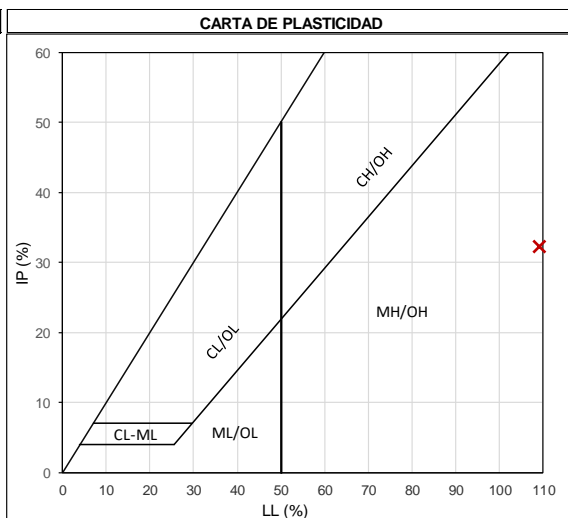
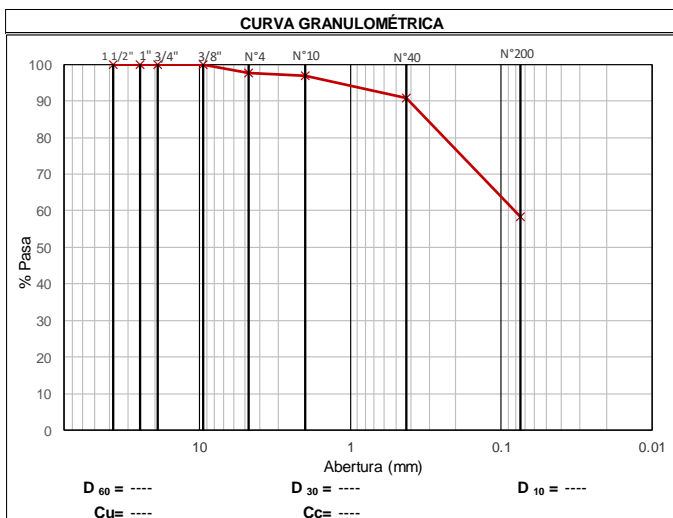
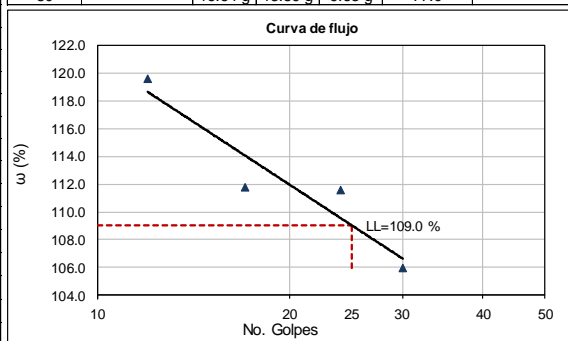
PERF.: **PVE-3** PROFUNDIDAD: 1.00 m - 1.50 m FECHA: Noviembre, 2021

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

N°	HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)			Humedad	
	Tarro	Húmedo	Seco	Parcial (%)	Promedio (%)
255	48.20 g	25.39 g	5.78 g	116.3	115.5
248	48.26 g	25.59 g	5.81 g	114.6	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	56.28 g	Recip+S.Húm.	242.77 g	Recip+S.Sec.Lav.	95.42 g
Peso seco	86.55 g	Peso húmedo	186.49 g	S.Sec.Lav.	39.14 g
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido	Pasa
		Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	2.12 g	2.12 g	2	98
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.62 g	2.74 g	3	97
N°40	0.425	5.21 g	7.95 g	9	91
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	28.11 g	36.06 g	42	58
		3.04 g	39.10 g		

N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
223	12	29.13 g	16.78 g	6.45 g	119.6	109.0
153	17	29.80 g	17.43 g	6.36 g	111.7	
209	24	29.20 g	17.04 g	6.14 g	111.6	
212	30	29.30 g	17.28 g	5.94 g	106.0	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
79	----	16.44 g	13.74 g	10.21 g	76.5	76.7
108	----	16.64 g	13.16 g	8.62 g	76.7	
80	----	16.64 g	13.59 g	9.63 g	77.0	



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	115 %	GRAVA=	2 %
LÍMITE LÍQUIDO=	109 %	ARENA=	39 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	32 %	FINOS=	58 %

SUCS	OH		Suelo orgánico de alta compresibilidad
------	----	--	--

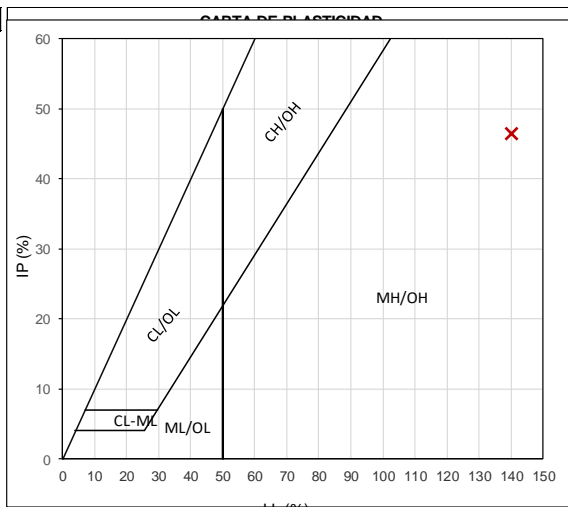
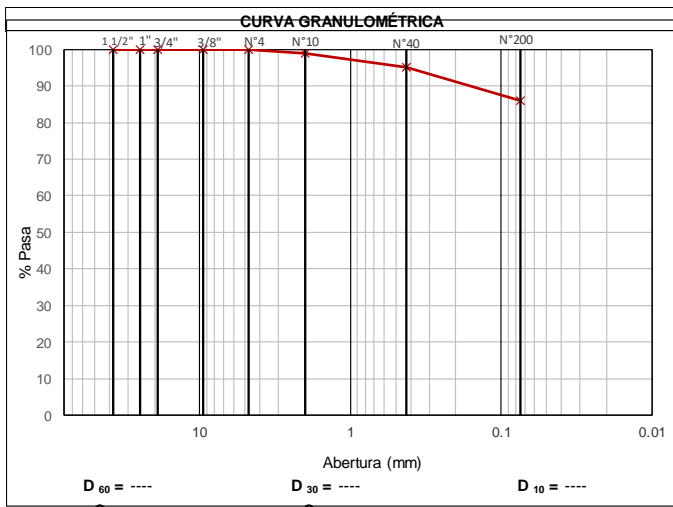
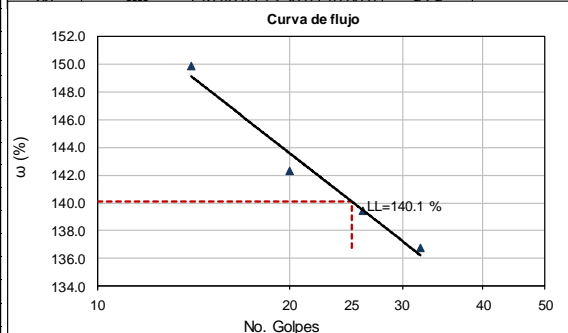
PERF.: **PVE-3** PROFUNDIDAD: 3.00 m - 3.50 m REVISADO: Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
273	41.90 g	20.58 g	7.12 g	158.4	147.7
4	44.27 g	22.31 g	6.27 g	136.9	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	56.55 g	Recip+S.Húm.	242.61 g	Recip+S.Sec.Lav.	68.70 g
	Peso seco	75.13 g	Peso húmedo	186.06 g	S.Sec.Lav.
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido	Pasa
		Parcial	Acumulado	%	%
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.88 g	0.88 g	1	99
N°40	0.425	2.76 g	3.64 g	5	95
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	6.96 g	10.60 g	14	86
		1.45 g	12.05 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
274	14	28.42 g	15.49 g	6.86 g	149.8	140.1
159	20	31.11 g	16.28 g	5.86 g	142.3	
201	26	28.16 g	15.32 g	6.11 g	139.4	
97	32	28.80 g	15.38 g	5.57 g	136.8	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
61	----	15.87 g	13.18 g	10.27 g	92.4	93.7
102	----	15.54 g	12.61 g	9.52 g	94.8	
66	----	16.40 g	13.30 g	10.00 g	93.0	



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	148 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	140 %	ARENA=	14 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	46 %	FINOS=	86 %

SUCS	OH		Suelo orgánico de alta compresibilidad
------	----	--	--

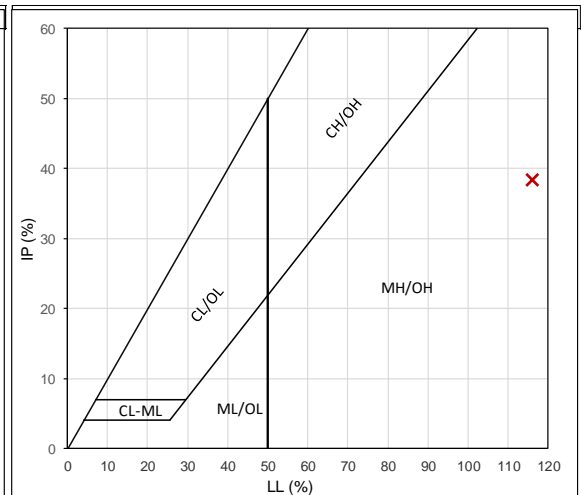
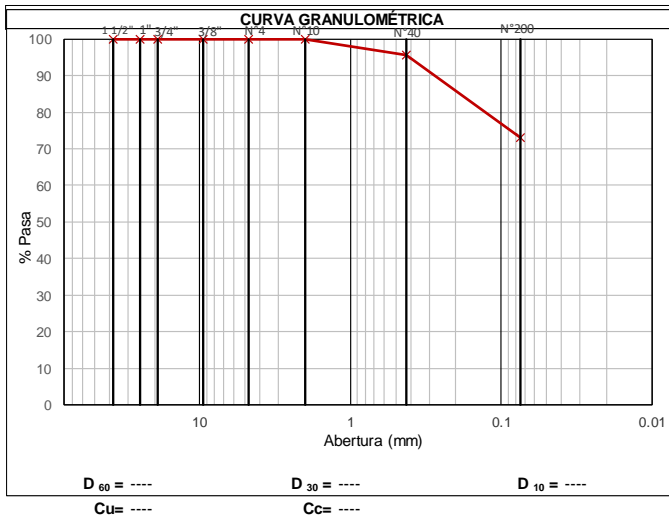
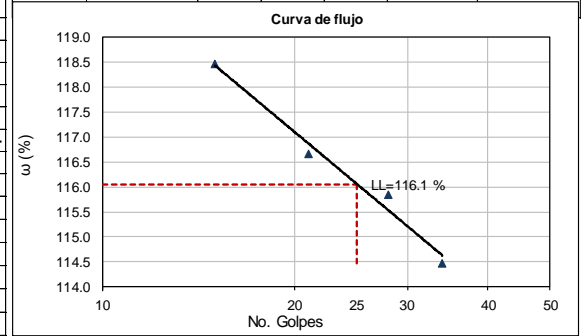
PERF.: **PVE-3** PROFUNDIDAD: 5.50 m - 6.00 m REVISADO: Ing. Carlos Ortega

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
279	46.63 g	23.27 g	7.20 g	145.4	145.1
221	48.65 g	24.01 g	7.00 g	144.9	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Recip.	56.56 g	Recip+S.Húm.	239.34 g	Recip+S.Sec.Lav.	78.74 g
	Peso seco	74.57 g	Peso húmedo	182.78 g	S.Sec.Lav.
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	0.00 g	0.00 g	0	100
N°40	0.425	3.27 g	3.27 g	4	96
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	16.86 g	20.13 g	27	73
		2.04 g	22.17 g		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
291	15	29.72 g	17.40 g	7.00 g	118.5	116.1
160	21	30.70 g	17.47 g	6.13 g	116.7	
152	28	29.82 g	17.10 g	6.12 g	115.8	
285	34	29.89 g	18.10 g	7.80 g	114.5	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
62	----	16.53 g	13.62 g	9.87 g	77.6	77.7
104	----	16.21 g	13.28 g	9.48 g	77.1	



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	145 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	116 %	ARENA=	27 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	38 %	FINOS=	73 %

SUCS	OH	Suelo orgánico de alta compresibilidad
------	----	--

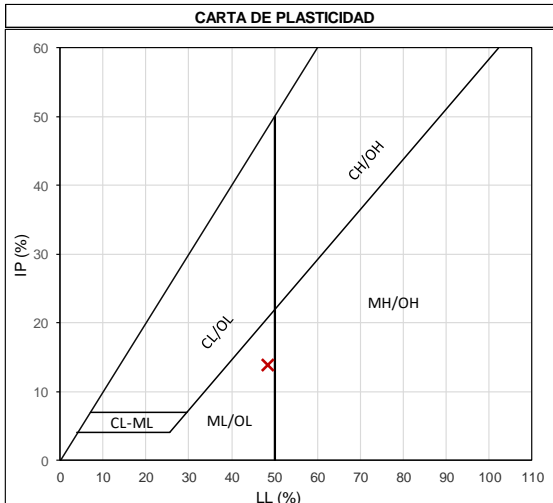
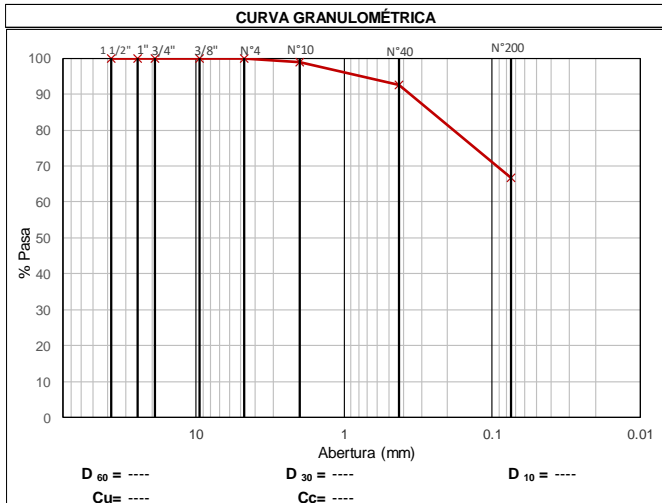
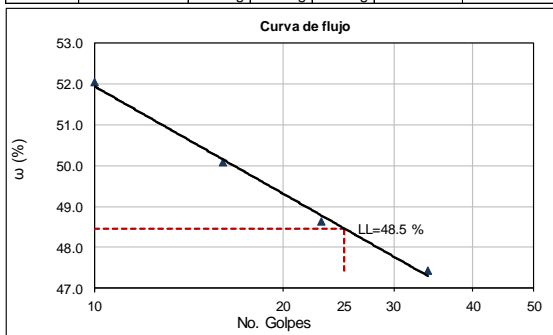
PERF.: **PVE-3** PROFUNDIDAD: 7.00 m - 7.50 m FECHA: Noviembre, 2021

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

HUMEDAD NATURAL (ASTM D2216)					
N°	Peso			Humedad	
	Húmedo	Seco	Tarro	Parcial (%)	Promedio (%)
189	51.73 g	38.74 g	6.37 g	40.1	41.0
257	56.19 g	41.47 g	6.39 g	42.0	


LÍMITES DE CONSISTENCIA						
N°	No. Golpes	Peso			Humedad	
		Húmedo	Seca	Tarro	Parcial (%)	Límite (%)
LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D4318)						
282	10	29.57 g	22.02 g	7.51 g	52.0	48.5
132	16	28.19 g	20.96 g	6.52 g	50.1	
197	23	29.33 g	21.73 g	6.10 g	48.6	
169	34	28.66 g	21.46 g	6.28 g	47.4	
LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D4318)						
43	----	16.22 g	14.68 g	10.22 g	34.5	34.7
114	----	16.59 g	14.69 g	9.21 g	34.7	
68	----	16.71 g	14.99 g	10.05 g	34.8	

GRANULOMETRÍA (ASTM D422)					
Tamiz	Abertura mm	Peso Retenido		Retenido %	Pasa %
		Parcial	Acumulado		
Recip.	57.04 g	Recip+S.Húm.	271.34 g	Recip+S.Sec.Lav.	113.38 g
Peso seco	151.94 g	Peso húmedo	214.30 g	S.Sec.Lav.	56.34 g
3"	75	-	-	-	100
2 1/2"	63	-	-	-	100
2"	50	-	-	-	100
1 1/2"	37.5	-	-	-	100
1"	25	-	-	-	100
3/4"	19	-	-	-	100
1/2"	12.5	-	-	-	-
3/8"	9.5	0.00 g	0.00 g	0	100
N°4	4.75	0.00 g	0.00 g	0	100
N°8	2.36	-	-	-	-
N°10	2	1.59 g	1.59 g	1	99
N°40	0.425	9.87 g	11.46 g	8	92
N°50	0.3	-	-	-	-
N°100	0.15	-	-	-	-
N°200	0.075	39.02 g	50.48 g	33	67
		5.66 g	56.14 g		



RESULTADOS

HUMEDAD NATURAL=	41 %	GRAVA=	0 %
LÍMITE LÍQUIDO=	48 %	ARENA=	33 %
ÍNDICE PLÁSTICO=	14 %	FINOS=	67 %

SUCS ML  Limo de baja compresibilidad

APÉNDICE B: Ensayo de Consolidación



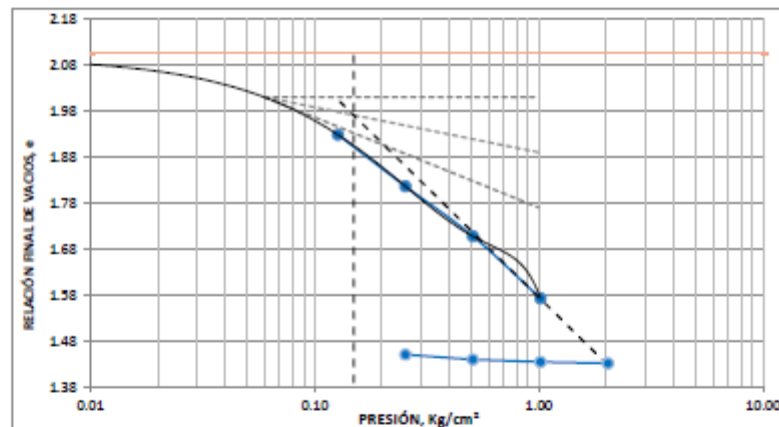
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL
ASTM D-2435
REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Barrios del Sur - Cascha Venecia 2
LOCALIZACIÓN: Quito
MUESTRA: Tomada por el Cliente
DESCRIPCIÓN: FMUI - F2
PROFUNDIDAD: 2.50 - 3.00 m
TIPO DE MUESTRA: Shelby
ENSAYADO POR: J.C

No. TRABAJO: 1695
SOLICITADO POR: Ing. Carlos Ortega
CONTRATISTA:
FISCALIZACIÓN:
FECHA DE ENSAYO: 2021-11-12
FECHA DE REPORTE: 2021-11-24

DATOS DEL EQUIPO		CONTENIDO DE AGUA		INICIO DE LA PRUEBA		AL FINAL DE LA PRUEBA	
Anillo No:	1	Recipiente	No.	273	204	10	
Diámetro D:	5.347 cm	Masa del recipiente	(g)	7.75	7.67	23.65	
Altura H:	2.547 cm	Masa Recip. + Suelo húmedo	(g)	65.97	51.83	236.77	
Masa m:	109.52 g	Masa Recip. + Suelo seco	(g)	41.72	31.81	157.67	
Área A:	32.54 cm ²	Masa de la muestra seca, Ms	(g)	33.97	24.14	134.02	
Volumen V:	80.59 cm ³	Contenido de Humedad, w	(%)	77.2		58.27	
Gravedad específica	2.500 Gs	Altura inicial de la muestra	2.547 cm	Altura de sólidos Hs:		0.820 cm	



RESUMEN DE RESULTADOS							
GENERALES							
ESTADO	H	Hs	w	P _s	P _d	e	Saturación
	cm	mm	%	g/cm ²	g/cm ²	-	%
INICIAL	2.547	8.204	77.2	1.427	0.805	2.105	91.7
FINAL	2.054	8.204	58.3	1.580	0.998	1.504	96.9

Curva de Compresibilidad
 Cc= 0.469
 Cr= 0.373
 Cs= 0.026
 σ'p= 0.2

Supervisado y Calculado por:

ANDRÉS MAÍZOS BELTRAN
 Andrés Maízos B.

Director del Laboratorio, Enc.

DARIO JAVIER BERMUDEZ ANDRADE
 Ing. Darío Bermúdez



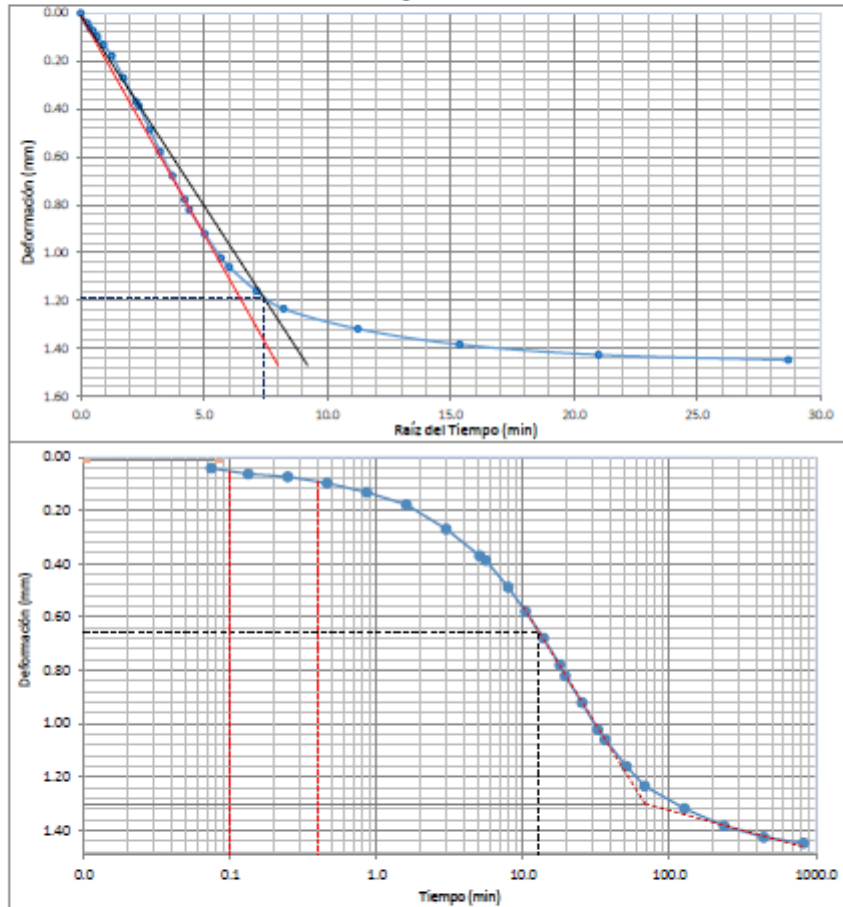
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL
ASTM D-2435
REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Barrios del Sur - Caracha Venecia 2
LOCALIZACIÓN: Quito
MUESTRA: Tomada por el Cliente
DESCRIPCIÓN: PMUI - F2
PROFUNDIDAD: 2.50 - 3.00 m
TIPO DE MUESTRA: Shelby
ENSAYADO POR: J.C

Nº TRABAJO: 1695
SOLICITADO POR: Ing. Carlos Ortega
CONTRATISTA:
FISCALIZACIÓN:
FECHA DE ENSAYO: 2021-11-12
FECHA DE REPORTE: 2021-11-24

Carga 12.5 kPa



RESUMEN DE RESULTADOS:

$v_t 90 = 7.42$
 $t 90 = 35.06$
COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA, C_v (mm²/min), a partir del t90 = 0.00
 $t 50 = 12.86$
COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA, C_v (mm²/min), a partir del t50 = 0.00



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

ASTM D-2435

REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Barrios del Sur - Cancha Venecia 2

LOCALIZACIÓN: Quito

MUESTRA: Tomada por el Cliente

DESCRIPCIÓN: FMUE - P2

PROFUNDIDAD: 2.50 - 3.00 m

TIPO DE MUESTRA: Shelby

ENSAYADO POR: J.C

Nº. TRABAJO: 1695

SOLICITADO POR: Ing. Carlos Ortega

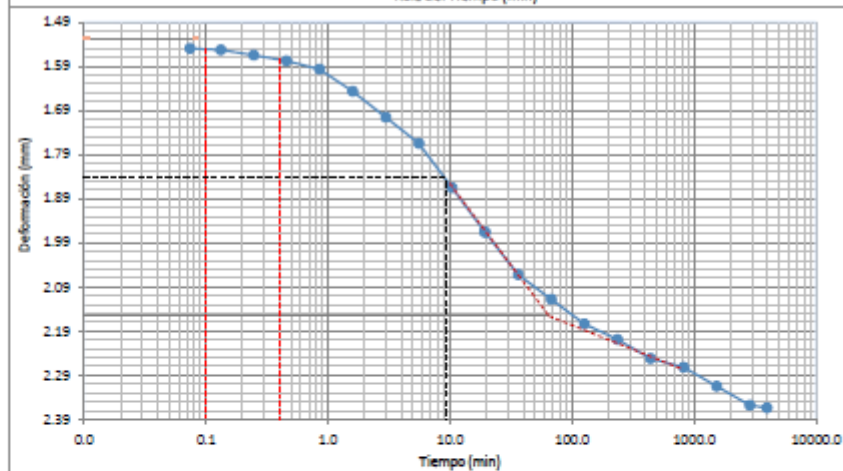
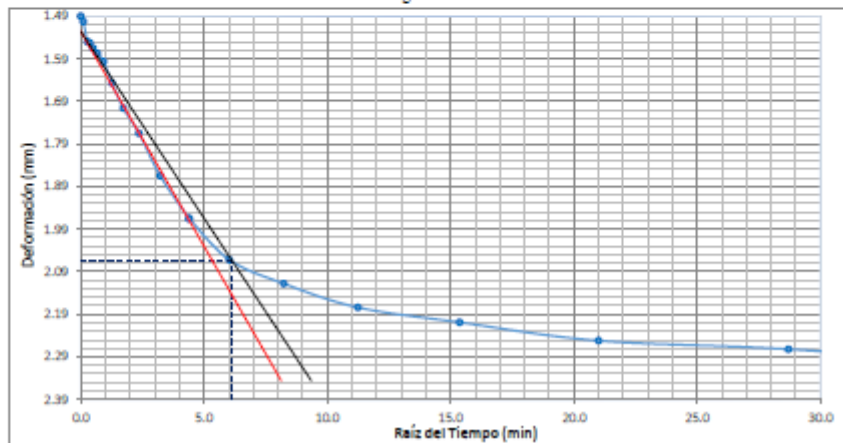
CONTRATISTA:

FISCALIZACIÓN:

FECHA DE ENSAYO: 2021-11-12

FECHA DE REPORTE: 2021-11-24

Carga 25.0 kPa



RESUMEN DE RESULTADOS:

vt 90 = 6.09

t 90 = 37.09

COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA, C_v (mm²/min), a partir del t90 = 0.00

t 50 = 9.16

COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA, C_v (mm²/min), a partir del t50 = 0.00



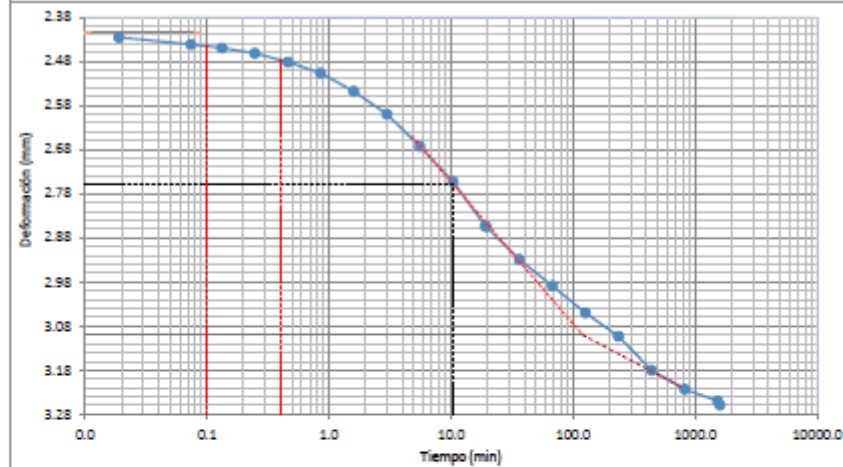
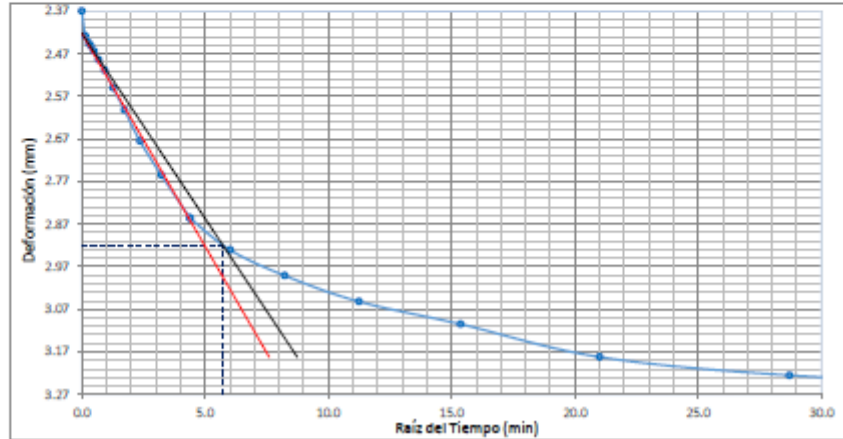
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL
ASTM D-2435
REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Barrios del Sur - Caracha Venecia 2
LOCALIZACIÓN: Quito
MUESTRA: Tomada por el Cliente
DESCRIPCIÓN: FMUE - P2
PROFUNDIDAD: 2.50 - 3.00 m
TIPO DE MUESTRA: Shelby
ENSAYADO POR: J.C

No. TRABAJO: 1695
SOLICITADO POR: Ing. Carlos Ortega
CONTRATISTA:
FISCALIZACIÓN:
FECHA DE ENSAYO: 2021-11-12
FECHA DE REPORTE: 2021-11-24

Carga 50.0 kPa



RESUMEN DE RESULTADOS:

$t_{90} = 5.70$
 $t_{50} = 32.48$
COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA, C_v (mm²/min), a partir del $t_{90} = 0.00$
 $t_{50} = 10.35$
COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA, C_v (mm²/min), a partir del $t_{50} = 0.00$



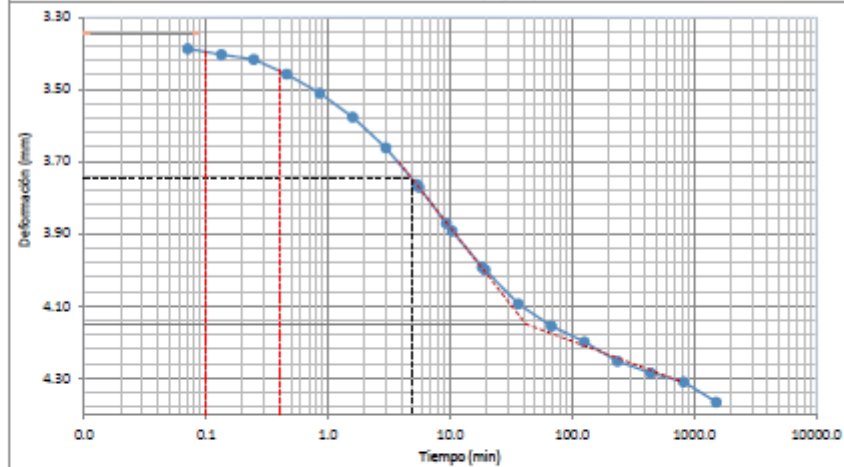
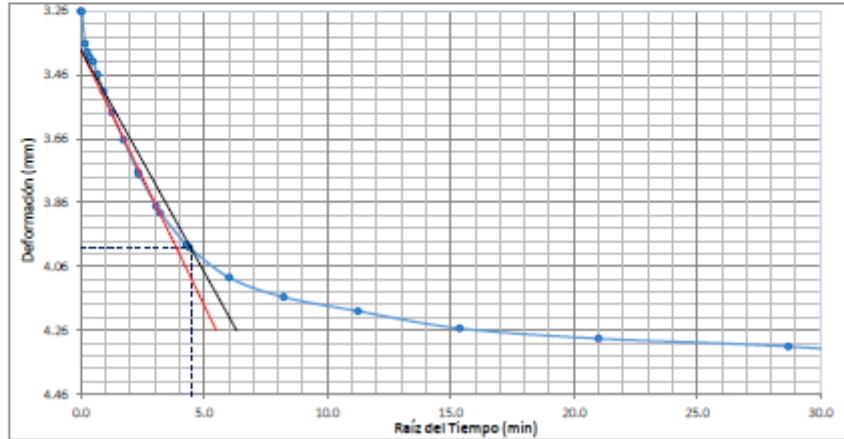
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL
ASTM D-2435
REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Barrios del Sur - Cancha Venecia 2
LOCALIZACIÓN: Quito
MUESTRA: Tomada por el Cliente
DESCRIPCIÓN: FMUE - P2
PROFUNDIDAD: 2.50 - 3.00 m
TIPO DE MUESTRA: Shelby
ENSAYADO POR: J.C

No. TRABAJO: 1695
SOLICITADO POR: Ing. Carlos Ortega
CONTRATISTA:
FISCALIZACIÓN:
FECHA DE ENSAYO: 2021-11-12
FECHA DE REPORTE: 2021-11-24

Carga 100.0 kPa



RESUMEN DE RESULTADOS:

$v_t 90 = 4.50$
 $t_{90} = 20.25$
COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA, C_v (mm²/min), a partir del $t_{90} = 0.00$
 $t_{50} = 4.89$
COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA, C_v (mm²/min), a partir del $t_{50} = 0.00$



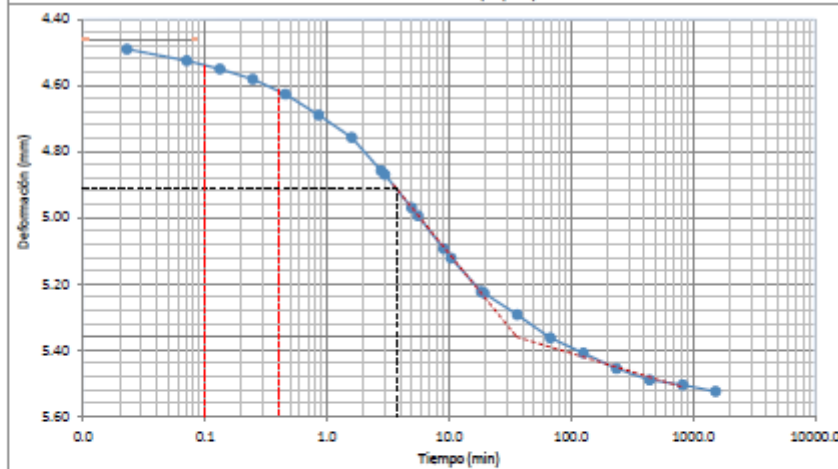
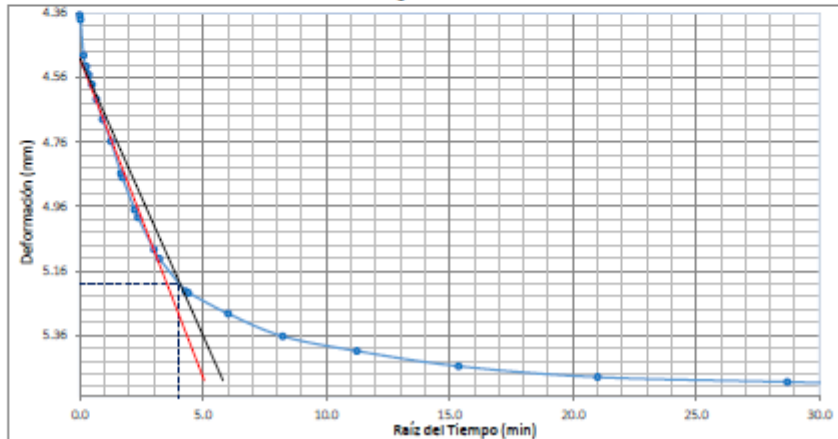
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL
ASTM D-2435
REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Barrios del Sur - Cascha Venecia 2
LOCALIZACIÓN: Quito
MUESTRA: Tomada por el Cliente
DESCRIPCIÓN: FMUE - F2
PROFUNDIDAD: 2.50 - 3.00 m
TIPO DE MUESTRA: Shelby
ENSAYADO POR: J.C

Nº TRABAJO: 1695
SOLICITADO POR: Ing. Carlos Ortega
CONTRATISTA:
FISCALIZACIÓN:
FECHA DE ENSAYO: 2021-11-12
FECHA DE REPORTE: 2021-11-24

Carga 200.0 kPa



RESUMEN DE RESULTADOS:

vt 90 = 4.00
t 90 = 16.00
COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA, C_v (mm²/min), a partir del t90 = 0.00
t 50 = 3.70
COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA, C_v (mm²/min), a partir del t50 = 0.00



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL
ASTM D-2435
REPORTE DE ENSAYO

PROYECTO: Barrios del Sur - Cascha Venecia 2
LOCALIZACIÓN: Quito
MUESTRA: Tomada por el Cliente
DESCRIPCIÓN: FMUE - F2
PROFUNDIDAD: 2.50 - 3.00 m
TIPO DE MUESTRA: Shelby
ENSAYADO POR: J.C

Nº TRABAJO: 1695
SOLICITADO POR: Ing. Carlos Ortega
CONTRATISTA:
FISCALIZACIÓN:
FECHA DE ENSAYO: 2021-11-12
FECHA DE REPORTE: 2021-11-24

Presión P		Lecturas Finales del Defórmetro		Incremento de Lecturas	Altura de la Muestra H	Altura de Vacíos H _v =H-H _v	Relación de Vacíos e
kPa	kg/cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	-
1	2	3	4	5	6	7	
0	0	0			25.470	17.266	2.105
12.5	0.13	1.448		1.448	24.022	15.818	1.928
25.0	0.25	2.368		0.92	23.102	14.898	1.816
50.0	0.51	3.259		0.891	22.211	14.007	1.707
100.0	1.02	4.366		1.107	21.104	12.900	1.572
200.0	2.04	5.525		1.159	19.945	11.741	1.431
100.0	1.02	5.498		1.132	19.972	11.768	1.434
50.0	0.51	5.457		-0.041	20.013	11.809	1.439
25.0	0.25	5.369		-0.088	20.101	11.897	1.450
12.5	0.13	4.927		-0.442	20.543	12.339	1.504

Presión		Presión P		Cv: Método Logarítmico				Cv: Método de la Raíz Cuadrada			
kg/cm ²	kPa	kg/cm ²	kPa	t50	Cv (t50)	Cv (medio)	k (medio)	t90	Cv (t90)	Cv (medio)	k (medio)
1	2	7	8					s	cm ² /s	cm ² /s	m/s
								13	14	15	16
0	0										
12.50	0.13	12.5	0.13	12.86	0.009	0.011	1.2E-03	35.06	0.009		
25.00	0.25	12.5	0.13	9.16	0.012	0.011	2.6E-03	37.09	0.013	0.011	1.3E-03
50.00	0.51	25	0.25	10.35	0.011	0.016	5.9E-03	32.49	0.014	0.014	3.2E-03
100.00	1.02	50	0.51	4.89	0.021	0.024	1.7E-02	20.25	0.022	0.018	6.8E-03
200.00	2.04	100	1.02	3.70	0.027			16.00	0.026	0.024	1.7E-02

Nota: Documento válido únicamente con el sello seco de la Institución. El laboratorio no se responsabiliza por la reproducción parcial o total de este documento.
 Ciudadela Universitaria - Gilberto Gatto Sobral S/N y Alejandro de Valdez
 Teléfono: 02 223 8744 ext. 211, 234 / Correo: lms.fing@uce.edu.ec

APÉNDICE C: Análisis de Precios Unitarios

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: S/N 1

DETALLE: MICROPILOTE D=150MM (NO INC. ACERO DE REFUERZO)

UNIDAD: m

EQUIPO Y HERRAMIENTO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
PERFORADORA NEUMÁTICA	1.00	11.04	11.04	0.3333	3.68
COMPRESOR DE AIRE 375 CFM	1.00	14.30	14.30	0.3333	4.77
BOMBA DE INYECCIÓN	1.00	9.95	9.95	0.3333	3.32
HERRAMIENTA MENOR (5%MO)					0.59

SUBTOTAL M 12.35

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
INSPECTOR DE OBRA	1.00	4.30	4.30	0.3333	1.43
OPERADOR DE PERFORADORA	1.00	4.09	4.09	0.3333	1.36
OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	2.00	3.87	7.74	0.3333	2.58
AYUDANTE DE PERFORADOR	2.00	3.87	7.74	0.3333	2.58
PEÓN	3.00	3.83	11.49	0.3333	3.83

SUBTOTAL N 11.79

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA	PRECIO UNIT.	COSTO
CEMENTO GU	saco	0.65	7.51	4.88
ADITIVO EXPANSOR	kg	0.49	1.40	0.68
ADTIVO PLASTIFICANTE	kg	0.33	2.99	0.97
AGUA	m3	0.01	4.00	0.05

SUBTOTAL O 6.59

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA	TARIFA	COSTO

SUBTOTAL P 0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	30.73
--------------------------------------	--------------

Base Junio de 2022
Precios No Incluyen IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: S/N 2

DETALLE: GEOTEXTIL TIPO NT1800 O SIMILAR

UNIDAD: m2

EQUIPO Y HERRAMIENTO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
CAMIÓN DE SERVICIO 5 TONELADA	1.00	14.86	14.86	0.0167	0.25
HERRAMIENTA MENOR (5%MO)					0.02

SUBTOTAL M 0.27

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
INSPECTOR DE OBRA	1.00	4.30	4.30	0.0167	0.07
CHOFER TIPO E	1.00	5.62	5.62	0.0167	0.09
PEÓN	3.00	3.83	11.49	0.0167	0.19

SUBTOTAL N 0.36

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA	PRECIO UNIT.	COSTO
GEOTEXTIL NT 1800	m2	1.10	1.35	1.49

SUBTOTAL O 1.49

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA	TARIFA	COSTO

SUBTOTAL P 0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	2.11
--------------------------------------	-------------

Base Junio de 2022
Precios No Incluyen IVA

CERTIFICACIÓN DE REVISIÓN DE PROYECTO DE TITULACIÓN

Por medio de la presente, Yo Davide Besenzon Venegas, Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), certifico que:

Con fecha 15 de febrero de 2022, los estudiantes Pablo Sebastián Leiva González y Jessica Belén Verduga Verdezoto con números de identificación 1722635974 y 2300562788, respectivamente, de la Cohorte 3, presentaron la propuesta de su tema de titulación al Comité Académico del programa. Posteriormente, con fecha 07 de marzo de 2022, el Comité revisó y aprobó la propuesta mediante la resolución FICT-CA-GEOTEC-008-2022, cumpliendo con los requisitos establecidos para la aprobación del tema.

A partir de dicha aprobación, los estudiantes mantuvieron reuniones periódicas con el tutor designado, Jaime Asdrúbal Bojorque Iñiguez, para la elaboración y desarrollo de su proyecto de titulación, siguiendo los lineamientos establecidos por el programa. Con fecha 24 de junio de 2023, los estudiantes presentaron y sustentaron su proyecto de titulación ante el tribunal evaluador asignado, cumpliendo con el proceso formal de evaluación académica.

Por lo tanto, en calidad de Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia, certifico que el trabajo de titulación denominado "**Evaluación de metodologías de mejoramiento de suelos blandos en el barrio Venecia 2 al Sur de Quito – Ecuador**", realizado por los estudiantes Pablo Sebastián Leiva González y Jessica Belén Verduga Verdezoto con números de identificación 1722635974 y 2300562788, respectivamente, ha sido revisado y evaluado conforme a los lineamientos y estándares establecidos por el programa.

Debido a circunstancias externas, no ha sido posible obtener las firmas de los involucrados (estudiante, tutor(es) y/o evaluadores). No obstante, en calidad de Coordinador del Programa, certifico que el proyecto cumple con los requisitos académicos y ha sido revisado para su presentación y archivo institucional.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:
DAVIDE BESENZON
VENEGAS

M. Sc. Davide Besenzon Venegas
Coordinador de la Maestría en Geotecnia