



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

**SEDE GUAYAQUIL**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA UNA  
ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL**

Trabajo de titulación previo a la obtención del

Título de Ingeniero Civil

AUTORES: Moisés David Lasso Mora

Andy Mitchel Cordero Arcos

Tutor: Ing. Kevin Ricardo Proaño Viscarra. Msc.

Guayaquil – Ecuador

2025

## CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Andy Mitchel Cordero Arcos con documento de identificación N<sup>o</sup> 0944117852 y Moisés David Lasso Mora con documento de identidad N<sup>o</sup> 0924576325; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Guayaquil, 28 de julio del año 2025

Atentamente,



---

Andy Mitchel Cordero Arcos

0944117852



---

Moisés David Lasso Mora

0924576325

## **CERTIFICADO DE CESION DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Andy Mitchel Cordero Arcos con documento de identificación N<sup>0</sup> 0944117852 y Moisés David Lasso Mora con documento de identidad N<sup>0</sup> 0924576325, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Análisis Comparativo de Capacidad Portante para una Estructura en la Ciudad de Guayaquil”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 28 de julio del año 2025

Atentamente,



---

Andy Mitchel Cordero Arcos

0944117852



---

Moisés David Lasso Mora

0924576325

## CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Kevin Ricardo Proaño Viscarra con documento de identificación N° 1205363326, docente de la Universidad Politécnica Salesiana declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación "ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA UNA ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL", realizado por Andy Mitchel Cordero Arcos con documento de identificación N° 0944117852 y por Moisés David Lasso Mora con documento de identidad N° 0924576325, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 28 de julio del año 2025

Atentamente,



---

Ing. Kevin Ricardo Proaño Viscarra, MSc

C.I 1205363326

## **DEDICATORIA 1**

Dedico este trabajo, en primer lugar, a Dios, fuente infinita de sabiduría y fortaleza. A lo largo de este proceso académico, Él ha sido mi guía silenciosa, el refugio en los momentos de incertidumbre y la luz que me permitió avanzar aun cuando el camino parecía incierto. En los días de cansancio, dudas o presión, su presencia fue mi aliento y su amor, mi impulso. Esta meta alcanzada es también un testimonio de su fidelidad y de lo que puede lograrse cuando uno camina con fe.

También dedico este logro a la mujer que ha sido mi base, mi ejemplo y mi mayor motivación: mi madre. Gracias a ella hoy estoy aquí. Su esfuerzo, entrega, sacrificios y palabras de aliento han sido mi motor inquebrantable. A lo largo de esta etapa, fue su amor incondicional lo que me sostuvo en los momentos difíciles. Cada página de este trabajo está impregnada de su paciencia, de su fortaleza silenciosa y de su fe en mí. Esta tesis no solo representa un logro académico, sino también el fruto de todo lo que me ha enseñado con el corazón.

Andy Mitchel Cordero Arcos

## DEDICATORIA 2

A Dios, a quien debo todo lo que soy y todo lo que he logrado. Porque en los días de cansancio, de duda o de frustración, siempre encontré en Él la calma, la fuerza y la dirección para seguir adelante. Gracias por cada bendición, por cada oportunidad, y por nunca soltar mi mano incluso cuando me sentí perdido.

A mis padres, Juan y Elizabeth, porque no existen palabras suficientes para agradecerles por el amor, el sacrificio y el apoyo que me han dado a lo largo de mi vida. Ustedes han sido mi mayor fortaleza, mis pilares, y los responsables de que hoy pueda cumplir esta meta. Gracias por creer en mí incluso cuando yo mismo lo dudaba, por enseñarme a luchar sin rendirme y por estar presentes en cada paso de este camino.

A mi hermana Marialejandra, compañera de vida, de risas y también de batallas. Gracias por estar siempre con tu energía positiva, por tu paciencia, por tu compañía constante, y por ser ese refugio silencioso al que siempre puedo volver. Tu cariño y tu presencia han sido fundamentales en esta etapa.

A mis abuelas, Emilia y Elena, mujeres sabias, valientes y llenas de amor. Gracias por sus oraciones, por sus consejos, por su ternura y por todo lo que me han enseñado sin necesidad de palabras. Ustedes son raíz y corazón en mi vida, y este logro también es para ustedes.

A cada uno de ustedes, les dedico con todo mi corazón este esfuerzo que hoy se convierte en realidad. Sin su amor, su fe y su compañía, este camino habría sido muy distinto. Esta tesis no es solo mía, es también suya.

Moisés David Lasso Mora

## **AGRADECIMIENTO 1**

En esta sección quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas y entidades que hicieron posible el desarrollo y culminación de esta tesis, un proyecto que representa más que una simple etapa académica: simboliza esfuerzo, perseverancia y crecimiento personal.

En primer lugar, agradezco profundamente a Dios, por haberme permitido transitar este camino con su guía constante. En cada momento de debilidad o duda, sentí su compañía reconfortante. Fue Él quien me dio la claridad para continuar, la fortaleza para no rendirme y la paz para confiar en el proceso. Reconozco que, sin su ayuda, nada de esto habría sido posible.

A mi madre, mi mayor apoyo en la vida, le debo mucho más que palabras. Su amor incondicional, su presencia constante, su paciencia y su fortaleza me han inspirado día tras día. Gracias por no soltar mi mano en ningún momento, por creer en mí incluso cuando yo mismo flaqueaba, por motivarme cuando sentía que no podía más, y por recordarme siempre que todo esfuerzo tiene una recompensa. Este logro es tan tuyo como mío, porque tú también lo luchaste conmigo.

Extiendo también mi agradecimiento a mis docentes, quienes me brindaron no solo conocimientos, sino también valores y orientación que marcaron mi formación profesional. Gracias por su tiempo, por sus exigencias que me ayudaron a crecer, y por sus enseñanzas que traspasaron el aula.

Andy Mitchel Cordero Arcos

## **AGRADECIMIENTO 2**

En primer lugar, agradezco a Dios, fuente de vida, sabiduría y fortaleza. Su presencia ha sido mi guía silenciosa en los momentos más difíciles, y su gracia, el motor que me ha impulsado a continuar cuando todo parecía cuesta arriba. Gracias por permitirme llegar hasta aquí con salud, perseverancia y fe intacta.

A mis padres, Juan y Elizabeth, les debo más de lo que cualquier línea pueda expresar. Han sido mi ejemplo de esfuerzo, constancia y amor incondicional. Gracias por cada sacrificio, por cada palabra de aliento, por su comprensión en los momentos en que no estuve presente, y por enseñarme a valorar lo verdaderamente importante en la vida. Este logro también es suyo

A mi hermana Marialejandra, gracias por estar siempre a mi lado, por tu cariño sincero, por escucharme sin juzgar, y por hacer más ligeros los días pesados. Tu apoyo y compañía han significado más de lo que imaginas. A mi tía, por estar siempre con una palabra de aliento y una muestra de cariño sincero. Su apoyo ha sido valioso en este proceso.

A mis abuelas, Emilia y Elena, les agradezco profundamente por su amor incondicional, por su oración constante y por los valores que han sembrado en nuestra familia. Su presencia ha sido un consuelo y una motivación a lo largo de este proceso.

A los docentes de mi carrera universitaria, quienes con dedicación y compromiso sembraron en mí el conocimiento, el pensamiento crítico y el deseo de superación. Agradezco especialmente a aquellos profesores que no solo impartieron clases, sino que también compartieron experiencias, exigieron lo mejor de mí y creyeron en mis capacidades. Su labor, muchas veces silenciosa, deja una huella permanente en la vida de quienes fuimos sus estudiantes.

A todos los que de alguna forma me acompañaron, animaron o ayudaron en este recorrido académico, gracias. Hoy cierro esta etapa con gratitud y humildad, sabiendo que este logro no es individual, sino el reflejo del amor, la guía y el apoyo de muchas personas que han creído en mí.

Moisés David Lasso Mora

## RESUMEN

La presente tesis aborda la fundamental cuestión de la capacidad portante en la ingeniería geotécnica, centrándose en el diseño de cimentaciones superficiales, específicamente zapatas de doble excentricidad, en el contexto geológicamente complejo de Guayaquil. La ciudad se caracteriza por una notable variabilidad en sus condiciones de suelo, lo que plantea desafíos significativos para la predicción precisa de la capacidad portante y el diseño seguro y económico de estructuras. El objetivo principal de este estudio es realizar un análisis comparativo de la capacidad portante admisible para una estructura modelo, evaluando su comportamiento en cinco diferentes perfiles de suelo representativos de Guayaquil. La metodología propuesta incluye la caracterización de las propiedades geotécnicas de estos suelos, la aplicación de teorías clásicas de capacidad portante y el método del área efectiva para cargas excéntricas, la verificación de estados límite de falla y servicio, y la evaluación de la influencia de factores como el nivel freático y las cargas sísmicas según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Los hallazgos de esta investigación revelarán cómo la diversidad geológica de Guayaquil afecta la distribución de presiones y la estabilidad de las zapatas excéntricas, proporcionando implicaciones cruciales para prácticas de diseño más seguras y eficientes en la región.

Palabras Clave: Capacidad Portante; Zapatas de Doble Excentricidad; Perfiles de Suelos; Cargas Sísmicas.

## **ABSTRACT**

This thesis addresses the critical issue of bearing capacity in geotechnical engineering, focusing on the design of shallow foundations, specifically double eccentric footings, within the geologically complex urban environment of Guayaquil. The city's subsoil is characterized by significant variability, posing considerable challenges for accurate bearing capacity prediction and the safe and economical design of structures. The primary objective of this study is to conduct a comparative analysis of the allowable bearing capacity for a model structure, assessing its performance across five distinct soil profiles representative of Guayaquil. The proposed methodology encompasses the characterization of typical geotechnical properties for these soils, the application of classical bearing capacity theories and the effective area method for eccentric loads, the verification of ultimate and serviceability limit states, and the evaluation of the influence of factors such as the water table and seismic loads, adhering to the Ecuadorian Construction Standard (NEC). The findings of this research are expected to elucidate how Guayaquil's geological diversity impacts pressure distribution and the stability of eccentric footings, offering crucial implications for safer and more efficient foundation design practices in the region.

Keywords: Bearing Capacity; Double Eccentric Footings; Soil Profiles; Seismic Load.

## Índice

<b>CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN</b> .....	I
<b>CERTIFICADO DE CESION DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA</b> .....	II
<b>CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN</b> .....	III
<b>DEDICATORIA 1</b> .....	IV
<b>DEDICATORIA 2</b> .....	V
<b>AGRADECIMIENTO 1</b> .....	VI
<b>AGRADECIMIENTO 2</b> .....	VII
<b>RESUMEN</b> .....	VIII
<b>ABSTRACT</b> .....	IX
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>CAPITULO I GENERALIDADES</b> .....	4
1.1. PROBLEMA DE ESTUDIO.....	4
1.2. Antecedente .....	5
1.3. Alcance .....	8
1.4. Limitaciones y Delimitaciones .....	9
1.4.1. Limitaciones .....	9
1.4.2. Delimitaciones.....	10
1.5. Objetivos.....	11
1.5.1. Objetivos Específicos: .....	11
1.6. Formulación de Hipótesis.....	12
<b>CAPITULO II MARCO TEÓRICO</b> .....	13
2.1. Definición y Criterios .....	13
2.2. Teorías Clásicas de Capacidad Portante .....	14
2.2.1. Terzaghi (1943): .....	14
2.2.2. Meyerhof (1953):.....	15
2.2.3. Hansen (1970) y Vesic (1973): .....	16
2.3. Factores que Afectan la Capacidad Portante .....	17
2.4. Propiedades del Suelo:.....	18

2.5.	Forma y Profundidad de la Cimentación: .....	20
2.6.	Influencia del Nivel Freático:.....	20
2.7.	Zapatas de Doble Excentricidad .....	21
2.7.1.	Concepto de Excentricidad y Núcleo Central:.....	21
2.8.	Método del Área Efectiva (Meyerhof): .....	22
2.9.	Criterios de Estabilidad para Zapatas Excéntricas: .....	22
2.10.	Características Geotécnicas de los Suelos de Guayaquil .....	23
2.10.1.	Tipos de Suelo Comunes y Propiedades Ingenieriles Típicas.....	23
2.10.2.	Problemas Geotécnicos Específicos: .....	25
2.11.	Normativa y Estándares de Diseño .....	25
2.11.1.	Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).....	26
2.11.2.	Estándares Internacionales y su Influencia .....	29
2.12.	Métodos de Análisis Avanzados .....	29
2.12.1.	Interacción Suelo-Estructura (ISE).....	29
2.12.2.	Método de Elementos Finitos (FEM) .....	30
2.12.3.	Metodologías de Investigación Geotécnica .....	32
2.13.	Ensayos de Campo .....	32
2.14.	Ensayos de Laboratorio .....	36
2.14.1.	Clasificación de Suelos .....	36
2.14.2.	Propiedades Índice .....	38
2.14.3.	Ensayos de Resistencia al Corte .....	39
2.14.4.	Ensayos de Compresibilidad.....	40
2.15.	Mejoramiento de Suelos .....	41
2.15.1.	Técnicas Comunes de Mejoramiento.....	42
2.16.	Cargas y Combinaciones de Diseño.....	49
2.16.1.	Tipos de Cargas .....	49
2.16.2.	Combinaciones de Carga según NEC .....	50
2.17.	Otros Riesgos Geotécnicos Relevantes en Guayaquil .....	52
2.17.1.	Suelos Expansivos y Colapsables .....	52
2.18.	Modelado Estructural con ETABS .....	54

2.18.1.	Introducción y Rol en la Ingeniería de Cimentaciones .....	54
2.18.2.	Enfoque del Software y Capacidades Analíticas .....	54
2.18.3.	Obtención de Solicitaciones para el Diseño Geotécnico .....	55
2.18.4.	Justificación de su Uso en el Presente Estudio .....	55
<b>CAPITULO III METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION .....</b>		<b>57</b>
3.1.	Planos de Estructura de Proyecto.....	57
3.2.	Ensayo de Suelo Numero 1.....	59
3.2.1.	Ubicación .....	59
3.2.2.	Geología de la Zona .....	60
3.2.3.	PELIGROSIDAD SÍSMICA .....	62
3.2.4.	Tipo de Suelo .....	64
3.2.5.	Programa de Investigación Geotécnica .....	73
3.2.6.	Caracterización de materiales.....	74
3.2.7.	Recomendaciones de Cimentación.....	80
3.3.	Ensayo de Suelo Numero 2.....	83
3.3.1.	Localización.....	83
3.3.2.	Objetivo del estudio.....	84
3.3.3.	Geología.....	89
3.3.3.3.	Condiciones Geomorfológicas.....	91
3.3.4.	Caracterización Geotécnica .....	92
3.3.5.	Análisis Geotécnico .....	105
3.4.	Datos Geotécnicos del Proyecto .....	110
3.4.1.	Parámetros de Suelo: .....	110
3.4.2.	Parámetros Generales de la Estructura:.....	111
3.4.3.	Modelamiento de Software Etabs. ....	111
3.4.4.	Dimensiones y Reacciones de Plintos para el tipo de Suelo 1 .....	122
3.4.5.	Dimensiones y Reacciones de Plintos para el tipo de Suelo 2 .....	131
3.5.	Verificación en Zapadas para Doble Excentricidad con MathCad .....	139
3.5.1.	Caso Suelo 1 .....	139
3.5.2.	Caso Suelo 2 .....	153

<b>CAPITULO IV RESULTADOS.....</b>	<b>167</b>
<b>CAPITULO V CONCLUSION .....</b>	<b>169</b>
<b>CAPITULO VI BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>172</b>
<b>CAPITULO VII ANEXOS.....</b>	<b>177</b>

## Índice de Tablas

Tabla 1: Teorías de Capacidad Portante.....	17
Tabla 2: Propiedades de Suelos .....	19
Tabla 3: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).....	27
Tabla 4: Ensayos de Campo .....	36
Tabla 5: Ensayo de Laboratorio .....	41
Tabla 6: Técnicas Comunes de Mejoramiento .....	48
Tabla 7: Tipos de Carga .....	50
Tabla 8: Combinaciones de Carga según NEC .....	52
Tabla 9: Factores Z para Zonas del Mapa de Zonificación sísmica del Ecuador....	63
Tabla 10: Zonificación Sísmica - Tipo de Suelo.....	65
Tabla 11: Clasificación de Suelos Tipos C, D, E Según NEC-15 .....	66
Tabla 12: Evaluación de N60 .....	67
Tabla 13: Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fa, Según NEC-15 .....	68
Tabla 14: Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fd, Según NEC-15 .....	69
Tabla 15: Tipo de Suelo y Factores del Comportamiento Inelástico del Subsuelo, Fs, Según NEC-15.....	70
Tabla 16: Sondeos Mecánicos .....	74
Tabla 17: Parámetros de Resistencia al Corte de los Materiales .....	76
Tabla 18: Mecánica de Rocas .....	78
Tabla 19: Valores típicos de C y $\phi$ .....	79
Tabla 20: Correlaciones para Determinar el Módulo Elástico de Suelos.....	79
Tabla 21: Factores de Seguridad y Análisis del Estado Limite de Falla, NEC-15....	80
Tabla 22: Datos para el cálculo de <i>qadmisible</i> .....	81
Tabla 23: Cantidad Mínima de Sondeos para Estaciones de Bombeo .....	86
Tabla 24: Características de los Sondeos Realizados .....	86
Tabla 25: Cantidad de Ensayos de Laboratorio Realizados.....	93
Tabla 26: Resumen Resultados Laboratorio Sondeos.....	94
Tabla 27: Cantidad de Ensayos de Laboratorio Realizados.....	108
Tabla 28: Resumen de Parámetros para el Suelo I .....	110
Tabla 29: Resumen de Parámetros para el Suelo II .....	110
Tabla 30: Resumen de Estructura .....	111
Tabla 31: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	124
Tabla 32: Valores Absolutos de las Reacciones.....	124
Tabla 33: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	124
Tabla 34: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	125
Tabla 35: Valores Absolutos de las Reacciones.....	125
Tabla 36: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	125

Tabla 37: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	126
Tabla 38: Valores Absolutos de las Reacciones.....	126
Tabla 39: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	126
Tabla 40: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	127
Tabla 41: Valores Absolutos de las Reacciones.....	127
Tabla 42: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	127
Tabla 43: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	128
Tabla 44: Valores Absolutos de las Reacciones.....	128
Tabla 45: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	128
Tabla 46: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	129
Tabla 47: Valores Absolutos de las Reacciones.....	129
Tabla 48: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	129
Tabla 49: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	130
Tabla 50: Valores Absolutos de las Reacciones.....	130
Tabla 51: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	130
Tabla 52: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	132
Tabla 53: Valores Absolutos de las Reacciones.....	132
Tabla 54: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	132
Tabla 55: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	133
Tabla 56: Valores Absolutos de las Reacciones.....	133
Tabla 57: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	133
Tabla 58: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	134
Tabla 59: Valores Absolutos de las Reacciones.....	134
Tabla 60:Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	134
Tabla 61: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	135
Tabla 62: Valores Absolutos de las Reacciones.....	135
Tabla 63: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	135
Tabla 64: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	136
Tabla 65: Valores Absolutos de las Reacciones.....	136
Tabla 66: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	136
Tabla 67: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	137
Tabla 68: Valores Absolutos de las Reacciones.....	137
Tabla 69: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	137
Tabla 70: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos.....	138
Tabla 71: Valores Absolutos de las Reacciones.....	138
Tabla 72: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos .....	138

## Índice de Ilustraciones

Ilustración 1: Ensayo de Penetración Estándar (SPT) .....	34
Ilustración 2: Ensayo de Penetración de Cono (CPT/CPTu).....	35
Ilustración 3: Granulometría .....	37
Ilustración 4: Límites de Atterberg .....	37
Ilustración 5: Contenido de Humedad .....	38
Ilustración 6: Peso Unitario o Proctor .....	38
Ilustración 7: Ensayo de Corte Directo .....	39
Ilustración 8: Ensayo Triaxial .....	39
Ilustración 9: Ensayo de Consolidación (Edometro) .....	40
Ilustración 10: Compactación .....	42
Ilustración 11: Reemplazo de Material .....	42
Ilustración 12: Columna de Grava (Vibro-sustitución) .....	43
Ilustración 13: Drenes Sísmicos (Wick Drains).....	43
Ilustración 14: Compactación Dinámica .....	44
Ilustración 15: Vibro-compactación.....	44
Ilustración 16: Inyección de Cemento (Grouting) .....	45
Ilustración 17: Cimentación Profunda (Pilotes).....	45
Ilustración 18: Estabilización Química .....	46
Ilustración 19: Precarga y Consolidación .....	46
Ilustración 20: Inclusión Rígida (Columnas de Suelo-Cemento).....	47
Ilustración 21: Vista en Planta, Primer Piso.....	57
Ilustración 22: Vista en Planta, Segundo Piso .....	57
Ilustración 23: Vista en Planta, Tercer Piso .....	58
Ilustración 24: Alzado, Fachada Frontal .....	58
Ilustración 25: Vista en Perspectiva .....	59
Ilustración 26: Ubicación del Área del Estudio. (Imagen Satelital-GOOGLE EARTH) .....	59
Ilustración 27: Mapa de Zonificación Geotécnica de Guayaquil .....	60
Ilustración 28: Leyenda del Mapa de Zonificación Geotécnica de Guayaquil.....	61
Ilustración 29: Parcial del Mapa Geológico Regional Guayaquil .....	61
Ilustración 30: Ubicación del área del estudio en el mapa de Zonificación Sísmica en el Ecuador.....	62
Ilustración 31: Área de Estudio .....	63
Ilustración 32: Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones que Representa el Sismo de Diseño .....	71

Ilustración 33: Perfil Estratigráfico del Subsuelo donde se Implantará el Proyecto de Titulación .....	75
Ilustración 34: Localización área .....	83
Ilustración 35: Localización Sondeos y Calicatas.....	87
Ilustración 36: Localización Área de Estudio en Mapa geológico de Guayaquil. Tomado de Informe de Microzonificación de la Secretaría de Gestión de Riesgos GYE.....	89
Ilustración 37: Carta de plasticidad .....	96
Ilustración 38: Relación Entre los Índices de Consistencia y la Profundidad .....	99
Ilustración 39: Variación del Número de Golpes y Contenido de Finos con la Profundidad.....	100
Ilustración 40: Relación Entre Esfuerzo Cortante $\tau$ y Esfuerzo Efectivo $\sigma'_{no}$ Drenado .....	101
Ilustración 41: Perfiles Estratigráficos Promedio .....	104
Ilustración 42:Ábaco de Capacidad Portante Admisible .....	109
Ilustración 43: Ábaco de Capacidad de Carga .....	109
Ilustración 44: Modelado en ETABS.....	112
Ilustración 45: Estructura en ETABS .....	113
Ilustración 46: Diafragmas .....	115
Ilustración 47: Espectro .....	116
Ilustración 48: Aplicación de Cargas.....	117
Ilustración 49: Definición de Cargas para Modelado .....	118
Ilustración 50: Numeración de Plintos .....	119
Ilustración 51: Definición de Combinación de Cargas en X.....	120
Ilustración 52: Definición de Combinación de Cargas en Y .....	121
Ilustración 53: Visualización de Reacciones en los Apoyos en ETABS .....	122
Ilustración 54: Plano Arquitectónico en SketchUp .....	177

## INTRODUCCIÓN

La ingeniería geotécnica se establece como un pilar indispensable en el desarrollo de infraestructuras civiles de alta complejidad, debido a su papel primordial en la interacción crítica entre las estructuras y el medio geológico en el que éstas se apoyan. La cimentación, como elemento de conexión esencial, actúa como la interfaz fundamental para la transferencia segura, eficiente y controlada de las cargas estructurales hacia el subsuelo, garantizando la integridad global del sistema constructivo. La realización de una evaluación geotécnica exhaustiva y rigurosa para determinar la capacidad portante del suelo resulta ser un componente imprescindible en la fase de diseño, ya que su precisión influye directamente en la estabilidad estructural, en la prevención de asentamientos excesivos y diferenciales que puedan comprometer la funcionalidad de la edificación, y en la optimización de los recursos económicos invertidos en la construcción. La calidad y fiabilidad de los datos obtenidos en esta evaluación impactan de manera determinante en la seguridad, durabilidad y sostenibilidad del proyecto a largo plazo. Una caracterización del subsuelo que incurriese en deficiencias, ya sea por insuficiencia de datos o por metodologías inadecuadas, puede conducir a diseños sobredimensionados, resultando en un uso ineficiente de recursos materiales y financieros, o, en el escenario más crítico, a diseños subdimensionados que comprometen la estabilidad estructural, exponiendo a la infraestructura a fallas estructurales, asentamientos inaceptables o incluso colapsos catastróficos en el transcurso del tiempo, con consecuencias que pueden ser irreparables.

El presente estudio aborda las particularidades geotécnicas de Guayaquil, una metrópolis ecuatoriana cuyas condiciones geológicas y geotécnicas se distinguen por su marcada complejidad y variabilidad. La evolución geológica de la ciudad, influenciada

por la presencia histórica de antiguos esteros, extensos manglares y la acumulación de rellenos antrópicos informales, ha propiciado la formación de suelos de baja calidad, caracterizados por una capacidad portante reducida o inexistente, como es el caso de los depósitos de turba. Esta peculiar herencia geológica es la causa principal de la extrema heterogeneidad del subsuelo actual, el cual abarca una diversidad de depósitos que incluyen formaciones deltaicas, aluviales, coluviales y variadas tipologías rocosas. La variabilidad intrínseca de estos estratos edáficos convierte el análisis comparativo de la capacidad portante en diferentes tipos de suelo en una necesidad práctica y fundamental para garantizar un desarrollo urbano seguro y resiliente.

La investigación se enfoca de manera específica en el comportamiento de las zapatas de doble excentricidad. Estos elementos de cimentación son frecuentemente empleados en estructuras donde la presencia de cargas excéntricas es ineludible, como ocurre en columnas perimetrales o en aquellas sometidas a momentos de volteo de considerable magnitud. La complejidad en la distribución de presiones bajo este tipo de zapatas se intensifica significativamente cuando se emplazan sobre suelos variables, lo que convierte su diseño en un desafío ingenieril de especial relevancia.

La presente tesis se organiza de manera sistemática, comenzando con una introducción exhaustiva que establece las generalidades del estudio. Esto incluye la definición del problema de investigación, la revisión de los antecedentes teóricos y contextuales, la delimitación del alcance y las limitaciones del análisis, y la postulación de las hipótesis iniciales. A continuación, se desarrolla un marco teórico integral que aborda los principios fundamentales de la capacidad portante del suelo, explorando tanto las teorías clásicas como las modernas, analizando los factores que influyen en el comportamiento geotécnico del terreno y delineando los criterios de diseño específicos

para zapatas excéntricas. Finalmente, el estudio concluye con la presentación y el análisis de las conclusiones derivadas del análisis comparativo realizado, sintetizando los hallazgos cruciales para la ingeniería geotécnica.

## CAPITULO I GENERALIDADES

### 1.1. PROBLEMA DE ESTUDIO

El problema central de esta investigación radica en la marcada variabilidad de las condiciones del suelo en Guayaquil, un factor que introduce una considerable incertidumbre en la predicción precisa de la capacidad portante y, consecuentemente, en el diseño de cimentaciones seguras y económicamente viables. La ciudad se asienta sobre una compleja amalgama de depósitos aluviales, fluvio marinos y zonas con suelos de muy baja calidad, como turbas y rellenos, y esta heterogeneidad se vuelve particularmente crítica al diseñar zapatas de doble excentricidad, donde la aplicación de cargas no coincide con el centro geométrico de la cimentación, generando distribuciones de presión no uniformes que desafían la ingeniería estructural. (Al-Riahi et al., 2025)

La verdadera complejidad del desafío ingenieril en Guayaquil no se limita a la mera obtención de un valor numérico discreto para la capacidad portante, sino que se extiende a la imperativa necesidad de caracterizar la amplitud y el espectro de respuestas mecánicas que una tipología de cimentación específica puede manifestar a través de una matriz geotectónica tan intrincadamente diversa como la que subyace en esta área urbana. Las propiedades geotécnicas intrínsecas y definitorias, tales como la cohesión, el ángulo de fricción interna, el peso unitario y la compresibilidad, exhiben una variación drástica y espacialmente significativa entre los diferentes sectores de la metrópolis. Adicionalmente, la prevalencia de un nivel freático persistentemente elevado en numerosas zonas de Guayaquil deprecia de forma considerable la capacidad portante efectiva del suelo, comprometiendo su integridad estructural. A esto se suma la identificación de una acentuada susceptibilidad a la licuefacción en los suelos granulares sueltos, un fenómeno documentado por múltiples investigaciones previas en la ciudad, que introduce una capa adicional de complejidad predictiva, particularmente bajo la acción de solicitaciones sísmicas de magnitud relevante, lo que demanda una evaluación rigurosa para la seguridad de la infraestructura. (Ma et al., 2025)

La variabilidad inherente del subsuelo de Guayaquil, en conjunción con las complejidades inherentes al comportamiento de las zapatas de doble excentricidad que incluyen el riesgo intrínseco de despegue y la potencial ocurrencia de asentamientos diferenciales bajo condiciones de carga excéntrica, exige un análisis comparativo riguroso

y multifacético. El objetivo fundamental de este estudio es dilucidar cómo cada uno de los cinco perfiles de suelo representativos identificados afectaría de manera crítica el rendimiento de las zapatas de doble excentricidad diseñadas para una estructura modelo predefinida. Esto implica una evaluación exhaustiva de las presiones resultantes sobre el terreno, la estabilidad global frente a los fenómenos de volteo y deslizamiento, y la magnitud precisa de los asentamientos inducidos. La ausencia de una comprensión detallada y cuantificada de estas interacciones complejas en el contexto geotécnico particular de Guayaquil puede conducir ineludiblemente a la concepción de diseños estructurales que no solo sean ineficientes en términos económicos, sino que, más crucialmente, resulten inseguros, comprometiendo severamente la integridad y la durabilidad de las edificaciones en la región. (Tombari et al., 2025)

## 1.2. Antecedente

El estudio de la capacidad portante de los suelos ha experimentado una transformación significativa a lo largo de la historia de la geotecnia, progresando desde las formulaciones iniciales simplificadas hasta los métodos numéricos avanzados y complejos que se emplean en la actualidad. Las teorías clásicas, si bien constituyen los cimientos conceptuales para el cálculo y diseño de cimentaciones superficiales, fueron cruciales para establecer las bases fundamentales que permitieron la comprensión inicial del mecanismo de falla del suelo, sentando precedentes para el desarrollo de aproximaciones más sofisticadas. (Lin et al., 2025)

Teorías Clásicas de Capacidad Portante: Karl Terzaghi (1943); al presentar una de las primeras teorías completas y sistemáticas para la evaluación de la capacidad de carga última en cimentaciones superficiales, proporcionando un marco conceptual indispensable para la comprensión inicial del mecanismo de falla del suelo bajo carga. Sin embargo, su modelo, aunque seminal y revolucionario para su época, incorporó una simplificación significativa al despreciar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo situado por encima del nivel de desplante de la cimentación, representándola únicamente como una sobrecarga vertical equivalente. Esta simplificación metodológica, si bien posibilitó un avance conceptual inicial decisivo y facilitó los cálculos tempranos, inherentemente limitaba la precisión y aplicabilidad universal de su formulación, especialmente en el contexto de cimentaciones que alcanzan profundidades mayores o en

perfiles de suelo donde la resistencia al corte del material superior contribuye de manera sustancial a la capacidad portante global del sistema suelo-estructura, lo que impulsó el desarrollo de teorías subsecuentes más refinadas. (Van Baars, 2014)

Posteriormente, Meyerhof (1953); marcó un avance crucial al incorporar los esfuerzos cortantes por encima del nivel de desplante, una mejora significativa que proporcionó un modelado más realista del comportamiento del suelo y, consecuentemente, un método más confiable en ciertas comparaciones. Sus ecuaciones, al incluir factores de forma, profundidad e inclinación, ampliaron considerablemente la aplicabilidad y precisión del cálculo de capacidad portante en la práctica de la ingeniería. La evolución de estas teorías se ve reflejada en los trabajos posteriores de Hansen (1970) y Vesic (1973), quienes propusieron factores adicionales para las ecuaciones de capacidad de carga, buscando una mayor generalidad y exactitud al considerar aspectos como la inclinación de la carga, la base y el terreno. Esta progresión, desde Terzaghi hasta Meyerhof, Hansen y Vesic, mediante la adición progresiva de factores correctivos, evidencia una comprensión cada vez más profunda de la intrincada interacción entre el suelo, la geometría de la cimentación y las condiciones de carga aplicadas. Esta complejidad subraya que confiar exclusivamente en teorías simplificadas para abordar escenarios complejos, como el diseño de zapatas de doble excentricidad en suelos con alta variabilidad, podría derivar en diseños inexactos o, lo que es más crítico, inseguros. (El-Emam et al., 2023)

Diseño de Zapatas Excéntricas: El comportamiento estructural de zapatas sometidas a cargas excéntricas ha sido objeto de exhaustivos estudios, consolidándose conceptos fundamentales como el del núcleo central, el cual resulta esencial para comprender la distribución de presiones bajo la cimentación. Cuando la carga aplicada permanece dentro de este núcleo, la presión transmitida al terreno se mantiene completamente compresiva a lo largo de toda la base, adoptando una distribución que va desde una forma uniforme en el caso de cargas centradas hasta una configuración trapezoidal si la excentricidad se mantiene contenida. No obstante, al superar ciertos umbrales críticos de excentricidad, como  $\frac{B}{6}$  en el caso uniaxial, la distribución de presiones se transforma en triangular, provocando el desprendimiento parcial de la zapata respecto al terreno, lo que incrementa significativamente las presiones en el área

remanente de contacto y disminuye la capacidad portante efectiva. En este contexto, el método del área efectiva, desarrollado por Meyerhof, se erige como una herramienta analítica de gran valor al centrarse exclusivamente en la porción activa de la zapata bajo compresión para estimar su capacidad de carga. La evaluación rigurosa de los estados límite de falla como el hundimiento, deslizamiento y volteo constituye una condición indispensable para garantizar la estabilidad global de este tipo de cimentaciones. (Ahmad, 2025)

Contexto Geotécnico de Guayaquil: La ciudad de Guayaquil ha enfrentado históricamente problemas geotécnicos significativos que han causado fallas severas en construcciones, como asentamientos o levantamientos diferenciales, fisuras y grietas. Dada su ubicación entre el Río Guayas y el Estero Salado, y su expansión sobre antiguos esteros, manglares y rellenos, gran parte de su subsuelo presenta suelos de mala calidad, con escasa o nula capacidad portante, incluyendo formaciones de turba con comportamiento altamente compresible. La llanura aluvial y el complejo deltaico estuarino sobre el cual se asienta Guayaquil conforman un entorno geológico heterogéneo, donde se combinan depósitos recientes con materiales de origen coluvial especialmente hacia las zonas norte y oeste. Ante esta complejidad estratigráfica y el alto riesgo asociado a la interacción suelo-estructura, los estudios geotécnicos adquieren un carácter imprescindible y son llevados a cabo por firmas especializadas que permiten evaluar, con rigurosidad técnica, las condiciones del terreno para el diseño y ejecución de obras seguras y sostenibles. (Soriano et al., 2017)

La presencia de un nivel freático elevado constituye un factor geotécnico crítico, ya que puede comprometer significativamente la capacidad portante del suelo, reduciéndola hasta en un 50 % cuando el nivel se encuentra en la superficie, o en un 20 % si coincide con la base de la cimentación. Esta condición, sumada al hecho de que la ciudad se localiza en una zona de amenaza sísmica, impone exigencias técnicas adicionales en el diseño geotécnico, especialmente en lo referente a la evaluación del potencial de licuefacción en suelos arenosos sueltos y al análisis de la respuesta dinámica del terreno frente a eventos sísmicos. En este contexto, la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece directrices específicas para la consideración de cargas sísmicas, así como requisitos técnicos mínimos para la ejecución de estudios de suelos y el diseño

de sistemas de cimentación seguros y funcionales bajo condiciones de sollicitación dinámica. (Ma et al., 2025)

### 1.3. Alcance

El presente estudio se enfocará en un análisis comparativo de la capacidad portante de una estructura modelo cimentada sobre zapatas con doble excentricidad, evaluando su desempeño sobre cinco perfiles de suelo representativos de distintos sectores de la ciudad de Guayaquil. Cada uno de estos perfiles será caracterizado mediante parámetros geotécnicos típicos, seleccionados a partir de la literatura especializada y de estudios técnicos previamente desarrollados en la región, con el objetivo de reflejar de manera realista la diversidad estratigráfica y las condiciones del subsuelo que influyen directamente en el comportamiento estructural de las cimentaciones. (Fikri et al., 2025)

El análisis incluirá los siguientes aspectos:

- Cálculo de la capacidad portante última y admisible: Se emplearán metodologías consolidadas dentro de la mecánica de suelos, tales como las teorías propuestas por Meyerhof y Hansen, las cuales permiten una evaluación precisa en el caso de cimentaciones con excentricidad, incorporando además el criterio del área efectiva para considerar únicamente la porción activa de la zapata en contacto compresivo con el terreno, lo que garantiza una estimación más realista de la capacidad portante tanto última como admisible. (Pishvari et al., 2025)
- Evaluación de la distribución de presiones: Se analizará el comportamiento de la zapata bajo cargas con doble excentricidad, examinando la forma en que estas se redistribuyen en la base de cimentación según las características de cada tipo de suelo, con el objetivo de identificar zonas de compresión y posibles desprendimientos, así como sus implicaciones en la capacidad portante efectiva. (Pishvari et al., 2025)
- Verificación de criterios de estabilidad: Se evaluará el desempeño estructural de la zapata modelo frente a los estados límite últimos, considerando mecanismos de falla como el hundimiento, el volteo y el deslizamiento, además de los estados límite de servicio, con énfasis en el control de

asentamientos diferenciales que puedan comprometer la funcionalidad estructural. (Ahmad, 2025)

- Consideración de factores ambientales y normativos: Se integrará la influencia del nivel freático elevado y la acción de cargas sísmicas en el análisis geotécnico, en estricto cumplimiento con las disposiciones técnicas establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), garantizando así la validez normativa y la pertinencia ambiental del diseño de cimentaciones. (Zaalishvili et al., 2025)

Es importante señalar que este estudio se fundamentará en la integración y análisis de información geotécnica previamente recopilada, complementada mediante la aplicación de modelos teóricos y semiempíricos reconocidos en la ingeniería geotécnica. No se contempla la ejecución de investigaciones de campo ni la realización de ensayos de laboratorio, por lo que los resultados estarán condicionados a la calidad y representatividad de los datos existentes. Asimismo, el alcance del estudio se restringe exclusivamente al análisis de cimentaciones superficiales, específicamente zapatas, sin incluir el estudio de cimentaciones profundas como pilotes. (Lim & Moore, 2025)

#### 1.4. Limitaciones y Delimitaciones

##### 1.4.1. Limitaciones

- Estructura Modelo: El uso de una estructura modelo con lleva una simplificación deliberada del comportamiento estructural y del mecanismo de transferencia de cargas, lo cual permite una aproximación conceptual clara pero no necesariamente captura la complejidad inherente de edificaciones reales, especialmente en lo referente a la interacción suelo-estructura bajo condiciones variables. (Lim & Moore, 2025)
- Parámetros de Suelo Generalizados: Los parámetros geotécnicos considerados para los cinco perfiles representativos se derivarán de valores típicos reportados en la literatura técnica sobre Guayaquil, priorizando la representatividad regional. Sin embargo, esta aproximación introduce un nivel inevitable de generalización que podría omitir la variabilidad micro local de cada sector analizado, siendo la ausencia de datos de campo y ensayos de

laboratorio específicos una limitación metodológica reconocida. (Lim & Moore, 2025)

- **Métodos de Análisis:** El análisis estará sustentado principalmente en modelos teóricos y semiempíricos, cuya aplicabilidad ha sido ampliamente validada en la ingeniería geotécnica. Aunque se hará referencia al método de elementos finitos como herramienta avanzada para el modelado de suelos con comportamiento no lineal, su implementación exhaustiva no constituirá el eje central del estudio, lo que podría restringir la capacidad de simulación de ciertos fenómenos complejo. (Adib & Kianoush, 2025)
- **Tipo de Cimentación:** El presente trabajo se circunscribe al estudio de cimentaciones superficiales, en particular zapatas, por lo que no se abordará el análisis de soluciones de cimentación profunda como pilotes o pilas, estableciendo un marco de alcance claramente definido. (Adib & Kianoush, 2025)

#### 1.4.2. Delimitaciones

- **Geográfica:** El estudio se delimita territorialmente a la ciudad de Guayaquil, Ecuador, focalizándose en sus condiciones geotécnicas particulares y en la caracterización representativa de suelos propios de esta región. (Lim & Moore, 2025)
- **Estructural:** El análisis estará centrado en una estructura modelo genérica, concebida como una representación simplificada para evaluar el comportamiento de zapatas con doble excentricidad, permitiendo estudiar la interacción suelo-cimentación bajo un enfoque controlado y sistemático. (Adib & Kianoush, 2025)
- **Geotécnica:** La investigación abordará únicamente cinco perfiles de suelo seleccionados, caracterizados mediante parámetros obtenidos de fuentes bibliográficas técnicas confiables y específicas de Guayaquil, lo que proporciona una base coherente pero sujeta a la limitación de no incorporar datos obtenidos directamente en campo.
- **Temporal del Análisis:** El análisis adoptará un enfoque esencialmente estático, incorporando los efectos sísmicos a través de cargas equivalentes o factores

de amplificación, sin incluir simulaciones dinámicas avanzadas como análisis tiempo-historia, lo que representa una simplificación metodológica deliberada dentro del alcance del estudio.(Lim & Moore, 2025)

### 1.5. Objetivos

Evaluar y comparar la capacidad portante admisible de zapatas sometidas a doble excentricidad para una estructura modelo, aplicando cinco perfiles de suelo representativos de la ciudad de Guayaquil, integrando de manera rigurosa los factores geotécnicos y normativos que inciden en el comportamiento y seguridad de las cimentaciones bajo dichas condiciones. (Fikri et al., 2025)

#### 1.5.1. Objetivos Específicos:

- Caracterizar las propiedades geotécnicas representativas de los cinco suelos seleccionados en Guayaquil, considerando parámetros clave como cohesión, ángulo de fricción, peso unitario y compresibilidad. (Al-Riahi et al., 2025)
- Desarrollar un modelo de zapata con doble excentricidad, definiendo con precisión las cargas aplicadas que permitan realizar un análisis comparativo riguroso. (Fikri et al., 2025)
- Calcular la capacidad portante última y admisible de la zapata modelo para cada uno de los perfiles de suelo, aplicando teorías clásicas consolidadas y el método del área efectiva para considerar el efecto de la excentricidad. (Pishvari et al., 2025)
- Analizar la distribución de presiones bajo la zapata y verificar rigurosamente los estados límite últimos hundimiento, vuelco y deslizamiento, así como los estados límite de servicio relacionados con asentamientos, para cada condición de suelo.(Ahmad, 2025)
- Evaluar el impacto de factores críticos como el nivel freático elevado y la influencia de cargas sísmicas, conforme a las disposiciones establecidas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), en la capacidad portante y estabilidad de las zapatas. (Zaalishvili et al., 2025)
- Comparar y contrastar los resultados obtenidos para los cinco perfiles de suelo, identificando las principales implicaciones prácticas y

recomendaciones para el diseño seguro y eficiente de cimentaciones excéntricas en el contexto geotécnico de Guayaquil. (Fikri et al., 2025)

#### 1.6. Formulación de Hipótesis

La capacidad portante y la estabilidad de zapatas sometidas a doble excentricidad para una estructura modelo exhibirán variaciones significativas según las distintas condiciones geotécnicas de los suelos en Guayaquil. Se prevé que los suelos blandos y altamente compresibles, así como aquellos con riesgo potencial de licuefacción, representarán los desafíos más críticos, demandando estrategias de diseño especializadas y una rigurosa aplicación de los códigos sísmicos locales establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) para asegurar tanto la seguridad estructural como el desempeño óptimo de las cimentaciones bajo condiciones adversas. (Zaalishvili et al., 2025)

## CAPITULO II MARCO TEÓRICO

### 2.1. Definición y Criterios

La capacidad portante del suelo, en el ámbito de la ingeniería geotécnica, se conceptualiza como la presión media máxima de contacto que un terreno puede resistir sin incurrir en una falla por corte ni en asentamientos diferenciales que pongan en riesgo la estabilidad estructural o afecten adversamente la funcionalidad operativa de la edificación o infraestructura apoyada sobre él. Esta definición, de naturaleza dual, reviste una importancia crítica, dado que toda cimentación debe cumplir de manera simultánea con dos exigencias técnicas esenciales: (Huang et al., 2025)

- Carga de Hundimiento (Capacidad de Carga Última,  $q_u$ ): Este criterio constituye un parámetro fundamental en el análisis de cimentaciones, ya que delimita la tensión límite que el terreno puede resistir antes de experimentar una falla súbita de tipo cortante, sin considerar las deformaciones previas o graduales. Representa el umbral crítico en el cual el suelo agota su resistencia al esfuerzo cortante, dando lugar a un colapso estructural del sistema de soporte. La identificación precisa de este valor es esencial para garantizar la seguridad estructural y prevenir mecanismos de falla catastrófica en edificaciones y obras de ingeniería civil. (Huang et al., 2025)
- La diferenciación entre los dos criterios de evaluación la resistencia al corte y los asentamientos constituye un aspecto de vital trascendencia en el diseño geotécnico de cimentaciones. Es factible que un suelo exhiba una capacidad suficiente para resistir una falla por hundimiento, sin embargo, ello no garantiza que los desplazamientos verticales inducidos por las cargas aplicadas se mantengan dentro de límites tolerables. Esta problemática se intensifica en estructuras de alta sensibilidad o en cimentaciones sujetas a cargas excéntricas, donde los asentamientos diferenciales pueden representar un riesgo más crítico que la pérdida de resistencia al corte. En consecuencia, en la ingeniería aplicada, la capacidad portante admisible suele estar determinada no por la resistencia última del suelo, sino por el comportamiento deformativo del mismo. Esta consideración técnica es indispensable para asegurar que la cimentación, además de brindar seguridad frente al colapso estructural, garantice una operatividad funcional

continúa a lo largo del ciclo de vida proyectado de la edificación. (Huang et al., 2025)

## 2.2. Teorías Clásicas de Capacidad Portante

Las teorías clásicas de capacidad portante constituyen el fundamento conceptual y analítico sobre el cual se basa la estimación de la resistencia del suelo en condiciones de carga ejercidas por cimentaciones superficiales. Estas formulaciones parten del supuesto de que el mecanismo de falla que se desarrolla corresponde a un colapso generalizado por cortante, en el cual el suelo moviliza su resistencia interna de forma coherente y continua, permitiendo así predecir con precisión la carga última que puede ser transmitida al terreno sin comprometer su estabilidad. (He et al., 2023)

### 2.2.1. Terzaghi (1943):

Karl Terzaghi se erige como el precursor en la postulación de un marco teórico integral para la cuantificación rigurosa de la capacidad de carga última inherente a las cimentaciones superficiales. Estas estructuras se definen por una restricción geométrica fundamental, en la cual la profundidad de su desplante, representada por el parámetro ( $D_f$ ), no excede su dimensión en anchura, designada como ( $B$ ). Los supuestos clave de su teoría incluyen: (Xu & Yin, 2025)

- Un postulado fundamental del modelo teórico establece que la resistencia al esfuerzo cortante del estrato de suelo que yace por encima del plano de desplante de la cimentación debe ser omitida del análisis. En consecuencia, su contribución estructural se idealiza y se representa de forma exclusiva como una sobrecarga uniformemente aplicada, definida por la ecuación  $q = \gamma D_f$ , la cual actúa de manera perpendicular sobre la base de la cimentación. (Xu & Yin, 2025)
- Se asume una superficie de falla específica en el suelo bajo carga última, extendiéndose hasta la superficie del terreno. (Xu & Yin, 2025)
- La fórmula general para la capacidad de carga última de una cimentación corrida (donde la relación ancho/longitud tiende a cero) es: (Xu & Yin, 2025)

$$q_u = cN_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma$$

- En dicha expresión,  $c$  representa la cohesión,  $q$  la sobrecarga, y  $\gamma$  el peso unitario del suelo, mientras que  $B$  es el ancho de la cimentación. Los términos  $N_c, N_q, N_\gamma$  son los factores de capacidad de carga, dependientes del ángulo de fricción interna del suelo,  $(\varphi)$ . (Xu & Yin, 2025)
- Aunque la simplificación de Terzaghi de ignorar la resistencia al corte del suelo sobre la fundación proveyó un método de análisis inicial, esta introduce una limitación inherente. La precisión del método se ve comprometida en cimentaciones profundas o donde esa resistencia es significativa, una deficiencia que catalizó el desarrollo subsecuente de teorías más refinadas. (Xu & Yin, 2025)

### 2.2.2. Meyerhof (1953):

- Meyerhof propuso una extensión fundamental a la teoría de Terzaghi al incorporar explícitamente la contribución de la resistencia al corte del suelo que se encuentra por encima del plano de desplante. Este refinamiento conceptual conduce a una evaluación de la capacidad portante considerablemente más integral y, por ende, más robusta en su aplicación. La metodología de Meyerhof adquiere particular relevancia para el análisis de zapatas bajo cargas excéntricas, gracias a la introducción de su método del área efectiva, el cual considera únicamente la porción de la cimentación que permanece bajo compresión. La fórmula general de Meyerhof es más compleja, incluyendo factores de forma  $(s_c, s_q, s_\gamma)$ , profundidad  $(d_c, d_q, d_\gamma)$ , e inclinación de la carga  $(i_c, i_q, i_\gamma)$ : (Zhang et al., 2020)

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

- La incorporación de estos factores de corrección confiere al método una versatilidad superior para adaptarse a diversas geometrías de cimentación y condiciones de carga, superando con ello limitaciones inherentes al modelo de Terzaghi. La mejora más significativa, sin embargo, es la consideración de la resistencia al corte del suelo sobre el nivel de desplante, lo que representa un avance crucial hacia un modelado más realista del comportamiento del terreno. Este refinamiento aborda directamente una de las simplificaciones centrales de Terzaghi, consolidando la formulación de Meyerhof como una herramienta de

diseño práctico considerablemente más robusta y de amplia aplicabilidad. (Zhang et al., 2020)

### 2.2.3. Hansen (1970) y Vesic (1973):

- Posteriormente, los trabajos de Hansen y Vesic procuraron alcanzar una generalidad aún mayor, introduciendo factores de corrección adicionales en las ecuaciones de capacidad de carga. Sus formulaciones incorporan explícitamente la inclinación de la base de la cimentación ( $b_c, b_q, b_\gamma$ ) y la del terreno adyacente ( $g_c, g_q, g_\gamma$ ), extendiendo así la aplicabilidad teórica a escenarios geotécnicos de alta complejidad, como lo son las cimentaciones sobre taludes. (Li et al., 2024)
- Esta progresión teórica, desde el modelo seminal de Terzaghi hasta los refinamientos de Meyerhof, Hansen y Vesic, evidencia una comprensión cada vez más profunda de la compleja interacción entre el suelo y la estructura de cimentación. La continua adición de factores pone de manifiesto la insuficiencia de los enfoques excesivamente simplificados y la necesidad de una consideración multifacética de los parámetros de diseño en la práctica ingenieril. (Li et al., 2024)
- Por lo tanto, para el presente análisis comparativo, la selección del método debe considerar la complejidad del problema, incluyendo la excentricidad de la carga y la notable variabilidad de los perfiles de suelo en el área de Guayaquil. (Li et al., 2024)

A continuación, la Tabla 1 resume y compara las principales características de estas teorías clásicas:

Tabla 1: Teorías de Capacidad Portante

Característica	Terzaghi (1943)	Meyerhof (1953)	Hansen (1970)	Vesic (1973)
<b>Fórmula General (qu)</b>	$cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma$	$cN_c s_c d_c i_c g_c b_c$ + $qN_q s_q d_q i_q g_q b_q$ + $0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$	Similar a Meyerhof, con factores más generales.	Similar a Hansen, con factores de capacidad de carga específicos.
<b>Supuestos Clave</b>	Cimentación corrida y superficial ( $D_f \leq B$ ) Superficie de falla predefinida. Resistencia al corte sobre la base es nula; se reemplaza por una sobrecarga, ( $q = \gamma D_f$ )	Resistencia del suelo sobre el nivel de desplante (Df). Proceso extendido y no restringido a una forma única. Concepto de "área efectiva" para su análisis.	Coefficientes de inclinación de la base ( $b_c, b_q, b_\gamma$ ). Superficie del terreno ( $g_c, g_q, g_\gamma$ ).	Análisis en condiciones más complejas. Fundamentan en análisis más rigurosos.
<b>Factores Incluidos</b>	$(N_c, N_q, N_\gamma)$ (dependiente de $\varphi$ )	$N_c, N_q, N_\gamma + (s), (a), (i)$ .	$N_c, N_q, N_\gamma + (s), (a), (i), (b), (g)$ .	$N_c, N_q, N_\gamma + (s), (a), (i), (b), (g)$ .
<b>Aplicabilidad / Limitaciones</b>	Cimentaciones superficiales ( $D_f \leq B$ ). Pierde precisión en perfiles de suelo estratificados o si existen cargas inclinadas.	Más versátil para diversas geometrías y profundidades. Más confiable que Terzaghi.	Modelar de forma explícita los efectos de; Cargas Inclinadas, Bases Inclinadas y Terrenos Inclinados.	Cálculo más preciso y confiable en diseño complejos como cargas inclinadas, bases inclinadas y terrenos no horizontales.

Fuente: Propia

Factores Incluidos:  $(s)$  = Factores de forma,  $(a)$  = profundidad,  $(i)$  = inclinación de carga,  $(b)$  = inclinación de base,  $(g)$  = inclinación de terreno  $(g)$ .

### 2.3. Factores que Afectan la Capacidad Portante

La capacidad portante de un suelo no constituye un valor estático, sino que representa una respuesta dinámica dependiente de una combinación de factores intrínsecos al propio suelo y extrínsecos, vinculados a la cimentación y su entorno ambiental. (Li & Alam, 2024)

#### 2.4. Propiedades del Suelo:

Las propiedades geotécnicas intrínsecas del suelo constituyen los factores fundamentales que rigen su capacidad portante, así como su comportamiento mecánico general bajo la aplicación de cargas externas. (Al-Riahi et al., 2025)

- Cohesión ( $c$ ) y Ángulo de Fricción Interna ( $\varphi$ ): Estos dos parámetros son determinantes para la cuantificación de la resistencia al corte del suelo, un factor de primordial importancia para la estabilidad de la cimentación. La cohesión, predominante en suelos finos como las arcillas, representa la resistencia intrínseca a la separación de sus partículas. Por su parte, el ángulo de fricción interna, dominante en suelos granulares como las arenas, rige la resistencia al deslizamiento entre partículas. Los rangos de estos parámetros varían significativamente con el tipo y estado del suelo; los ángulos de fricción pueden oscilar entre  $15^\circ$  y  $40^\circ$ , mientras que los valores de cohesión presentan una amplia dispersión, y pesos específicos entre 1365 y  $2250 \text{ kg/cm}^3$ . (Al-Riahi et al., 2025)
- Peso Unitario ( $\gamma$ ): Este parámetro geotécnico impacta directamente el cálculo de la sobrecarga efectiva ( $q = \gamma D_f$ ) e interviene de forma crucial en el tercer término de la ecuación de capacidad portante, el cual cuantifica la contribución resistente del suelo bajo la cota de fundación. (Chen et al., 2021)
- Compresibilidad: Este factor es crítico al gobernar la magnitud de los asentamientos, un criterio de servicio que condiciona la capacidad portante admisible. Parámetros como el Índice de Compresión ( $C_c$ ) y el Índice de Recompresión ( $C_r$ ) son indispensables para la predicción de los asentamientos por consolidación primaria en suelos cohesivos. Resulta fundamental reconocer la interdependencia de las propiedades del suelo; la elevación del nivel freático,

por ejemplo, reduce el peso unitario efectivo y puede alterar los parámetros de resistencia al corte, impactando así el cálculo de la capacidad portante. Esto evidencia que las propiedades geotécnicas no son variables aisladas, sino componentes de un sistema complejo e interconectado que define el comportamiento del suelo. (Chen et al., 2021)

A continuación, la Tabla 2 resume y compara las principales características de las Propiedades de Suelo:

Tabla 2: Propiedades de Suelos

Propiedad Geotécnica (Símbolo)	Función Principal / Definición	Suelo Predominante	Valores Típicos de Referencia	
<b>Cohesión (<math>c</math>)</b>	Define la resistencia a la separación de partículas. Es un factor clave en la resistencia al corte del suelo.	Suelos finos: ➤ Arcilla ➤ Limos	Presenta una amplia dispersión.	
<b>Ángulo de Fricción Interna (<math>\phi</math>)</b>	Define la resistencia al deslizamiento entre partículas. Es un factor clave en la resistencia al corte.	Suelos granulares: ➤ Gravas ➤ Arenas	15° a 40°	
<b>Peso Unitario (<math>\gamma</math>)</b>	Impacta el cálculo de la sobrecarga y la contribución del suelo bajo la cimentación en la ecuación de capacidad portante.	Arena Arcilla Roca	16 – 20 $kN/m^3$ 17 – 21 $kN/m^3$ 23 – 27 $kN/m^3$	
<b>Compresibilidad (<math>C_c, C_r</math>)</b>	Gobierna la magnitud de los asentamientos, un criterio de servicio que limita la capacidad portante admisible.	Suelos cohesivos: ➤ Arcillas ➤ Limos arcillosos	$C_c$ 0.10 – 0.25 0.30 – 0.80 > 1.0	$C_w$ $\frac{1}{5} C_c$ a $\frac{1}{10} C_c$

Fuente: Propia

### 2.5. Forma y Profundidad de la Cimentación:

Las dimensiones geométricas de la cimentación, concretamente su ancho  $B$ , longitud  $L$ , y profundidad de desplante  $D_f$ , ejercen una influencia determinante sobre la capacidad portante última. Esta dependencia se manifiesta a través de los factores de corrección por forma y profundidad. Como principio general, un aumento en la profundidad  $D_f$  resulta en una mayor capacidad portante, fenómeno directamente atribuible al incremento del esfuerzo de confinamiento efectivo sobre el suelo de fundación. (Sánchez-Garrido et al., 2022)

### 2.6. Influencia del Nivel Freático:

La posición del nivel freático constituye un factor crítico que impacta de forma cuantitativamente significativa la capacidad portante del suelo. Su influencia adversa se manifiesta a través de dos mecanismos principales: la reducción del peso unitario efectivo del suelo, definido por la expresión ( $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ), y la potencial alteración de los parámetros de resistencia al corte, es decir, la cohesión y el ángulo de fricción interna: (Zaalishvili et al., 2025)

- En la condición más crítica, donde el nivel freático coincide con la superficie del terreno, se produce una reducción de la capacidad portante del orden del 50%. (Morante-Carballo et al., 2024)
- Cuando el nivel freático se localiza a la cota de desplante de la cimentación, la disminución estimada de la capacidad portante es de aproximadamente un 20%. (Zaalishvili et al., 2025)
- Para una posición del nivel freático a un metro de profundidad bajo la cota de fundación, se estima una reducción de la capacidad portante del orden del 10%. (Morante-Carballo et al., 2024)
- Se establece como condición límite que la influencia del nivel freático resulta despreciable. Esto ocurre cuando su posición, a una profundidad  $d$  bajo la cimentación, satisface la relación geométrica  $d \geq B$ , donde  $B$  corresponde al ancho de la zapata. (Zaalishvili et al., 2025)
- Para cuantificar este efecto, las formulaciones de capacidad portante se modifican incorporando el peso unitario efectivo,  $\gamma'$ , o factores de reducción aplicados a  $\gamma$ . Esto refleja la disminución de la resistencia del suelo debida a la presión de poros

del agua. Dicha sensibilidad subraya la necesidad imperativa de caracterizar con precisión el nivel freático y su variación estacional en todo estudio geotécnico riguroso. (Morante-Carballo et al., 2024)

## 2.7. Zapatas de Doble Excentricidad

La condición de doble excentricidad en una cimentación superficial se presenta cuando la resultante de la carga vertical no coincide con el centroide geométrico del área de la zapata, generando así momentos flectores biaxiales ( $M_x$  y  $M_y$ ). Dicha sollicitación es característica de la respuesta de columnas de esquina o perimetrales, así como de estructuras sometidas a momentos significativos derivados de acciones laterales, tales como las fuerzas sísmicas o de viento, que imponen una carga excéntrica en dos direcciones ortogonales. (Pishvari et al., 2025)

### 2.7.1. Concepto de Excentricidad y Núcleo Central:

- La excentricidad, designada por  $e$ , se define como la distancia entre el punto de aplicación de la carga resultante y el centroide del área de la cimentación. Para el caso de doble excentricidad, esta se descompone en dos componentes ortogonales,  $e_x$  y  $e_y$ , correspondientes a los ejes principales X e Y. (Pishvari et al., 2025)
- El núcleo central se define como la región dentro del área de la cimentación tal que, si la carga resultante se aplica dentro de sus límites, toda la base permanece bajo compresión. Para una zapata rectangular, este núcleo adquiere una forma rómbica, definida por las excentricidades límite de  $e_x \leq \frac{L}{6}$  y  $e_y \leq \frac{B}{6}$  en sus respectivas direcciones. (Pérez-Díaz et al., 2025)
- Carga dentro del núcleo central ( $e = \frac{B}{6}$  o  $e = \frac{L}{6}$ ): La distribución de presiones de contacto sobre el terreno es trapezoidal. Las presiones máximas ( $\sigma_{max}$ ) y mínima ( $\sigma_{min}$ ) se calculan en función de la carga vertical  $Q$ , las dimensiones de la zapata, y la excentricidad  $e$ . La distribución tiende a la uniformidad a medida que la excentricidad se aproxima a cero. (Pishvari et al., 2025)
- Carga en el límite del núcleo central ( $e = \frac{B}{6}$  o  $e = \frac{L}{6}$ ): Cuando la carga resultante se aplica precisamente en el límite del núcleo central, la distribución de presiones adopta una forma triangular. En esta condición, la presión mínima en el borde opuesto a la carga es nula, es decir,  $\sigma_{min} = 0$ . (Pérez-Díaz et al., 2025)

- Carga fuera del núcleo central ( $e > \frac{B}{6}$  o  $e > \frac{L}{6}$ ): Si la carga se aplica fuera del núcleo central, se produce un levantamiento parcial de la cimentación, perdiendo contacto con el suelo en una porción de su área. Las presiones se concentran sobre el área de contacto reducida, generando esfuerzos elevados. Esta condición es inadmisibles en el diseño, ya que reduce el área efectiva de soporte y puede inducir asentamientos diferenciales severos o una falla por capacidad portante. (Pishvari et al., 2025)

## 2.8. Método del Área Efectiva (Meyerhof):

Para el análisis de cimentaciones bajo carga excéntrica, particularmente en casos donde la resultante se aplica fuera del núcleo central, el método del área efectiva de Meyerhof constituye el enfoque fundamental. Dicho procedimiento implica la definición de un área efectiva,  $A'$ , con sus correspondientes dimensiones efectivas,  $B'$  y  $L'$ . Sobre esta área reducida, se considera que la carga actúa de forma concéntrica para el análisis. La capacidad de carga última se calcula entonces utilizando la ecuación general de capacidad portante con estas dimensiones efectivas: (Pishvari et al., 2025)

$$Q_u = q'_u * A'$$

El término  $q'_u$  denota la capacidad de carga última para una cimentación sometida a carga excéntrica. Su cálculo se fundamenta en la ecuación general de capacidad portante, pero emplea factores de corrección (forma, profundidad, inclinación) que son función de las dimensiones efectivas,  $B'$  y  $L'$ , en lugar de las reales. Estas dimensiones se determinan a partir de las excentricidades de carga,  $e_B$  y  $e_L$ , existiendo diferentes casos de cálculo según la posición de la resultante. Este enfoque metodológico garantiza un diseño riguroso al basar el análisis de resistencia únicamente en el área efectiva que transfiere la carga al terreno. (Pérez-Díaz et al., 2025)

## 2.9. Criterios de Estabilidad para Zapatas Excéntricas:

Adicionalmente a la verificación de la falla por capacidad de carga, el análisis de zapatas excéntricas requiere la evaluación de otros estados límite para garantizar la estabilidad integral del sistema de cimentación: (Ahmad, 2025)

- Hundimiento: Asegurar que la presión máxima ejercida sobre el terreno,  $\sigma_{max}$ , sea inferior o igual a la capacidad portante admisible del suelo,  $q_{adm}$ . (Wadood et al., 2025)
- Volteo (Overturning): Se debe verificar que el momento estabilizador,  $M_{estab}$  (inducido por las cargas verticales y el peso propio), supere al momento desestabilizador,  $M_{desest}$  (generado por la excentricidad de la carga). Esta verificación se realiza aplicando factores de seguridad y asumiendo, en el análisis básico, una rotación de la zapata en torno a una de sus aristas exteriores. (Ahmad, 2025)
- Deslizamiento (Sliding): Verificar y asegurar que la fuerza resistente al deslizamiento en la interfaz suelo-cimiento, la cual es función de la cohesión y la fricción, exceda la sumatoria de las fuerzas horizontales actuantes sobre la cimentación. (Wadood et al., 2025)
- Capacidad Estructural del Cimiento: Garantizar la integridad estructural del propio elemento de cimentación. Esto implica verificar que la zapata de hormigón armado posea la resistencia adecuada para soportar las presiones del terreno y las cargas transmitidas por la columna, particularmente frente a los estados límite de corte por punzonamiento, corte unidireccional y flexión. (Soriano et al., 2017)

## 2.10. Características Geotécnicas de los Suelos de Guayaquil

El entorno geológico de la ciudad de Guayaquil se caracteriza por una notable complejidad y diversidad, resultado directo de su emplazamiento en la confluencia de la llanura aluvial de los ríos Daule y Babahoyo, el llano estuarino deltaico del río Guayas y la cordillera Chongón-Colonche. Dicha configuración da origen a una marcada heterogeneidad en los perfiles de suelo y, consecuentemente, a una gran variabilidad en sus propiedades de ingeniería. (Soriano et al., 2017)

### 2.10.1. Tipos de Suelo Comunes y Propiedades Ingenieriles Típicas

La estratigrafía de Guayaquil exhibe un amplio espectro de materiales, abarcando desde depósitos aluviales y fluvio-marinos de origen reciente hasta formaciones rocosas subyacentes. La ciudad ha sido zonificada en siete dominios geotécnicos principales (D1 a D7), los cuales comprenden depósitos deltaicos, aluviales y coluviales, así como las

formaciones rocosas denominadas Ancón, San Eduardo y Guayaquil, resultando en una compleja variabilidad de perfiles de suelo: (Soriano et al., 2017)

- Arcillas blandas a muy blandas: Especialmente en las zonas de antiguos esteros y manglares, así como en depósitos deltaicos y estuarinos. Estas arcillas suelen tener baja capacidad portante y alta compresibilidad. (Soriano et al., 2017)
  - Cohesión (c): Baja, del orden de 10-50 kPa.
  - Ángulo de Fricción ( $\phi$ ): Bajo, entre 12-27° para arcillas blandas a ligeramente orgánicas.
  - Peso Unitario ( $\gamma$ ): Húmedo: 14-16 kN/m<sup>3</sup>; Saturado: 16-17 kN/m<sup>3</sup>.
  - Valores N del SPT: Para arcillas blandas,  $N < 4$ ; para poco firmes,  $N = 4-10$ . En algunos estudios de Guayaquil, se han reportado valores N<sub>60</sub> entre 5 y 15 para arenas limosas sueltas a medianamente densas, y valores bajos para arcillas de consistencia blanda.
  - Parámetros de Compresibilidad (Cc, Cr): Aunque no se proporcionan valores específicos en los documentos, se sabe que las arcillas de alta plasticidad tienen altos índices de compresibilidad (Cc) y bajos índices de recompresión (Cr).
- Arenas y Limos: Presentes en depósitos aluviales y fluvio marinos. Su compacidad puede variar de suelta a compacta. (Soriano et al., 2017)
  - Cohesión (c): Generalmente nula para arenas puras. Limos pueden tener baja cohesión.
  - Ángulo de Fricción ( $\phi$ ): Varía de 28-46° para arenas sueltas a densas.
  - Peso Unitario ( $\gamma$ ): Seco: 14-20 kN/m<sup>3</sup>; Saturado: 19-22 kN/m<sup>3</sup>.
  - Valores N del SPT: Para arenas sueltas,  $N < 4$ ; para medianamente compactas,  $N = 4-10$ ; para compactas,  $N = 10-30$ . Se han observado rangos de N<sub>60</sub> entre 12 y 27 en diferentes sondeos en Guayaquil.
- Suelos Coluviales y Rocas: En las zonas adyacentes a la cordillera Chongón-Colonche y cerros como Santa Ana y El Carmen, se encuentran suelos residuales y formaciones rocosas (lutitas silíceas, areniscas, aglomerados volcánicos). Estas zonas suelen tener una mayor capacidad portante, pero pueden presentar problemas de estabilidad de taludes. (Soriano et al., 2017)

- La llanura aluvial y el complejo deltaico estuarino de Guayaquil muestran una gran heterogeneidad, con alternancias de capas de arcilla y arena. Esta variabilidad estratigráfica hace que sea difícil predecir cambios localizados en el subsuelo sin estudios detallados. (Soriano et al., 2017)

#### 2.10.2. Problemas Geotécnicos Específicos:

- Suelos Blandos y de Baja Capacidad Portante: La presencia de depósitos de suelos orgánicos como turbas y de rellenos antrópicos no controlados, se traduce en materiales de propiedades geotécnicas sumamente deficientes y con una capacidad portante que puede considerarse nula o despreciable para fines de cimentación. (Pradeep et al., 2025)
- Licuefacción: La ciudad presenta una notable susceptibilidad a este fenómeno durante eventos sísmicos, debido a la existencia de depósitos de arenas sueltas con niveles freáticos elevados, particularmente en zonas como Las Esclusas. Dicho fenómeno implica una pérdida súbita de la resistencia al corte y la rigidez del suelo, con potencial para causar asentamientos y daños estructurales severos. Se han identificado áreas donde el factor de seguridad contra la licuefacción,  $FS_{liq}$ , es inferior a la unidad en profundidades críticas. (Pradeep et al., 2025)
- Asentamientos Diferenciales: Dada la marcada heterogeneidad de los depósitos de suelo en la región convierte a los asentamientos diferenciales en una consideración de diseño primordial, en especial para estructuras sensibles. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) estipula límites admisibles para estos, fijando 20 cm para construcciones aisladas y 10 cm para edificaciones entre medianeras, evaluados en un horizonte de tiempo de 25 años. (Pradeep et al., 2025)

#### 2.11. Normativa y Estándares de Diseño

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) constituye el marco regulatorio principal para el diseño y cálculo de cimentaciones en Ecuador, estableciendo los requisitos mínimos de calidad y seguridad estructural para todas las edificaciones en el territorio nacional. (Morante-Carballo et al., 2024)

### 2.11.1. Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

La NEC se compone de varios capítulos, siendo los más relevantes para este estudio:

- NEC-SE-GC (Geotecnia y Cimentaciones): Este capítulo prescribe los requerimientos para la ejecución de estudios geotécnicos, establece los criterios para el diseño de las cimentaciones y define la metodología para la verificación de los estados límite de falla y de servicio. (NORMA ECUATORIANA DE LA, n.d.)
  - Estudios de Suelos: La norma especifica el número y la profundidad mínima de los sondeos de exploración, los cuales son función de la categoría de la edificación y el tipo de cimentación. A modo de ejemplo, para zapatas aisladas, la profundidad de investigación debe ser 2.5 veces el ancho de la zapata mayor. Se prescribe que al menos el 50% de los sondeos incluyan la recuperación de muestras a intervalos de un metro. Ensayos de campo como el SPT son considerados fundamentales para la caracterización geotécnica y la obtención de parámetros de diseño. (NORMA ECUATORIANA DE LA, n.d.)
  - Criterios de Capacidad Portante: La NEC-SE-GC permite el empleo de métodos analíticos basados en la teoría de la plasticidad para la determinación de la capacidad de carga última, a la cual deben aplicarse factores de seguridad. Se sugieren formulaciones reconocidas como las de Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic, entre otros, aunque se confiere al ingeniero geotécnico la potestad de emplear teorías alternativas siempre que estén debidamente sustentadas. (NORMA ECUATORIANA DE LA, n.d.)
  - Asentamientos: El código normativo prescribe la obligatoriedad de evaluar las deformaciones del terreno de cimentación. Se establecen los asentamientos máximos tolerables en 20 cm para construcciones aisladas y 10 cm para edificaciones entre medianeras, evaluados en un horizonte de 25 años. Dicho cálculo debe considerar la totalidad de las cargas muertas de servicio y el 50% de las cargas vivas máximas. (NORMA ECUATORIANA DE LA, n.d.)

A continuación, la Tabla 3 resume y compara la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION (NEC):

Tabla 3: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

Aspecto Normativo	Objetivo Principal	Requisitos y Criterios Clave	Parámetros Involucrados
<b>Estudios de Suelos</b>	Definir los requerimientos mínimos para la exploración y caracterización del subsuelo.	El número y la profundidad de los sondeos dependen de la categoría del edificio. Profundidad mínima para zapatas: 2.5 veces el ancho mayor (B).	Ensayo de Penetración Estándar. Parámetros de resistencia y compresibilidad.
<b>Capacidad Portante</b>	Establecer los métodos aceptados para determinar la capacidad de carga última del suelo y su verificación.	Se permite el uso de métodos basados en la teoría de la plasticidad. Se sugieren métodos reconocidos (Terzaghi, Meyerhof, etc.).	Capacidad de carga última. Factores de seguridad. Cohesión, ángulo de fricción.
<b>Asentamientos</b>	Limitar las deformaciones del terreno para garantizar la funcionalidad y seguridad de la estructura.	Límites tolerables en 25 años: 20 cm (aisladas) y 10 cm (entre medianeras). Cargas para considerar: 100% de la carga muerta de servicio + 50% de la carga viva máxima.	Asentamiento máximo. Índices de compresibilidad.

Fuente: Propia

- **NEC-SE-DS (Diseño Sismorresistente):** Este capítulo establece los procedimientos para la determinación de las acciones sísmicas de diseño y los criterios fundamentales para el análisis y diseño de estructuras sismorresistentes en el territorio ecuatoriano. (NORMA ECUATORIANA DE LA, n.d.)

- Cargas Sísmicas: Define la metodología para el cálculo del peso sísmico reactivo,  $W$ . Este se determina generalmente como la carga muerta total ( $D$ ), o como la suma de  $D$  más el 25% de la carga viva para el caso de bodegas y almacenes. (NORMA ECUATORIANA DE LA, n.d.)
- Combinación de Cargas: Las estructuras deben diseñarse para resistir acciones sísmicas en cualquier dirección horizontal. Además, se prescribe la combinación de las componentes horizontales y verticales del sismo, una consideración crítica para elementos en voladizo o para estructuras de categoría especial próximas a fallas geológicas activas. (NORMA ECUATORIANA DE LA, n.d.)
- Capacidad Portante Sísmica: La Norma de Suelos y Cimentaciones E.050 (similar a NEC-SE-GC) permiten un incremento del 20% en la capacidad portante admisible para combinaciones sísmicas ( $q_{adm(s)} = 1.2q_{adm(g)}$ ). Por su parte, la norma E.060 (Concreto Armado) autoriza hasta un 30%. En la práctica de diseño es frecuente adoptar un valor intermedio del 25%. Consecuentemente, al verificar con cargas de servicio, las fuerzas sísmicas se reducen por este factor para ser compatibles con la presión admisible estática. (NORMA ECUATORIANA DE LA, n.d.)
- Licuefacción: Ante la presencia de depósitos potencialmente licuables, la norma exige la ejecución de una investigación geotécnica específica. Dicho estudio debe evaluar la estabilidad del sitio y proponer medidas de mitigación o mejoramiento si fuesen necesarias. Se recomienda el uso de métodos semiempíricos validados, como los de Seed, Idriss o Boulanger,

para la cuantificación del potencial de licuefacción. (NORMA ECUATORIANA DE LA, n.d.)

### 2.11.2. Estándares Internacionales y su Influencia

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) se fundamenta en la adaptación de reglamentos internacionales, tomando como base el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), y se complementa con normas técnicas nacionales (NTE INEN) y de la ASTM. Para el diseño sismorresistente, la normativa hace referencia explícita a códigos como UBC 97, IBC 2006 y ASCE 7-10. En el área de cimentaciones, la NEC 2015 también se apoya en metodologías internacionales, incluyendo las del American Concrete Institute (ACI-318) y los Eurocódigos (EC7 para diseño geotécnico y EC8 para sismo). Esta integración de estándares globales en el marco normativo ecuatoriano garantiza que las prácticas de diseño en Guayaquil se alineen con los avances de la ingeniería geotécnica y estructural. (De Risi et al., 2024)

### 2.12. Métodos de Análisis Avanzados

El análisis geotécnico moderno trasciende los postulados de las teorías clásicas al incorporar explícitamente la compleja interacción suelo-estructura (ISE), así como mediante el empleo de herramientas de modelado numérico avanzado para una representación más realista y precisa del sistema. (Chen et al., 2021)

#### 2.12.1. Interacción Suelo-Estructura (ISE)

La Interacción Suelo-Estructura (ISE) es un campo de estudio fundamental en la ingeniería geotécnica y estructural que analiza el sistema acoplado suelo-cimentación, reconociendo que sus componentes no pueden ser evaluados de forma aislada. El concepto describe un proceso de influencia mutua: la respuesta del suelo modifica el comportamiento de la estructura y, a su vez, el movimiento de la estructura altera la respuesta del terreno. La consideración de este fenómeno es crucial en el diseño, ya que la rigidez relativa entre el suelo y la cimentación gobierna la distribución real de esfuerzos y la magnitud de las deformaciones en todo el sistema. (Shayah, 2025)

Los efectos de la ISE incluyen:

- Alteración de la rigidez efectiva del sistema: La rigidez del sistema acoplado suelo-estructura difiere de la simple superposición de las rigideces de sus componentes, una condición que modifica sustancialmente la respuesta dinámica global de la edificación. (Shayah, 2025)
- Modificación de los periodos naturales de vibración: La interacción puede ocasionar un alargamiento o acortamiento de los periodos naturales de vibración de la estructura, un aspecto de importancia capital en el diseño sismorresistente. (Shayah, 2025)
- Redistribución de fuerzas internas: Las cargas y momentos en la estructura pueden redistribuirse debido a la flexibilidad del medio de cimentación induce una redistribución de las fuerzas internas y momentos en la superestructura, lo cual impacta directamente el dimensionamiento de sus elementos estructurales. (Shayah, 2025)
- La consideración de la ISE en el análisis se realiza mediante modelos de cálculo de diversa complejidad. Estos abarcan desde enfoques simplificados, como el modelo de Winkler que representa el suelo mediante resortes elásticos, hasta métodos numéricos avanzados que acoplan de forma integral el comportamiento no lineal del suelo y la estructura. (Shayah, 2025)

#### 2.12.2. Método de Elementos Finitos (FEM)

El Método de los Elementos Finitos (MEF) se ha consolidado como una herramienta numérica fundamental en la ingeniería geotécnica para la simulación del comportamiento de sistemas suelo-cimentación. Su aplicación es particularmente valiosa en la modelización de escenarios de alta complejidad geométrica y heterogeneidad de materiales. El MEF permite superar las limitaciones inherentes a los métodos analíticos y semiempíricos, al posibilitar un modelado detallado de la variabilidad del suelo y de las condiciones de borde del problema. (Chen et al., 2021)

Aplicación del FEM en el cálculo de capacidad portante:

- Simulación de comportamiento del suelo: El FEM posibilita la simulación de la respuesta de los depósitos de suelo ante la imposición de cargas,

permitiendo una consideración explícita de la variabilidad de los materiales y de las condiciones de borde del problema. (Chen et al., 2021)

- **Predicción de capacidad portante y comportamiento de cimentaciones:** Estos modelos numéricos se emplean para la predicción de la capacidad portante y la respuesta de sistemas de cimentación, especialmente aquellos desplantados sobre perfiles de suelo de alta complejidad. (Chen et al., 2021)
- **Modelado de suelos heterogéneos:** Se han desarrollado metodologías avanzadas que permiten caracterizar la heterogeneidad del suelo dentro del MEF. Esto incluye la representación explícita de las variaciones espaciales de propiedades como la resistencia al corte, la compresibilidad y la rigidez del material. (Chen et al., 2021)
- **Análisis no lineales:** Los enfoques del FEM permite la ejecución de análisis no lineales que consideran el comportamiento real del suelo y la cimentación bajo cargas extremas o cíclicas, proporcionando así una evaluación más rigurosa y precisa de la capacidad portante del sistema. (Chen et al., 2021)
- **Simulación de asentamientos:** Se desarrollan modelos numéricos para simular los asentamientos de cimentaciones sobre suelos con propiedades variables. Estos análisis pueden incorporar efectos complejos como la consolidación dependiente del tiempo y la interacción entre la deformación y la heterogeneidad del subsuelo. (Chen et al., 2021)

Ventajas del FEM en el cálculo de capacidad portante:

- **Mayor precisión:** El FEM posibilita estimaciones de mayor exactitud para la capacidad portante y el comportamiento de las cimentaciones, lo cual mitiga el riesgo de fallas por subestimación o de sobrecostos por sobrediseño. (Phoon et al., 2022)
- **Comprensión detallada:** Proporciona una comprensión profunda del comportamiento del sistema suelo-cimentación bajo diversas condiciones de suelo y sollicitaciones de carga, lo cual optimiza el proceso de diseño en escenarios de alta complejidad. (Phoon et al., 2022)

- Simulación de condiciones complejas: El modelado numérico permite la simulación de fenómenos complejos que los métodos empíricos tradicionales no logran capturar. Esto incluye efectos de interacción no lineal, la heterogeneidad del subsuelo y solicitaciones de carácter dinámico o sísmico. (Phoon et al., 2022)
- Optimización del diseño: La capacidad de considerar la heterogeneidad del suelo resulta en una evaluación más precisa de la capacidad portante y los asentamientos, lo que permite la optimización del diseño para lograr soluciones más eficientes y seguras. (Phoon et al., 2022)
- Reducción de riesgos: El incremento en la precisión de las evaluaciones de la capacidad portante y el comportamiento del sistema se traduce directamente en una mitigación cuantificable de los riesgos estructurales asociados al diseño geotécnico. (Phoon et al., 2022)
- Software como PLAXIS 2D y PLAXIS 3D ejemplifican las herramientas de elementos finitos empleadas en la práctica geotécnica. Estos permiten modelar el comportamiento de suelos, rocas y estructuras asociadas mediante una extensa librería de modelos constitutivos de materiales y diversos tipos de análisis, incluyendo cálculos plásticos, de consolidación, de seguridad, dinámicos y de flujo. (Phoon et al., 2022)

### 2.12.3. Metodologías de Investigación Geotécnica

La caracterización geotécnica precisa del subsuelo constituye la precondition fundamental para el diseño seguro y eficiente de cualquier sistema de cimentación. Dicho objetivo se alcanza mediante la aplicación sistemática de metodologías de investigación de campo y laboratorio, orientadas a la obtención de los parámetros de diseño requeridos para el análisis ingenieril. (Al-Riahi et al., 2025)

### 2.13. Ensayos de Campo

Los ensayos de campo, también denominados ensayos "in-situ", son cruciales para obtener datos directos de las propiedades del suelo en sus condiciones naturales, minimizando así la alteración de la muestra inherente a los procesos de extracción y transporte para su análisis en laboratorio. (Phoon et al., 2022)

- Ensayo de Penetración Estándar (SPT): Constituye uno de los ensayos 'in situ' más extendidos para la caracterización geotécnica del subsuelo. El procedimiento consiste en la hincada de un tomamuestras normalizado mediante la aplicación de energía de un martillo con peso y altura de caída estandarizados. El valor resultante,  $N_{SPT}$ , es el número de golpes requerido para una penetración de 30 cm, posterior a una hincada inicial de asentamiento de 15 cm que se descarta del cómputo. (Hernández et al., 2025)
  - Usos: Determinar la compacidad relativa en suelos granulares, como arenas y gravas, y la estimación indirecta de la resistencia al corte no drenado en suelos cohesivos como las arcillas. (Hernández et al., 2025)
  - Correlaciones: Los valores  $N_{SPT}$  se emplean en correlaciones empíricas para estimar parámetros como la densidad relativa, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y la capacidad portante admisible. A modo de referencia, valores de  $N < 4$  sugieren arenas sueltas o arcillas blandas, mientras que rangos de  $N$  entre 10 y 30 indican arenas compactas o arcillas firmes. (Hernández et al., 2025)
  - Correcciones: El valor  $N$  medido en campo debe ser normalizado mediante factores de corrección. Estos consideran la energía real del martillo, la longitud del varillaje, el tipo de tomamuestras y el diámetro de la perforación, para obtener un valor estandarizado, comúnmente designado como  $(N_1)_{60}$ . (Hernández et al., 2025)

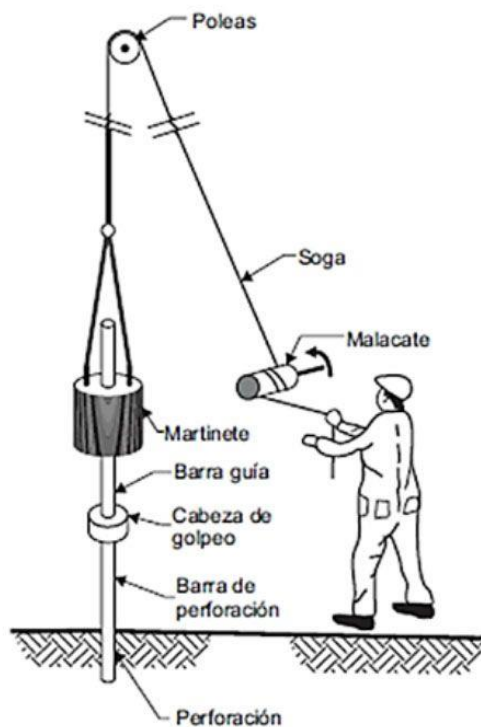


Ilustración 1: Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

- Ensayo de Penetración de Cono (CPT/CPTu): Es un ensayo 'in situ' de tipo estático se caracteriza por generar un perfil continuo de la resistencia del terreno. Durante la hincada de un cono instrumentado a velocidad constante, se registran la resistencia por punta ( $q_c$ ) y la fricción por fuste ( $f_s$ ). La variante con piezocono, o CPTu, mide adicionalmente la presión de poros del agua ( $u_2$ ). (Setiawan et al., 2024)
  - Ventajas: Ofrece una comparación con el SPT, este ensayo proporciona una caracterización del subsuelo de mayor detalle y continuidad, además de ser un método considerablemente menos intrusivo en su ejecución. (Setiawan et al., 2024)
  - Correlaciones: Los parámetros medidos se emplean para estimar, mediante correlaciones, el tipo de suelo a través del índice de comportamiento  $I_c$ , el ángulo de fricción ( $\phi$ ), el módulo de Young ( $E$ ) y la resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ). (Setiawan et al., 2024)

- Ensayos Geofísicos (e.g., ReMi): Metodologías como la Refracción Sísmica o el ReMi (Refraction Microtremor) son empleadas para determinar el perfil de velocidades de onda de corte del subsuelo,  $V_s$ , un parámetro dinámico fundamental del terreno. (Setiawan et al., 2024)
- Aplicación: La velocidad de onda de corte,  $V_s$ , es un parámetro indispensable para dos fines principales: la clasificación sísmica del sitio según normativas como la NEC y la ejecución de análisis de respuesta dinámica del terreno. (Setiawan et al., 2024)

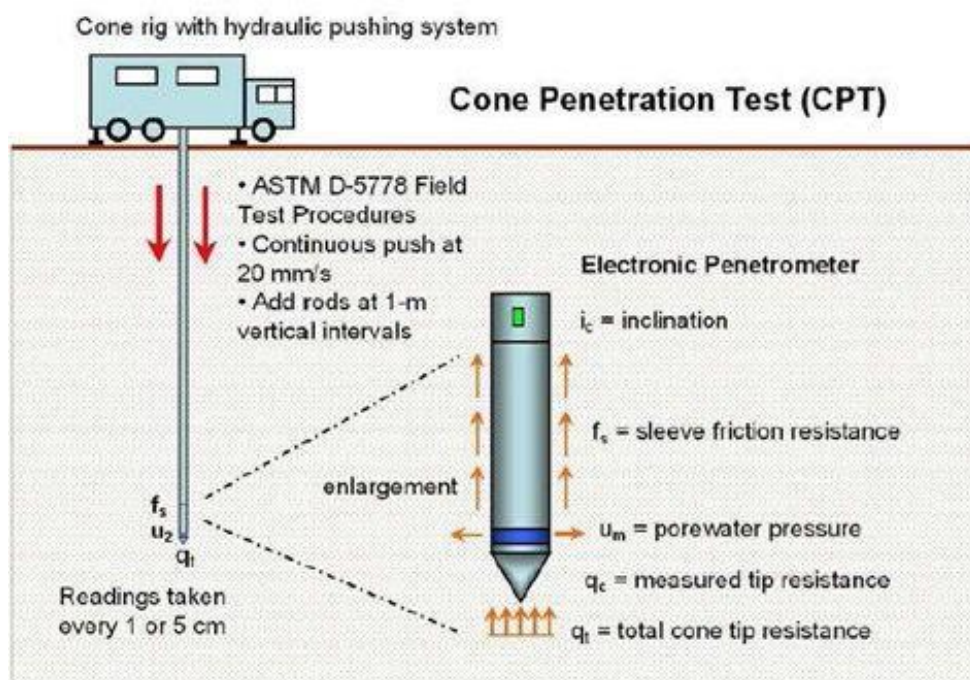


Ilustración 2: Ensayo de Penetración de Cono (CPT/CPTu)

A continuación, la Tabla 4 contrasta los diferentes tipos de Ensayo de Campo:

Tabla 4: Ensayos de Campo

Ensayo 'In Situ'	Principio Básico del Ensayo	Parámetros Medidos / Resultado	Aplicaciones / Usos Principales	Ventajas / Consideraciones
<b>Penetración Estándar (SPT)</b>	Hinca de un tomamuestras normalizado mediante golpes de un martillo estandarizado.	Número de golpes ( $N_{SPT}$ ), que se corrige a $(N_1)60$ para su uso en correlaciones.	Capacidad en arenas. Estimar resistencia en arcillas. Correlacionar $\phi$ y capacidad portante.	Ensayo muy extendido y económico. Permite la recuperación de muestras alteradas.
<b>Penetración de Cono (CPT/CPTu)</b>	Hinca de un cono instrumentado a velocidad constante, midiendo la respuesta del suelo.	Resistencia por punta ( $q_c$ ). Fricción por fuste ( $f_s$ ). Presión de poros ( $u_2$ ) en el $CPT_u$ .	Clasificación del suelo ( $I_c$ ). Correlacionar con $\phi$ , Módulo de Young ( $E$ ) y resistencia no drenada ( $s_u$ )	Proporciona un perfil continuo y detallado. Es menos intrusivo y más rápido que el SPT.
<b>Geofísicos (ej. ReMi)</b>	Medición de la propagación de ondas sísmicas (microtremores o refracción) en el subsuelo.	Perfil de velocidades de onda de corte ( $V_s$ ) en función de la profundidad.	Clasificación sísmica del sitio según la NEC. Análisis de respuesta dinámica del terreno.	Método no intrusivo. Determina un parámetro dinámico fundamental del suelo.

Fuente: Propia

## 2.14. Ensayos de Laboratorio

Los ensayos de laboratorio se realizan sobre muestras de suelo obtenidas en campo (inalteradas o alteradas) para determinar sus propiedades físicas y mecánicas con mayor precisión. (Hernández et al., 2025)

### 2.14.1. Clasificación de Suelos

- **Granulometría (ASTM D422-66):** Determina la distribución granulométrica del suelo, es decir, los porcentajes en peso de grava, arena, limo y arcilla que lo componen. (Moreno-Maroto & Alonso-Azcárate, 2022)



Ilustración 3: Granulometría

- Límites de Atterberg (ASTM D4318): Incluyen el Límite Líquido (LL) y el Límite Plástico (LP), cuyo rango define el Índice de Plasticidad (IP). Estos parámetros son cruciales, ya que delimitan los estados de consistencia de los suelos finos y constituyen la base para su clasificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). (Moreno-Maroto & Alonso-Azcárate, 2022)



Ilustración 4: Límites de Atterberg

### 2.14.2. Propiedades Índice

- Contenido de Humedad (ASTM D2216): Cuantificación de la masa de agua contenida en una muestra de suelo, la cual se expresa como un porcentaje del peso de su fracción sólida seca. (Wang et al., 2024)



*Ilustración 5: Contenido de Humedad*

- Peso Unitario: Determinación del peso del material por unidad de volumen, un parámetro fundamental que puede ser evaluado en su estado natural (húmedo), completamente seco, o bajo condición de saturación total. (Wang et al., 2024)



*Ilustración 6: Peso Unitario o Proctor*

### 2.14.3. Ensayos de Resistencia al Corte

- Ensayo de Corte Directo: Mide la resistencia al corte de una muestra de suelo sometida a diferentes niveles de esfuerzo normal, para la obtención de los parámetros de resistencia: cohesión ( $c$ ) y ángulo de fricción interna ( $\phi$ ). (Zhao et al., 2025)



Ilustración 7: Ensayo de Corte Directo

- Ensayo Triaxial: Proporciona una caracterización exhaustiva de la resistencia al corte y de la relación esfuerzo deformación del suelo. Su versatilidad permite simular en laboratorio diversas condiciones de confinamiento y de drenaje en la muestra. (Zhao et al., 2025)

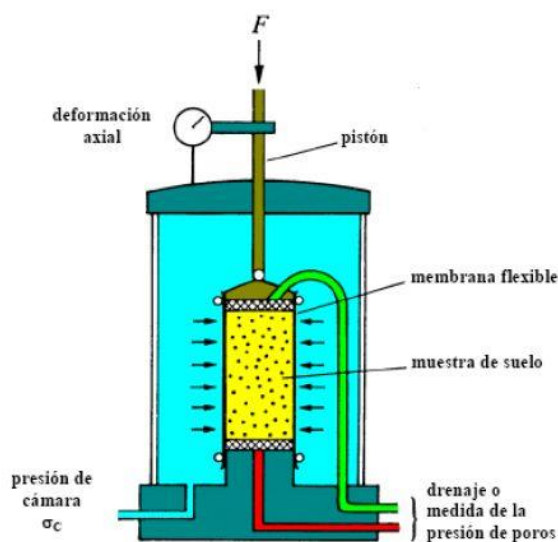


Ilustración 8: Ensayo Triaxial

#### 2.14.4. Ensayos de Compresibilidad

- Ensayo de Consolidación (Edómetro): Se realiza los suelos cohesivos para predecir la magnitud y velocidad de los asentamientos por consolidación. A partir de este se obtienen parámetros fundamentales como el Índice de Compresión ( $C_c$ ), el Índice de Precompresión ( $C_r$ ) y la presión de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ). (Suzuk & Yasuhara, 2004)

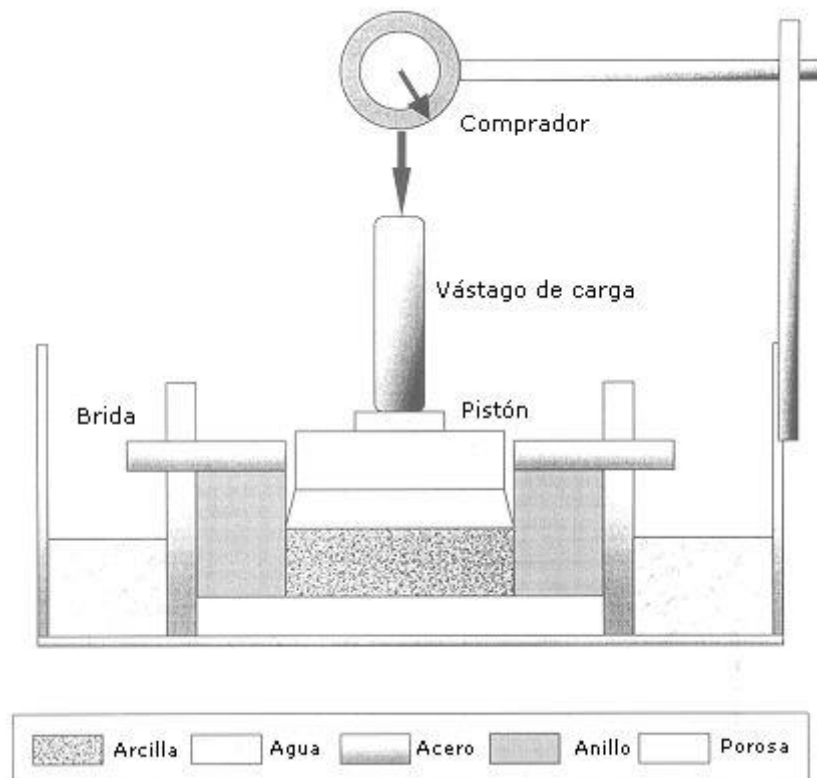


Ilustración 9: Ensayo de Consolidación (Edómetro)

A continuación, la Tabla 5 contrasta los diferentes tipos de Ensayo de Laboratorio:

Tabla 5: Ensayo de Laboratorio

Categoría del Ensayo	Ensayo de Laboratorio (Norma)	Objetivo Principal y Parámetros Obtenidos
<b>Clasificación de Suelos</b>	1.- Granulometría (ASTM D422-66) ----- 2.- Límites de Atterberg (ASTM D4318)	1.- Determinar la distribución de tamaños de partículas (% de grava, arena, limo, arcilla). ----- 2.- Definir los estados de consistencia de suelos finos para su clasificación (SUCS). Se obtienen el Límite Líquido (LL), Límite Plástico (LP) e Índice de Plasticidad (IP).
<b>Propiedades Índice</b>	1.- Contenido de Humedad (ASTM D2216) ----- 2.- Peso Unitario	1.- Cuantificar la masa de agua en una muestra con respecto al peso de sus sólidos secos ----- 2.- Determinar el peso por unidad de volumen del suelo en sus diferentes estados (natural, seco, saturado).
<b>Resistencia al Corte</b>	1.- Ensayo de Corte Directo ----- 2.- Ensayo Triaxial	1.- Medir la resistencia al corte bajo diferentes esfuerzos normales para obtener los parámetros de resistencia: cohesión ( $c$ ) y ángulo de fricción interna ( $\phi$ ). ----- 2.- Caracterizar de forma exhaustiva la resistencia y el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo, simulando diversas condiciones de confinamiento y drenaje.
<b>Compresibilidad</b>	1.- Ensayo de Consolidación (Edómetro)	1.- Predecir la magnitud y velocidad de los asentamientos por consolidación en suelos cohesivos. Se obtienen el Índice de Compresión ( $C_c$ ), el Índice de Precompresión ( $C_r$ ) y la presión de preconsolidación ( $\sigma_p$ ).

Fuente: Propia

## 2.15. Mejoramiento de Suelos

Las condiciones geotécnicas adversas, características de diversas áreas de Guayaquil, exigen con frecuencia la aplicación de técnicas de mejoramiento de suelos como una intervención ingenieril fundamental. Los objetivos de estas técnicas son el incremento de la capacidad portante, la reducción de asentamientos y la mitigación de riesgos como la licuefacción, habilitando para el desarrollo constructivo terrenos que en su estado natural serían inadecuados. (Sánchez-Garrido et al., 2022)

### 2.15.1. Técnicas Comunes de Mejoramiento

- **Compactación:** Consiste en densificar el suelo mediante la aplicación de energía mecánica (rodillos y vibradores), con el fin de reducir su índice de vacíos, incrementar su peso unitario y mejorar su resistencia. Su efectividad se concentra en estratos superficiales. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



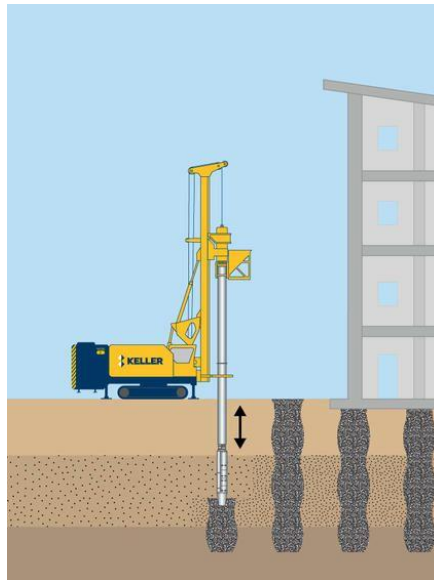
*Ilustración 10: Compactación*

- **Reemplazo de Material:** Implica la excavación y remoción de materiales de propiedades deficientes, como turbas o rellenos no controlados, para su posterior sustitución con materiales granulares de calidad controlada y compactada. Su viabilidad se limita a profundidades someras debido a su costo. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



*Ilustración 11: Reemplazo de Material*

- Columnas de Grava (Vibro-sustitución): Se crean columnas de material granular densificado mediante vibración profunda. Estos elementos actúan como refuerzo, mejorando la capacidad portante y mitigando el potencial de licuefacción en suelos granulares, y como drenes verticales, acelerando la consolidación en suelos finos. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



*Ilustración 12: Columna de Grava (Vibro-sustitución)*

- Drenes Sísmicos (Wick Drains): Son drenes verticales, prefabricados o de arena, en suelos cohesivos saturados. Su función es facilitar la disipación rápida de las presiones de poros inducidas por cargas sísmicas, mitigando la licuefacción y acelerando los procesos de consolidación. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



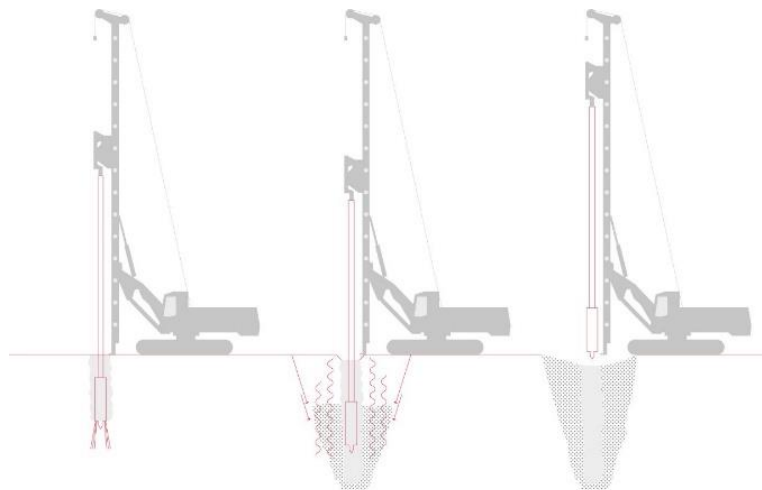
*Ilustración 13: Drenes Sísmicos (Wick Drains)*

- **Compactación Dinámica:** Consiste en dejar caer una gran masa de peso (martillo de percusión). Este método es efectivo para el tratamiento de depósitos de hasta 10 metros de profundidad, aunque su uso es restringido en proximidad a estructuras existentes debido a las vibraciones inducidas. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



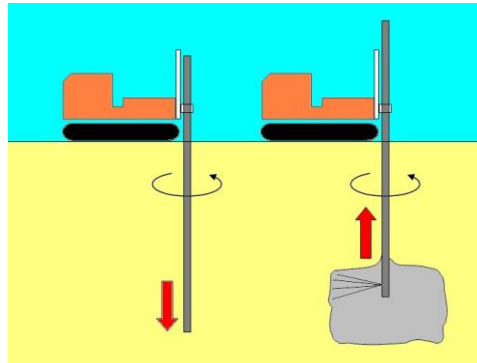
*Ilustración 14: Compactación Dinámica*

- **Vibro-compactación:** Similar a la compactación dinámica, pero utiliza vibradores de alta frecuencia para densificar suelos granulares. Este método de mejoramiento masivo del subsuelo optimiza la capacidad portante y reduce los asentamientos. A diferencia de la compactación dinámica, sus vibraciones controladas permiten su uso en áreas urbanas. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



*Ilustración 15: Vibro-compactación*

- **Inyección de Cemento (Grouting):** Implica la inyección de una lechada de cemento u otros aglomerantes en los poros o fisuras del terreno. Esta técnica tiene como objetivo mejorar las propiedades mecánicas e hidráulicas del medio, aumentando su resistencia e impermeabilidad, resultando efectivo para consolidar suelos granulares sueltos o macizos rocosos fracturados. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



*Ilustración 16: Inyección de Cemento (Grouting)*

- **Cimentaciones Profundas (Pilotes):** En escenarios de muy baja capacidad portante o alto potencial de licuefacción donde las cimentaciones superficiales no son viables, se recurre a sistemas de cimentación profunda. Soluciones como los pilotes transfieren las cargas de la superestructura a través de los estratos incompetentes hasta alcanzar un estrato de apoyo más competente, requiriendo un análisis geotécnico exhaustivo para su correcto dimensionamiento. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



*Ilustración 17: Cimentación Profunda (Pilotes)*

- **Estabilización Química:** Esta técnica implica la adición y mezcla de agentes químicos o cementantes, como cal, cemento o cenizas volantes, para alterar de forma permanente las propiedades del suelo. Las reacciones químicas resultantes incrementan la resistencia al corte y la durabilidad, mientras reducen la plasticidad y la compresibilidad. Su aplicación es particularmente efectiva en la estabilización de suelos cohesivos blandos, expansivos o colapsables, así como en el refuerzo de taludes. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



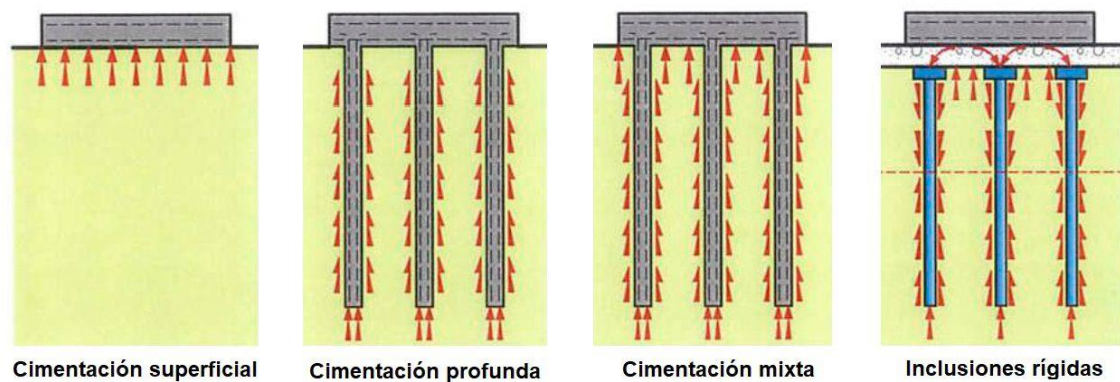
*Ilustración 18: Estabilización Química*

- **Precarga y Consolidación:** Consiste en aplicar una sobrecarga temporal sobre el terreno, previo a la construcción, para inducir la mayor parte de los asentamientos por consolidación primaria en suelos blandos y compresibles. El objetivo es que el asentamiento ocurra antes de la edificación de la estructura definitiva. Esta técnica se combina frecuentemente con drenes verticales (de arena o prefabricados) para acortar las rutas de drenaje, acelerando la disipación de la presión de poros y, consecuentemente, el proceso de consolidación y la ganancia de resistencia del suelo. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



*Ilustración 19: Precarga y Consolidación*

- **Inclusión Rígida (Columnas de Suelo-Cemento):** Esta técnica implica la creación de elementos columnares de alta rigidez dentro de una masa de suelo blando para mejorar su capacidad de carga y controlar los asentamientos. Estos elementos, como las columnas de suelo-cemento, se construyen mezclando el suelo 'in situ' con un aglomerante mediante equipos especializados. Las inclusiones actúan como un sistema compuesto con el suelo circundante, transfiriendo las cargas a estratos más competentes y distribuyendo los esfuerzos de forma más eficiente. Es un método efectivo para suelos cohesivos blandos, que puede reducir también el potencial de licuefacción. (Sánchez-Garrido et al., 2022)



*Ilustración 20: Inclusión Rígida (Columnas de Suelo-Cemento)*

A continuación, la Tabla 6 sobre las técnicas comunes de mejoramiento:

Tabla 6: Técnicas Comunes de Mejoramiento

<b>Técnica</b>	<b>Principio Básico</b>	<b>Suelos / Condiciones Aplicables</b>	<b>Objetivo Principal / Efecto</b>	<b>Limitaciones / Consideraciones</b>
<b>Compactación</b>	Densificación mediante energía mecánica.	Estratos superficiales.	Aumentar peso unitario y resistencia.	Efectividad limitada a poca profundidad.
<b>Reemplazo de Material</b>	Excavación de suelos deficientes y sustitución por material de calidad.	Suelos de mala calidad.	Mejorar el estrato de soporte directo.	Viable para profundidades someras; puede ser costoso
<b>Columnas de Grava</b>	Creación de columnas de grava densa por vibración profunda.	Suelos granulares (refuerzo); suelos finos (drenaje).	Aumentar capacidad portante, acelerar consolidación y mitigar licuefacción.	Requiere equipo especializado (vibro-sustitución)
<b>Drenes Sísmicos</b>	Instalación de drenes verticales para disipar presión de poros.	Suelos cohesivos blandos y saturados.	Mitigar licuefacción y acelerar consolidación.	No aumenta la resistencia intrínseca del suelo.
<b>Compactación Dinámica</b>	Densificación por impacto de la caída de una gran masa.	Tratamiento de depósitos de hasta 10m de profundidad.	Densificación profunda de grandes áreas.	Restringido cerca de estructuras por vibraciones.
<b>Vibro Compactación</b>	Densificación mediante vibradores de alta frecuencia.	Suelos granulares.	Optimizar capacidad portante y reducir asentamientos.	Vibraciones controladas, apto para áreas urbanas.
<b>Inyección (Grouting)</b>	Inyección a presión de lechada de cemento u otros aglomerantes.	Suelos granulares sueltos; roca fracturada.	Aumentar resistencia e impermeabilidad.	Costo y control de la inyección.
<b>Cimentaciones Profundas</b>	Transferencias de cargas a estratos profundos y competentes.	Suelos de muy baja capacidad portante o licuables.	Evitar estratos superficiales problemáticos.	Solución de cimentación, no de mejora del suelo.
<b>Estabilización Química</b>	Adición de agente (cal, cemento) para alterar propiedades del suelo.	Suelos cohesivos blandos, expansivos, colapsables.	Aumentar resistencia, reducir plasticidad y compresibilidad.	Consideraciones ambientales y de costo de aditivos.
<b>Precarga y Consolidación</b>	Aplicación de una sobrecarga temporal para inducir asentamientos.	Suelos blandos y compresibles.	Acelerar consolidación primaria antes de construir.	Requiere tiempo; a menudo se usa con drenes verticales.
<b>Inclusión Rígida</b>	Creación de columnas rígidas (suelo-cemento) 'in situ'	Suelos cohesivos blandos.	Aumentar capacidad de carga, reducir asentamientos, transferir cargas.	Requiere equipo especializado y control de calidad.

Fuente: Propia

## 2.16. Cargas y Combinaciones de Diseño

Un diseño de cimentaciones riguroso no solo depende de la capacidad portante del suelo, sino que debe integrar el análisis de las solicitaciones transmitidas por la superestructura y las combinaciones de carga estipuladas por la normativa vigente. (Lee et al., 2025)

### 2.16.1. Tipos de Cargas

Las cargas que actúan sobre una estructura se clasifican generalmente en:

- Cargas Muertas (D): Son las cargas de naturaleza permanente, correspondientes al peso propio de todos los componentes estructurales y no estructurales de la edificación, incluyendo acabados e instalaciones fija. (Hussain et al., 2024)
- Cargas Vivas (L): Son cargas de carácter variable, producto del uso y ocupación de la edificación, incluyendo el peso de ocupantes, mobiliario y equipos móviles. Sus magnitudes mínimas de diseño se encuentran especificadas en la normativa de construcción vigente. (Hussain et al., 2024)
- Cargas Sísmicas (S o E): Son las fuerzas inerciales, horizontales y verticales, inducidas en la estructura por la acción de un sismo. Su cálculo deriva de la masa de la edificación y la aceleración sísmica del sitio, definida por el espectro de diseño normativo y los factores de reducción correspondientes. El peso sísmico reactivo,  $W$ , se determina usualmente como la carga muerta total,  $D$ , o  $D + 0.25L$  para bodegas. (Hussain et al., 2024)
- Cargas de Viento: Fuerzas inducidas por la acción del viento sobre las superficies expuestas de la edificación. Su cuantificación depende de la velocidad de diseño del viento, la forma y altura de la estructura, y las características topográficas del entorno. (Hussain et al., 2024)

A continuación, la Tabla 7 sobre los Tipos de Carga:

Tabla 7: Tipos de Carga

Tipo de Carga	Naturaleza / Origen	Descripción / Componentes	Parámetros de Cálculo Principales
<b>Carga Muerta</b> ( <i>D</i> )	Permanente, Gravitacional	Peso propio de los componentes permanentes de la edificación.	Geometría de la edificación y densidad de los materiales constructivos.
<b>Carga Viva</b> ( <i>L</i> )	Variable, Transitoria	Cargas variables por el uso y ocupación del edificio.	Uso de la edificación, según lo especificado en la normativa (NEC).
<b>Carga Sísmica</b> ( <i>S o E</i> )	Accidental, Inercia	Fuerzas inerciales (horizontales y verticales) generadas en la estructura por un sismo.	Peso sísmico reactivo ( <i>W</i> ), espectro de diseño, zonificación sísmica, factores de reducción y de importancia (NEC).
<b>Carga de Viento</b>	Ambiental, Dinámica	Presiones y succiones ejercidas por el viento sobre las superficies expuestas de la estructura.	Velocidad de diseño del viento, forma y altura de la edificación, topografía y rugosidad del entorno.

Fuente: Propia

### 2.16.2. Combinaciones de Carga según NEC

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) prescribe las combinaciones de carga reglamentarias para el diseño estructural. El propósito de estas combinaciones es asegurar que tanto la cimentación como la superestructura posean la resistencia necesaria para soportar las solicitaciones más desfavorables que puedan ocurrir durante la vida útil de la edificación. (Villalba et al., 2024)

- **Combinaciones Generales:** La NEC prescribe diversas combinaciones que consideran la acción conjunta de cargas muertas, vivas, sísmicas y de viento. Se aplican factores de mayoración de carga para el diseño en estado límite último y factores de servicio para la verificación de deformaciones. (Villalba et al., 2024)
- **Consideración de Componentes Sísmicas:** Las estructuras deben diseñarse para acciones sísmicas en cualquier dirección horizontal, prescribiendo

la combinación de las componentes ortogonales,  $E_x$  y  $E_y$ . Se exige la inclusión de la componente vertical,  $E_v$ , en casos críticos como voladizos o estructuras esenciales próximas a fallas. Dicha componente vertical puede estimarse como un mínimo de  $\frac{2}{3}$  de la componente horizontal ( $E_v \geq \frac{2}{3} E_h$ ), a menos que un estudio de respuesta de sitio específico justifique un valor diferente. (Villalba et al., 2024)

- Capacidad Portante Sísmica: Para el diseño de cimentaciones bajo cargas sísmicas, la NEC permite un incremento en la capacidad portante admisible para combinaciones que incluyen sismo. Como referencia, normativas regionales como la peruana E.050 (Suelos) autorizan un 20% ( $q_{adm(s)} = 1.2q_{adm(g)}$ ), mientras que la norma E.060 (Concreto) permite hasta un 30%. En la práctica local, es frecuente adoptar un incremento intermedio del 25%. Alternativamente, para verificaciones a nivel de servicio, las fuerzas sísmicas de diseño último pueden ser reducidas por un factor similar (ej.,  $S' = \frac{S}{1.25}$ ) para compararlas con la capacidad admisible estática. (Villalba et al., 2024)

A continuación, la Tabla 8 sobre las Combinaciones de Carga según NEC:

Tabla 8: Combinaciones de Carga según NEC

Aspecto Normativo	Descripción / Requisito Principal	Detalle y Parámetros Claves
<b>Combinaciones Generales</b>	La norma prescribe la acción conjunta de cargas muertas (D), vivas (L), de sismo (S) y de viento para el diseño.	Se aplican factores de mayoración para el diseño en Estado Límite Último y factores de servicio para la verificación de deformaciones.
<b>Componentes Sísmicas</b>	El diseño debe considerar la acción sísmica en cualquier dirección horizontal, combinando sus componentes ortogonales.	Se combinan las componentes $E_x$ y $E_y$ . La componente vertical ( $E_v$ ) se incluye en casos críticos y se puede estimar como $E_v \geq \frac{2}{3}E_h$ .
<b>Capacidad Portante Sísmica</b>	Se permite un incremento de la capacidad portante admisible del suelo ( $q_{adm}$ ) para las combinaciones de carga que incluyen sismo.	La práctica común es un incremento del 25%. Alternativamente, las fuerzas sísmicas de diseño último se pueden reducir ( <i>ej.</i> , $S' = \frac{S}{1.25}$ ) para usarlas con la $q_{adm}$ estática.

Fuente: Propia

## 2.17. Otros Riesgos Geotécnicos Relevantes en Guayaquil

La compleja y diversa configuración geológica de Guayaquil da origen a riesgos geotécnicos adicionales a la baja capacidad portante y la licuefacción, los cuales deben ser rigurosamente considerados en el diseño de cimentaciones para garantizar la seguridad de la estructura. (Preti et al., 2025)

### 2.17.1. Suelos Expansivos y Colapsables

- **Suelos Expansivos:** Son suelos cohesivos, comúnmente con presencia de minerales como la montmorillonita, que sufren cambios volumétricos significativos (hinchamiento y contracción) ante variaciones de humedad. El hinchamiento genera presiones de levantamiento sobre las cimentaciones, mientras que la contracción induce asentamientos diferenciales. La normativa NEC-SE-GC prescribe la obligatoriedad de investigar la presencia de estos suelos. (Shakil et al., 2025)

- Identificación: Su detección se realiza mediante ensayos de laboratorio, incluyendo la determinación de los límites de Atterberg, donde un alto Índice de Plasticidad es indicativo, y pruebas específicas de potencial de hinchamiento. (Shakil et al., 2025)
- Mitigación: Las estrategias de mitigación comprenden el control de la humedad del terreno, el reemplazo del estrato expansivo, su estabilización química o el empleo de cimentaciones profundas que transmitan las cargas por debajo de la capa problemática. (Shakil et al., 2025)
- Suelos Colapsables: Son suelos no saturados, típicamente limos o arenas limosas, con una estructura interna metaestable que sufre una reducción volumétrica súbita (colapso) al humedecerse bajo carga. Este fenómeno puede generar asentamientos repentinos y de gran magnitud. La normativa NEC-SE-GC reconoce y exige la consideración de la presencia de estos suelos. (Shakil et al., 2025)
  - Identificación: La cuantificación de su potencial de colapso se determina mediante la ejecución de ensayos edométricos específicos en laboratorio que miden la deformación al saturarse. (Shakil et al., 2025)
  - Mitigación: Las medidas correctivas incluyen la pre-saturación del terreno para inducir el colapso controlado, la densificación por compactación, la estabilización con agentes químicos o el uso de cimentaciones profundas para evitar el estrato problemático. (Shakil et al., 2025)

La correcta identificación y el manejo ingenieril de estos suelos problemáticos son, por tanto, cruciales para la seguridad y durabilidad de las edificaciones en Guayaquil, complementando los análisis de capacidad portante y potencial de licuefacción. (Shakil et al., 2025)

## 2.18. Modelado Estructural con ETABS

### 2.18.1. Introducción y Rol en la Ingeniería de Cimentaciones

El software ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems), una creación de Computers and Structures, Inc. (CSI), se ha establecido como una herramienta de referencia en la ingeniería estructural gracias a su enfoque especializado en el análisis y diseño de edificios. Aunque su aplicación se centra en la superestructura, su contribución a la ingeniería geotécnica es fundamental. Desempeña el papel crucial de nexo entre la respuesta estructural y el terreno, determinando con alta precisión las solicitaciones (cargas y momentos) que se transfieren a la cimentación. Para los propósitos de este estudio, es precisamente esta capacidad la que lo convierte en una herramienta indispensable, ya que proporciona los datos de entrada esenciales para cualquier análisis geotécnico posterior. (Srivastava et al., 2023)

### 2.18.2. Enfoque del Software y Capacidades Analíticas

La principal fortaleza de ETABS radica en su capacidad para integrar el modelado, el análisis y el diseño estructural en una plataforma unificada. El software permite la construcción de modelos tridimensionales que capturan con precisión la geometría y las propiedades de los materiales de una edificación. Partiendo de este modelo, los ingenieros pueden ejecutar un amplio espectro de análisis que van desde las evaluaciones estáticas tradicionales hasta los estudios dinámicos más complejos, como el análisis modal, la respuesta ante espectros sísmicos de la NEC o simulaciones tiempo-historia. A esta potencia de cálculo se suman sus módulos de diseño, los cuales verifican los elementos de hormigón y acero para asegurar que la estructura sea no solo analíticamente rigurosa, sino también conforme a la normativa vigente. (Abden et al., 2024)

### 2.18.3. Obtención de Solicitaciones para el Diseño Geotécnico

Este punto del proceso representa la interfaz fundamental entre el análisis estructural y la ingeniería geotécnica. Tras modelar la edificación en ETABS y aplicarle las combinaciones de carga estipuladas por la NEC que consideran las acciones muertas, vivas y sísmicas, el análisis estructural proporciona las reacciones en los apoyos. Estas reacciones constituyen, precisamente, las solicitaciones de diseño que el ingeniero geotécnico utilizará como base para el dimensionamiento de la cimentación. (Srivastava et al., 2023)

Específicamente, los datos que se extraen del modelo para cada punto de apoyo serían los siguientes:

- La fuerza axial vertical ( $P$ ).
- Las fuerzas cortantes biaxiales ( $V_x, V_y$ ).
- Los momentos flectores en ambas direcciones ( $M_x, M_y$ ), que determinan la excentricidad de la carga.

Es de suma importancia la rigurosidad en la obtención de estas cargas, pues cualquier imprecisión o simplificación en esta fase repercutiría directamente en la fiabilidad de los posteriores cálculos de capacidad portante, asentamientos y estabilidad general de la cimentación. (Srivastava et al., 2023)

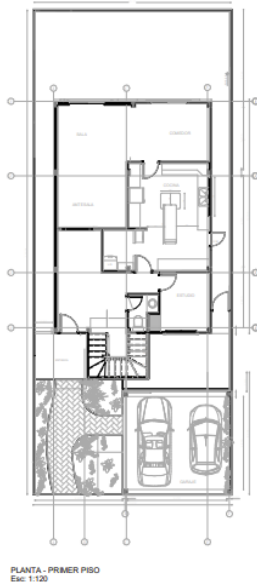
### 2.18.4. Justificación de su Uso en el Presente Estudio

Para asegurar la validez del análisis de zapatas con doble excentricidad, que es el objetivo central de esta tesis, es indispensable partir de un conjunto de cargas y momentos que sean representativos de la realidad y normativamente correctos. La adopción de ETABS como herramienta de modelado estructural responde precisamente a esta necesidad. Al simular la edificación completa, el software permite capturar con fidelidad

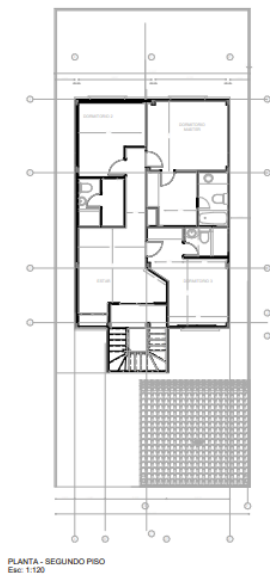
la distribución de solicitaciones hasta el nivel de la cimentación. De esta manera, se obtienen los datos de entrada fundamentales que alimentarán las metodologías de cálculo geotécnico, tanto analíticas como numéricas. (Abden et al., 2024)

## CAPITULO III METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

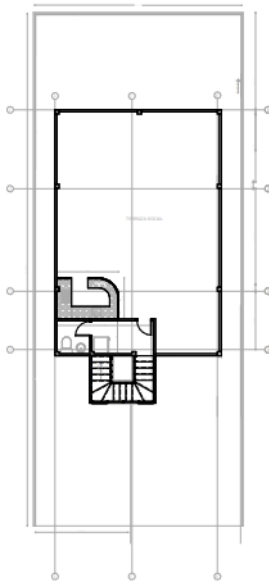
### 3.1. Planos de Estructura de Proyecto



*Ilustración 21: Vista en Planta, Primer Piso*

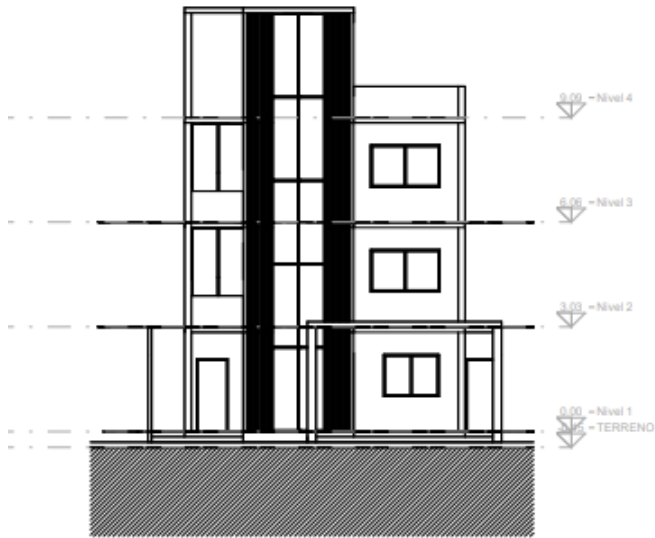


*Ilustración 22: Vista en Planta, Segundo Piso*



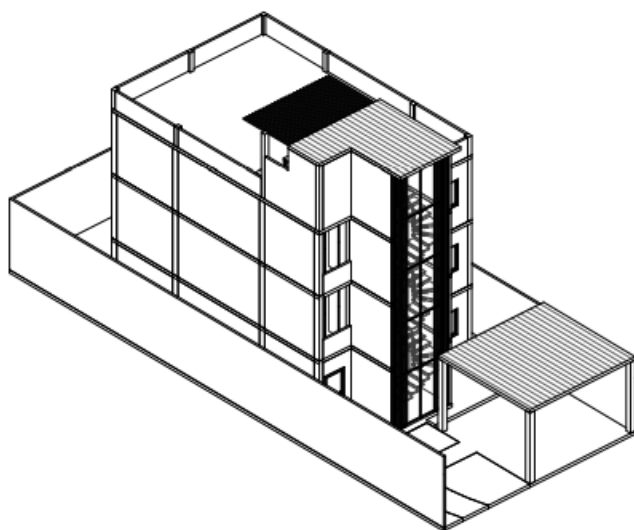
PLANTA - PRIMER PISO  
Esc: 1:120

Ilustración 23: Vista en Planta, Tercer Piso



ALZADO - FACHADA FRONTAL  
Esc: 1:100

Ilustración 24: Alzado, Fachada Frontal



VISTA EN PERSPECTIVA  
Escala: 1:120

Ilustración 25: Vista en Perspectiva

### 3.2. Ensayo de Suelo Numero 1

#### 3.2.1. Ubicación

El área de intervención correspondiente al estudio titulado “Análisis Comparativo de Capacidad Portante para una Estructura en la Ciudad de Guayaquil” se encuentra situada en la comuna Las Delicias, sector Flor de Bastión, dentro de la jurisdicción política del cantón Guayaquil, perteneciente a la provincia del Guayas. Esta zona se localiza en las proximidades de la Urbanización Ecocity.

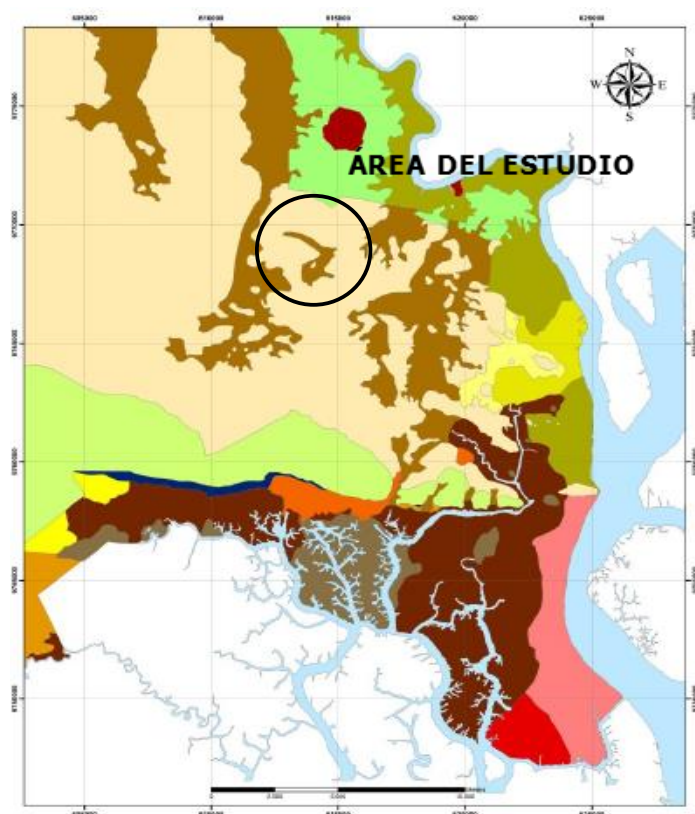


Ilustración 26: Ubicación del Área del Estudio. (Imagen Satelital-GOOGLE EARTH)

La figura presenta la localización de los puntos de perforación realizados en el área de estudio, representada a través de una imagen satelital obtenida mediante la plataforma Google Earth. Esta representación permite visualizar con claridad la distribución espacial de los sondeos geotécnicos dentro del emplazamiento analizado.

### 3.2.2. Geología de la Zona

El área del estudio se ubica en la parte nor-oeste de la ciudad de Guayaquil en la zona conocida como La Ladrillera – Flor de Bastión. En la figura siguiente se muestra el ambiente geológico de la ciudad de Guayaquil donde se observa que el área del estudio se ubica un sector de formación rocosa (zona D7 Formación Cayo) y sector de depósitos aluvio-lacustres (zona D5), Esta información geológica es relevante para el análisis de la capacidad portante del terreno y para la posterior selección de las soluciones de cimentación más adecuadas.



*Ilustración 27: Mapa de Zonificación Geotécnica de Guayaquil*



(también denominadas volcano-clásticas), originadas por la acumulación de materiales piroclásticos mezclados con sedimentos detríticos.

La Formación Cayo se dispone estratigráficamente sobre la Formación Piñón y debajo de la Formación Guayaquil, formando parte del basamento geológico regional. Según estudios estratigráficos previos, esta formación ha sido subdividida en tres miembros con características litológicas diferenciadas, que reflejan distintas fases de actividad volcánica y procesos sedimentarios ocurridos durante su depósito. Esta formación estaba dividida en tres miembros:

- Formación Piñón.
- Formación Cayo SS.
- Formación Guayaquil

El proyecto se ubicará en la Formación Cayo (Periodo Cretácico) compuesta por: Grauvacas, lutitas y mantos basálticos, cercanos a los depósitos aluvio-lacustres.

### 3.2.3. PELIGROSIDAD SÍSMICA

Se considera peligrosidad sísmica de una zona como la descripción de los efectos provocados por terremotos en dicha zona (Urdias y Mézcua 1986; Bertero 1992). Para evaluar la peligrosidad es necesario analizar los fenómenos que ocurren desde la emisión de las ondas sísmicas en el foco hasta que dichas ondas alcanzan la zona del estudio.

Al propagarse las ondas sísmicas llegan en forma de excitación sísmica al basamento rocoso que se encuentra debajo del emplazamiento de la estructura. Las ondas sufren un efecto de filtrado a través de la función de transferencia a las capas de suelo que se encuentra entre el basamento y la superficie del terreno.

Los estudios de peligrosidad sísmica comprenden un estudio a escala regional, conocido como macro zonificación, y los estudios a escala local, o de microzonificación. Los aspectos para considerar en la macro zonificación se refieren a la caracterización de las zonas fuentes y los mecanismos de propagación de la energía sísmica.

En el estado actual de la práctica de la ingeniería sismo-resistente en el Ecuador, los especialistas encargados de los análisis y diseños estructurales utilizan generalmente, las

aceleraciones esperadas en roca de acuerdo con lo publicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

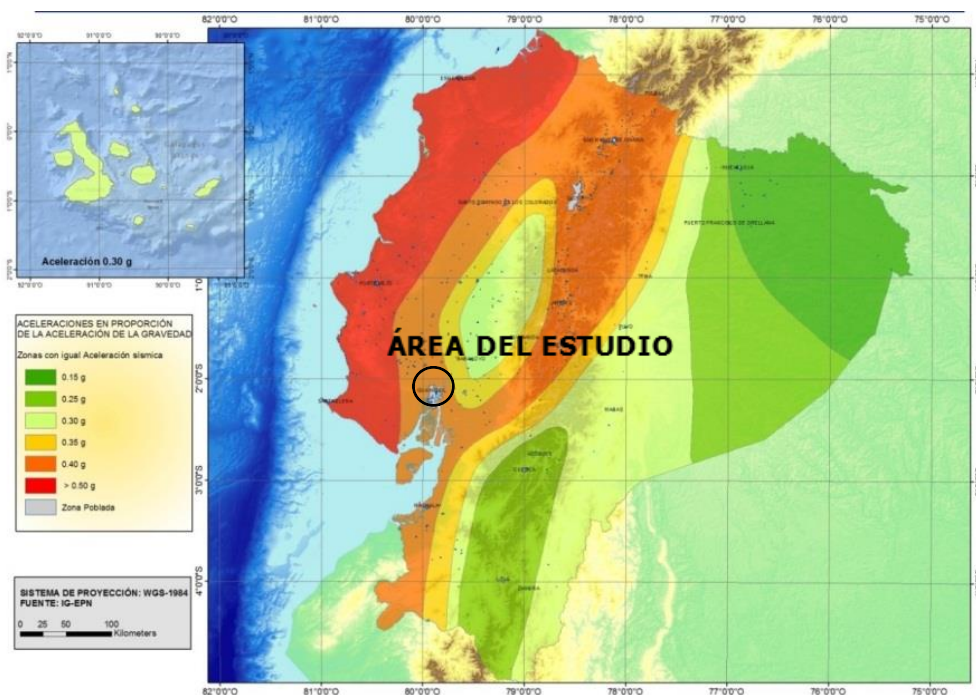


Ilustración 31: Área de Estudio

Tabla 9: Factores Z para Zonas del Mapa de Zonificación sísmica del Ecuador

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Estudio de Suelos

En esta norma se ha evaluado cuantitativamente la sismicidad regional del país en afloramientos rocosos, considerando el potencial sísmico y el evento con probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (periodo de retorno de 475 años), presenta un mapa de iso-aceleraciones para determinar un valor “Z” de cada zona sísmica (área entre isolíneas) que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

Considerando la ubicación geográfica del proyecto y con referencia al mapa de Zonificación Sísmica para Diseño (NEC-2015), el sitio de estudio se encuentra en la Zona Sísmica V, lo cual representa un factor Z de 0.40 g de aceleración máxima esperada en roca.

#### 3.2.4. Tipo de Suelo - Zonificación Sísmica LOCAL

Para la evaluación de los efectos locales de la respuesta sísmica, la NEC-SE-DS define seis tipos de perfil de suelo. Los efectos locales de la respuesta sísmica de las estructuras deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. En la tabla siguiente se indican los criterios de clasificación de los tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico.

Tabla 10: Zonificación Sísmica - Tipo de Suelo

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s > $V_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ Kpa
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$360$ m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ $100$ Kpa > $S_u \geq 50$ Kpa
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s \leq 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor a 3m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40$ % $S_u < 50$ Kpa
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	<b>F1</b> - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispertivos o débilmente cementados, etc.	
	<b>F2</b> - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (h > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	<b>F3</b> - Arcillas de alta plasticidad (H > 7.5m con índice de Plasticidad IP >75).	
	<b>F4</b> - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez medida a blanda (H > 30m).	
	<b>F5</b> - Suelos con contrastes de impedencia ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de onda de corte.	
<b>F6</b> - Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: Estudio de Suelos

Los parámetros utilizados son los correspondientes a los 30 metros superiores del perfil litológico. Para utilizar la Tabla anterior que define el perfil de suelo a escoger para el diseño se deben seguir los siguientes pasos:

- Paso 1: Debe verificarse si el suelo presenta las características descritas para la categoría de perfil de suelo tipo F en cuyo caso debe realizarse un estudio sísmico particular en el sitio.
- Paso 2: Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte menor de 50 KPa (5 T/m<sup>2</sup>), un contenido de humedad  $w > 40\%$  y un índice de plasticidad  $IP > 20\%$ . Si existe un espesor total, H, de 3 metros o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones, el perfil de suelo se clasifica como tipo E.
- Paso 3: El perfil se clasifica según la tabla 4 utilizando los criterios de N<sub>60</sub>, V<sub>s</sub>, o la consideración conjunta de N<sub>ch</sub> y S<sub>u</sub>. En caso de que se tengan V<sub>s</sub>, este criterio prevalecerá en la clasificación, caso contrario se podrá utilizar el criterio basado en N<sub>60</sub>.

Cuando los perfiles de suelo tienen estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice y que va desde 1 en la superficie hasta n en la parte inferior de los 30 metros superiores del perfil. A partir de los resultados de los ensayos SPT realizados en el sitio, se obtuvieron los valores del número de golpes promedio del ensayo de penetración estándar. En el cuadro siguiente se indican los criterios para clasificar los perfiles de suelos tipos C, D, o E.

Tabla 11: Clasificación de Suelos Tipos C, D, E Según NEC-15

TIPO DE PERFIL	V <sub>s</sub>	N o N <sub>ch</sub>	S <sub>u</sub>
C	Entre 360 y 760 m/s	Mayor que 50	Mayor de 100 KPa
D	Entre 180 y 360 m/s	Entre 15 y 50	Entre 100 y 50 KPa
E	Menor de 180 m/s	Menor que 15	Menor que 50 KPa

Fuente: Estudio de Suelos

El número promedio de golpes del ensayo de penetración estándar (N<sub>60</sub>) en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

Dónde:

- $N_i$  = número de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, incluyendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato  $i$ . El valor de  $N_i$  a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder de 100.
- $d_i$  = Espesor del estrato  $i$ , localizado dentro de los 30m superiores del perfil considerando que bajo el nivel que llegaron de los ensayos SPT los N60 son consistentes.

Para obtener del valor de  $N_{60}$  promedio se procedió a calcular los diferentes valores de  $N$  para la perforación 3 y posteriormente se obtuvo el promedio pesado como se muestra en el cuadro siguiente:

Tabla 12: Evaluación de N60

Evaluación de N (Perforaciones)			
Sondeos	$\sum d_i$ (m)	$\sum d_i/N_i$	N 60
Perforación 1	30	0.50	60.24
Perforación 2	30	0.60	49.72
Perforación 3	30	0.58	51.85
Tipo de Suelo	<b>C</b>	Promedio	53.94

Fuente: Estudio de Suelos

De las 3 perforaciones realizadas se escogió la de mayor profundidad para determinar el tipo de suelo, se obtuvo un valor de N60 promedio de 53,94 golpes. Con base en los parámetros obtenidos, de acuerdo a la figura 8 de la NEC-2015 se clasifica el suelo como Tipo C.

### 3.2.4.1. Espectro de Respuesta para Diseño, Según NEC-15

Los requisitos de la NEC-15, que deben cumplir las estructuras expuestas a eventos sísmicos, como es el caso de todo el territorio ecuatoriano, y las metodologías

que deben ser aplicadas al diseño sismo resistente, se basan en la filosofía de preservar la vida humana, a través de impedir el colapso de todo tipo de estructuras.

Para el caso de estructuras de ocupación especial y esencial se debe garantizar su funcionalidad luego de un evento sísmico extremo.

Considerando la ubicación geográfica del proyecto y con referencia al mapa de Zonificación Sísmica para Diseño, el área de implantación del ANÁLISIS COMPARATIVO DE CAPACIDAD PORTANTE PARA UNA ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE GUAYAQUIL se encuentra en la Zona Sísmica V, lo cual representa un factor Z de 0.40 g de aceleración máxima esperada en roca.

Así mismo, las condiciones locales del terreno determinan un perfil de suelo tipo C, basado en parámetros geotécnicos medidos en el sitio del emplazamiento.

La Norma ecuatoriana recomienda los coeficientes de perfil de suelo, de tres tipos:

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó.

En la tabla siguiente se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 13: Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fa, Según NEC-15

Tipo de perfil del subsuelo	Zonas sísmicas y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Para los suelos tipo F no se proporcionan valores debido a que se requiere un estudio especial, según NEC-15					

Fuente: Estudio de Suelos

Fd: Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos, para diseño, en roca.

En la tabla siguiente se presentan los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos, en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 14: Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fd, Según NEC-15

Tipo de perfil del subsuelo	Zonas sísmicas y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Para los suelos tipo F no se proporcionan valores debido a que se requiere un estudio especial, según NEC-15					

Fuente: Estudio de Suelos

Fs: Coeficiente por comportamiento no lineal de los suelos.

En la tabla siguiente se presentan los valores del coeficiente Fs que considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 15: Tipo de Suelo y Factores del Comportamiento Inelástico del Subsuelo,  $F_s$ , Según NEC-15.

Tipo de perfil del subsuelo	Zonas sísmicas y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Para los suelos tipo F no se proporcionan valores debido a que se requiere un estudio especial, según NEC-15					

Fuente: Estudio de Suelos

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño se determina a partir de las siguientes consideraciones:

Factor de zona sísmica, para el presente caso  $Z=0.4$

Tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, Suelo Tipo C.

Valores de los coeficientes de amplificación de suelo:

- $F_a=1.20$
- $F_d=1.11$
- $F_s=1.11$

El modelo matemático de este espectro se muestra en la figura siguiente:

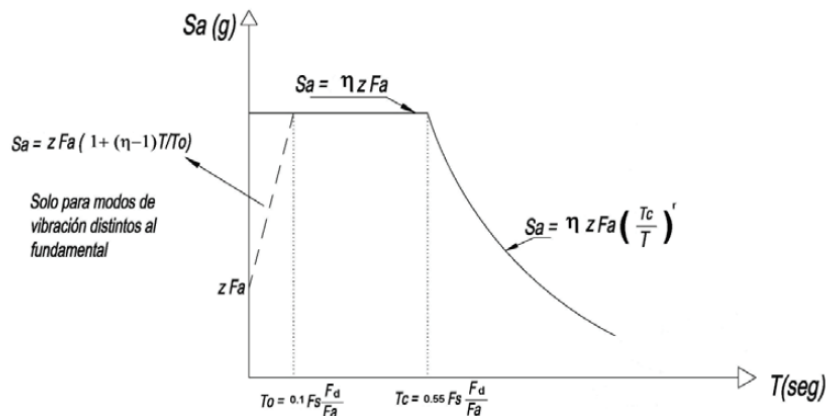


Ilustración 32: Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones que Representa el Sismo de Diseño

Dónde:

- $\eta$  = Relación entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1s$ ) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado, que varía dependiendo de la región donde se ubica el proyecto:
- $\eta=1.80$  para Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta=2.48$  para Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta= 2.60$  para Provincias del Oriente
- $F_a$  = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- $F_d$  = Coeficiente de amplificación de suelo, amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- $F_s$  = Coeficiente de amplificación de suelo, considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y

contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

- $S_a$ = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones, depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
- $T$ = Periodo fundamental de vibración de la estructura
- $T_0$ =Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- $T_c$ = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- $Z$ = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad,  $g$ .

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_a = nZF_a ; \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = nZF_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r ; \text{ para } T > T_c$$

Dónde:

- $r$  = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyo valor depende de la ubicación geográfica del proyecto:  $r=1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E; y  $r=1.5$  para suelo tipo E.
- $T$  = Periodo fundamental de vibración de la estructura
- $T_c$ = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Otras expresiones relacionadas son:

$$T_L = 2.40F_d$$

$$T_0 = 0.10F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Dónde:

- TL= Es el periodo límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos. Para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de TL se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

### 3.2.5. Programa de Investigación Geotécnica

Como parte del presente estudio se han realizado tres perforaciones mecánicas, denominadas P-1, P-2, P-3 que alcanzaron 15,00 metros de profundidad (P-1 y P-2) y 13,50 metros de profundidad (P-3), para la toma de muestras alteradas que fueron ensayadas en el laboratorio de suelos

#### 3.2.5.1. Sondeos Mecánicos

Los trabajos de perforación se llevaron a cabo los días 12, 13 y 14 de marzo del año 2025. Durante estas jornadas no se evidenció la presencia de nivel freático en los puntos investigados. La metodología empleada para la ejecución de los sondeos fue mediante rotoperusión con sistema de lavado, técnica que permitió una adecuada penetración en los diferentes estratos del subsuelo.

A lo largo del proceso, se llevaron a cabo ensayos in situ de resistencia a la penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés), lo que permitió obtener valores representativos del comportamiento mecánico de los materiales. Paralelamente, se recolectaron muestras del subsuelo utilizando herramientas como cuchara partida y barril doble, con el fin de preservar la estructura de los materiales para su posterior análisis en laboratorio.

Las muestras extraídas fueron remitidas al laboratorio de mecánica de suelos, donde se realizaron diversos ensayos para su clasificación y caracterización. Entre las pruebas ejecutadas destacan la clasificación bajo el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), la determinación del RQD (Rock Quality Designation), ensayos de compresión simple, y la evaluación del porcentaje de recuperación de núcleos en formaciones rocosas.

En el cuadro siguiente se resumen las características técnicas de cada una de las perforaciones ejecutadas en el marco del presente estudio geotécnico.

Tabla 16: Sondeos Mecánicos

Sondeo	Profundidad (m)	Coordenada		Profundidad de perforación (m)
		Norte	Este	
P-1	15.00	9769132	614286	15.00
P-2	13.50	9769138	614279	13.50
P-3	15.00	9769142	614282	15.00

Fuente: Estudio de Suelos

#### 3.2.5.1.1. Ensayos de Laboratorio

Además de los ensayos y la descripción visual realizada en campo, para realizar la clasificación de los suelos de acuerdo con el sistema unificado de clasificación de suelo (SUSC), según las normas ASTM D-2487, se realizaron ensayos de laboratorio con muestras a estratos rocosos obtenidos mediante el muestreador (doble barril).

#### 3.2.6. Caracterización de materiales

##### 3.2.6.1. Estratigrafía

La secuencia estratigráfica del subsuelo se determina a partir de los sondeos mecánicos realizados en el sitio del proyecto los cuales nos permitirán elaborar un perfil longitudinal de los diferentes estratos encontrados el sitio donde se implantará el proyecto.

##### 3.2.6.2. Perfil Longitudinal

Los resultados de los estudios de suelo realizados en el área de implantación del proyecto permiten elaborar los perfiles estratigráficos que se muestran a continuación:

## PERFIL LONGITUDINAL SONDEO 1 - 2 - 3

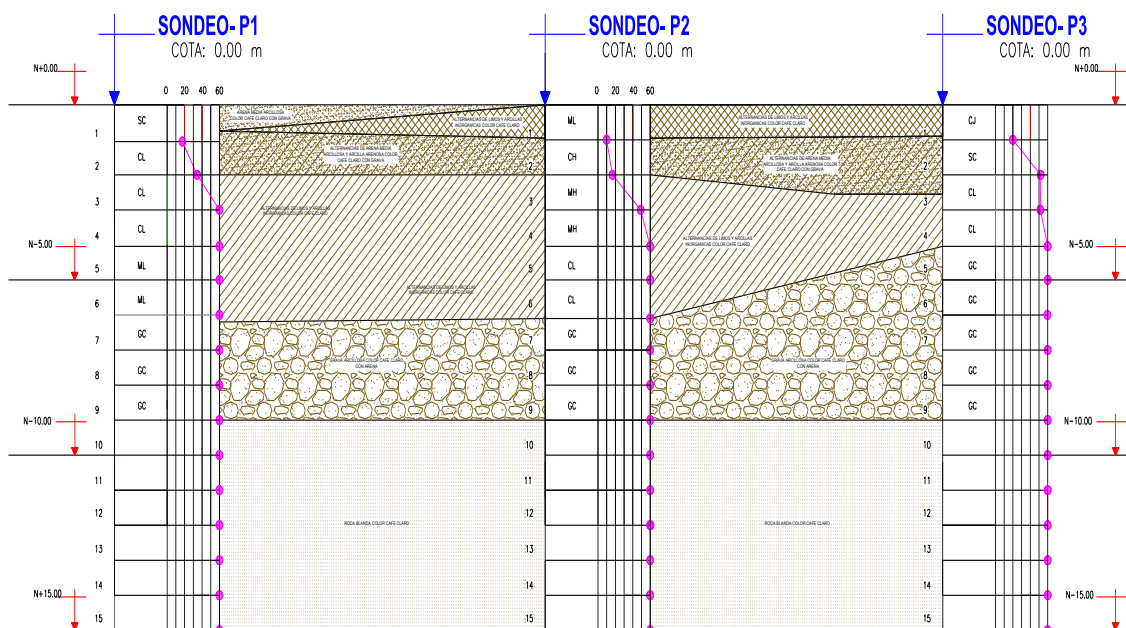


Ilustración 33: Perfil Estratigráfico del Subsuelo donde se Implantará el Proyecto de Titulación

En la figura # 24 se observa una capa superficial de arcillas y limos aproximadamente 0,90 metros de espesor, seguido de una alternancia de arcillas arenosas y limos arenosos de consistencia muy dura con valores de SPT desde los 17 hasta los 126 golpes, sigue con la secuencia estratigráfica una capa de grava arcillosa color café claro de condición muy densa la cual corresponde a la formación cayo, luego del material granular se encuentra una capa de roca blanda color café claro que va desde los 9,0 metros de profundidad hasta el final de las perforaciones

### 3.2.6.3. Modelo Geotécnico

El modelo geotécnico del sitio en estudio ha sido elaborado a partir de la interpretación integrada de los resultados obtenidos tanto en los ensayos de campo como en los ensayos de laboratorio, así como de los perfiles estratigráficos desarrollados en el marco del presente informe. Esta información se ha representado gráficamente mediante perfiles geotécnicos, en los cuales se correlacionan los distintos estratos del subsuelo con

el fin de identificar y delimitar las variaciones espaciales de los materiales geológicos presentes en el área.

Como parte del planteamiento del modelo geotécnico propuesto, se contempla la remoción de los primeros 1.50 metros del terreno natural, compuestos por suelos de tipo arcilloso y limoso, y su posterior reemplazo por un material de mejoramiento que cumpla con las especificaciones técnicas establecidas en la norma MOP-001-F-2002. Esta medida tiene como objetivo mejorar las condiciones de capacidad portante y comportamiento mecánico del terreno.

A continuación, se presenta una tabla con los parámetros geo mecánicos adoptados para el análisis de resistencia al corte de los materiales considerados en este modelo.

Tabla 17: Parámetros de Resistencia al Corte de los Materiales

<b>DISEÑO DEFINITIVO DE LA ESTRUCTURA DEL CASO I SUELOS</b>				
<b>Capa de Suelo No.</b>	<b>Descripción</b>	<b>Peso Unitario (T/m3)</b>	<b>Cohesión (T/m2)</b>	<b>Fricción (°)</b>
1 (0,0 a 1,50)	Mejoramiento CBR >20%	1,85	0,00	35°
2 (1,50 a 5,50)	Aluviales arcillosos Muy duro	1,78	23,56	0°
3 (5,50 a 9,00)	Grava arcillosa Muy densa	1,87	0,00	40,5°
4 (9,00 a 15,00)	Roca blanda	2,4	0,00	45°

Fuente: NORMA MOP-001-F-2002

Para determinar los parámetros de diseño de cada uno de los estratos se realizaron las siguientes correlaciones en función del SPT:

Para determinar la cohesión de suelos arcillosos se utilizó la siguiente formulación planteada por Stroud en (1974)

**Stroud (1974)  $C_u = 4.4 N_{60}$  (Kpa)**

$N_{60}$  = número de golpes campo en la prueba del SPT (corregido)

Capa de suelo #2 = SPT promedio 70

$$N_{60} = 0,75 * 70 = 52,5$$

$$C_u = 4.4 * 52,5 = 231 \text{ Kpa} = 23,56 \text{ tn/m}^2$$

Para determinar el Angulo de fricción interna se plantean las dos correlaciones planteadas por Peck (1974) y por Japan Road Bureau (1986), obteniendo un promedio de las dos ecuaciones utilizadas.

**Angulo de fricción PECK (1974)**

$$\phi = 27,1 + 0,30 N_{60} - 0.00054 * N_{60}^2$$

$N$  = número de golpes campo en la prueba del SPT

**Angulo de fricción JRB Japan Road Bureau (1986)**

$$\phi = \sqrt{12 * N_{60} + 22,80}$$

$N$  = número de golpes campo en la prueba del SPT

Según Peck (1974)

Capa de suelo #3 = SPT promedio 112

$$N_{60} = 0,75 * 112 = 84$$

$$\phi = 27,1 + 0,30 * 84 - 0.00054 * 84^2$$

$$\phi = 48,49$$

Según JRB Japan Road Bureau (1986)

Capa de suelo #3 = SPT promedio 112

$$N_{60} = 0,75 * 112 = 84$$

$$\phi = \sqrt{12 * N_{60} + 22,80}$$

$$\phi = 32,11$$

Para la caracterización de la roca se utilizó la tabla del libro (Gonzalez De Vallejo Cap. 3 Mecánica de Rocas) la cual se muestra a continuación:

Tabla 18: Mecánica de Rocas

Resistencia a la compresión Simple	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Caracterización
< 1	Suelos			
1 – 5	Muy Blanda	Blanda > 1.25	Muy Baja	Sal, Lutita, Limolita, Carbón
5 - 12.5	Blanda	Moderadamente Blanda		
12.5 - 2.5	Moderadamente Dura	Moderadamente Dura	Baja	
25 - 50		Dura	Media	Esquisto, Pizarra
50 - 100	Dura	Dura	Media	Rocas Metamórfica Esquistosas, Mármol, Granito, Gneiss, Arenisca, Caliza Porosa
100 - 200	Muy Dura	Muy Dura	Alta	Rocas Ígneas y Metamórficas Duras, Areniscas muy Cementada, Caliza, Dolima
> 200		Extremadamente Dura	Extremadamente Dura	Muy Alta
> 250	Cuarcita, Garbo, Basalto			

Fuente: Cap. #3 Mecánica de Rocas, Gonzales de Vallejo

De acuerdo con la resistencia a la compresión simple (ensayo adjunto) 75,33 Mpa, tenemos como resultado una roca con las siguientes características:

- Composición dura
- Roca Metamórfica (areniscas conglomeradas)

Tabla 19: Valores típicos de  $C$  y  $\phi$ 

Roca	Cohesión (C)	Angulo de Fricción ( $\phi$ )
Andesita	80 - 350	45
Arenisca	80 - 350	30 - 50
Basalto	200 - 600	48 - 55
Caliza Margosa	50 - 400	35 - 50
Caliza Margosa	10 - 600	40
Cuarcita	250 - 700	40 - 55
Diabasa	900 - 1200	40 - 50
Diorita	150	50 - 55
Dolomía	220 - 600	25 - 35
Esquisto	250	35 - 30
Gabro	300	35
Gneiss	150 - 400	30 - 40
Granito	150 - 500	45 - 58
Grauvaca	60 - 100	45 - 50
Mármol	150 - 350	35 - 45
Lutita	30 - 350	40 - 60
Pizarra	100 - 500	40 - 50

Fuente: Cap. #3 Mecánica de Rocas, Gonzales de Vallejo

Según la clasificación de Gonzalez De Vallejo obtenemos una Roca Metamórfica (areniscas conglomeradas) con un Angulo de Fricción que oscila entre 30 – 50.

Se adoptó un Angulo de fricción para el modelo geotécnico de  $\phi = 45^\circ$

Para determinar los parámetros de deformación (modulo elástico) que se requiere para las estimaciones de asentamientos elásticos de los materiales arenosos y gravosos se plantea utilizar las correlaciones que se basan en la prueba de campo SPT como se muestran en el cuadro siguiente:

Tabla 20: Correlaciones para Determinar el Módulo Elástico de Suelos

Soil Type	$E_s$ (ksi)
Silts, Sandy Silts, Slightly Cohesive Mixtures	$0.056 N_{160}$
Clean Fine to Medium Sand and Slightly Silty Sands	$0.097 N_{160}$
Coarse Sands and Sands with Little Gravel	$0.139 N_{160}$
Sandy Gravel and Gravels	$0.167 N_{160}$

Fuente: Estudio de Suelo

### 3.2.7. Recomendaciones de Cimentación

A partir del modelo geotécnico de los materiales presentes en el subsuelo y la sustitución de 1,50 metros por material de mejoramiento, mediante el cual se obtienen los parámetros geo mecánicos y sus características de resistencia y deformabilidad, se procede a analizar los estados límites de falla y de servicio de las cimentaciones.

El análisis del estado límite de falla corresponde a determinar los esfuerzos de descarga de la estructura que no superen la resistencia admisible del terreno de soporte, para el efecto se determina la capacidad de carga última que corresponde al límite de resistencia al corte del estado de falla incipiente en el modelo de falla Mohr-Coulomb para suelos, y se aplica un factor de seguridad, según la NEC-15 se tiene la siguiente tabla:

Tabla 21: Factores de Seguridad y Análisis del Estado Limite de Falla, NEC-15

Condición	F.S.I.M. Admisible
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Pseudo Estático	1.5

Fuente: NEC-15

El análisis del estado límite de servicio corresponde a determinar los esfuerzos de descarga de la estructura que no superen los asentamientos máximos tolerables por la estructura, en el presente caso corresponde analizar los asentamientos elásticos de los materiales gruesos y asentamientos por consolidación para los suelos finos saturados.

#### 3.2.7.1. Modelos Constructivos de Cimentación para Estructura Ubicado en el Sector Las Delicias – Flor de Bastión

Las condiciones de carga consideradas para el presente estudio han sido definidas en función de los requerimientos estructurales finales del proyecto. En lo que respecta al sistema de cimentación propuesto para el proyecto “Análisis Comparativo de Capacidad Portante para una Estructura en la Ciudad de Guayaquil”, ubicado en el sector Las Delicias, se ha estimado una carga transmitida al terreno de aproximadamente 4,0

toneladas por metro cuadrado (T/m<sup>2</sup>). Este valor incluye el peso propio de la estructura, así como el de los elementos complementarios y accesorios asociados.

En cuanto a la edificación correspondiente al edificio de bombas, también parte del mencionado proyecto se establece que el nivel de contrapiso alcanzará una cota de +23,20 metros sobre el nivel del mar (msnm), mientras que el nivel del terreno natural en el área se encuentra en la cota +22,80 msnm, lo que permite definir las condiciones geométricas para el análisis de cimentación y excavación.

### 3.2.7.2. Análisis del Estado Limite de Resistencia

El terreno natural se ubica en aproximadamente la cota + 22,80 msnm (boca de perforación), el nivel de desplante de la estructura se ubicara en la cota 22,30 msnm (0,50 metros por debajo del terreno natural) para una zapata corrida en un sentido de 0,70 metros de ancho, en la capa de suelos arcillosos duros. Con estas consideraciones se analiza una cimentación sobre suelo granular, según la teoría de Terzaghi, mediante la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = CNc + \gamma DNq + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma$$

Tabla 22: Datos para el cálculo de  $q_{admisible}$

$\phi$	35
$C$	0.0
$Nc$	57.75
$\gamma$	1.85
$D$	0.5
$Nq$	41.44
$B$	0.7
$N_y$	45.41
$FS$	3

Fuente: Estudio de Suelos

En estas condiciones, la capacidad de carga última resulta de 67,73 T/m<sup>2</sup>, para un factor de seguridad FS=3 se tiene una capacidad de carga admisible de 22,58 T/m<sup>2</sup> que resulta ser mayor al esfuerzo máximo producido por el peso de la estructura; por lo tanto, está garantizado el estado límite de resistencia.

### 3.3. Ensayo de Suelo Numero 2

#### 3.3.1. Localización

El área de localización de los canales en estudio se ubica el sector centro occidental de la Ciudad de Guayaquil, sector con coordenadas geográficas Latitud  $2^{\circ}11'20.25''$  Sur y longitud  $79^{\circ}56'18.55''$  Oeste, como se muestra en la **Error! Reference source not found.**

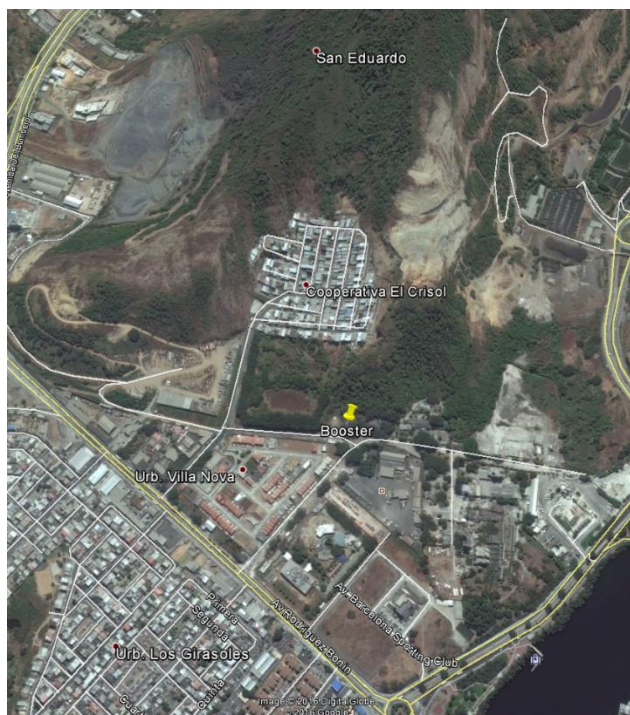


Ilustración 34: Localización área

### 3.3.2. Objetivo del estudio

El estudio tiene como objetivo el dimensionar y diseñar la cimentación para Análisis Comparativo de Capacidad Portante para una Estructura en la Ciudad de Guayaquil, a partir de la caracterización y sectorización geotécnica de los materiales que conforman la columna estratigráfica del sitio.

A partir del procesamiento de la anterior información, evaluar y seleccionar los parámetros geo mecánicos que gobiernan el comportamiento esfuerzo – deformación, para dar las recomendaciones necesarias para la cimentación de las diferentes estructuras componentes del Análisis Comparativo de Capacidad Portante para una Estructura en la Ciudad de Guayaquil, la estabilidad de las excavaciones requeridas y las recomendaciones de construcción y especificaciones particulares en caso de requerirse.

#### 3.3.2.1. Metodología

Para el cumplimiento de estos objetivos se desarrolló la siguiente metodología a partir del estudio previo de la información precedente y del reconocimiento directo de los corredores:

##### 1. Trabajo de campo

Consistió en la realización de las siguientes actividades:

- Descripción geológica de la zona a partir de información secundaria.
- Ejecución de sondeos por los métodos de percusión y rotación con extracción continua de muestras en el caso de encontrar roca.
- Realización de ensayos de SPT con muestreo cada metro para el caso de suelos.
- Testificación geotécnica que incluye la siguiente información.

##### 2. Trabajos de laboratorio

Con los trabajos de laboratorio se buscó identificar y cuantificar propiedades índice y geomecánicas del suelo. Como alcance se realizaron los siguientes ensayos a muestras representativas de cada material:

- Granulometría.
- Límites de Atterberg.
- Humedad.
- Peso unitario.
- Compresión simple.
- Clasificación de los suelos según el grado de dificultad de excavación según el criterio recogido en INTERAGUA (2014).

### 3. Diseño de la Cimentación

A partir de las metodologías y propuestas de análisis de común uso en el medio, se establecieron los criterios y parámetros geotécnicos de los materiales involucrados, para identificar y plantear alternativas de cimentación, que permitan dentro del requerimiento de carga y operación, garantizar la estabilidad de la estructura minimizando las posibles deformaciones, todo dentro del marco racional de seguridad, establecido en la norma NEC-11. TRABAJOS DE CAMPO.

#### 3.3.2.2. *Exploración geotécnica*

##### 3.3.2.2.1. Criterios de separación, localización de los elementos de exploración geotécnica

Teniendo en cuenta las recomendaciones del estudio de Sectorización geotécnica de Guayaquil y la norma NTD-IA-003 capítulo 5 (numeral 5.3 y siguientes), el área en estudio se caracteriza por estar conformada por Suelos tipo 6, suelos granulares arena y/o grava sin presencia del nivel freático y baja variabilidad, las excavaciones a construir para las cimentaciones son menores a 2.50 m lo cual las lleva a calificar como de Grado de dificultad medio; estas características según lo especificado (Tabla No. 3 de la norma) para la cantidad mínima de sondeos para estaciones de bombeo y edificaciones de menor envergadura.

Tabla 23: Cantidad Mínima de Sondeos para Estaciones de Bombeo

Área de construcción (m <sup>2</sup> )	Cantidad mínima
<100	1
100-200	2
>200	3

Fuente: NORMA NTD-IA-003

Teniendo en cuenta que la estructura a construir se puede asimilar a una estación de bombeo y edificación de menor envergadura, con un área menor a 200 m<sup>2</sup>, se requeriría de dos sondeos; sin embargo geomorfológicamente el lote se localiza en la parte baja de la ladera, contacto con los depósitos deltaicos del río Guayas y esta además influenciado por la presencia un cauce natural no permanente, condiciones geomorfológicas que pueden generar variación en los materiales por efecto de la dinámica propia de sedimentación y agradación del tipo de depósitos, se definió entonces la ejecución de tres sondeos y tres calicatas para determinar las características de cimentación del cerramiento y de esta forma tener un cubrimiento total de área. En la **Error! Reference source not found.** se presentan las características de la exploración realizada y en la Ilustración 29 la localización dentro del lote.

Tabla 24: Características de los Sondeos Realizados

Sondeo	Coordenadas		Profundidad (m)	Nivel freático (m)	Calicata	Coordenadas		Profundidad (m)	Nivel freático (m)
	N	E				N	E		
1	9758020	618056	10.00	ND	1	958040	618055	2	NA
2	9757998	618050	7.00	ND	2	9758016	618063	2	NA
3	9758028	618020	10.00	ND	3	9758022	618001	2	NA

Fuente: Estudio de Suelo.



Ilustración 35: Localización Sondeos y Calicatas

### 3.3.2.3. Metodología del trabajo de Exploración

Los sondeos de acuerdo con la norma y con la metodología estandarizada, se realizará avanzando de manera continua con el muestreador de cuchara partida del SPT. El avance es de 0.45 m por ensayo, midiendo los golpes requeridos para hincar el muestreador cada intervalo de 15.0 cm, mediante la caída (76 cm) del martillo de 63.5 kg de peso ; se reporta el número N de golpes requerido para hincar los últimos dos intervalos (30 cm), suspendiéndose en caso de que se requieran más de 50 golpes para lograr el avance de un intervalo, en cuyo caso se establece que hay rechazo, el ensayo se suspende y se continua por el método de percusión hasta lograr la profundidad establecida para el sondeo o los criterios de profundidades mínimas establecido por la Norma de INTERAGUA 2014.

Durante la ejecución del SPT, se hará un muestreo cada metro consignando en el registro la siguiente información mínima:

- Descripción del material

- Profundidad del muestreo
- Identificación del tipo de muestra y % de recobro.
- Resistencia a la Penetración Estándar referida al N.
- Resistencia al penetrómetro de Bolsillo (si se requiere)
- Profundidad del nivel freático al inicio y fin de la jornada de trabajo.

A las muestras extraídas y luego de un minucioso proceso de selección que incluye la sectorización geotécnica preliminar, para optimizar el número de pruebas, se les realizarán ensayos de clasificación y a las muestras inalteradas también seleccionando las más representativas, ensayos para establecer el comportamiento esfuerzo deformación:

- Límites de Atterberg (ASTM D4318-05).
- Humedad Natural (ASTM D2216)
- Granulometría. (ASTM D422-66)
- Lavado sobre Tamiz No. 200. (ASTM D422-66)
- Peso Unitario. (ASTM D138)
- Compresión inconfiada. (ASTM D2113)

Con la información obtenida se diligencia el formulario o registro de campo respectivo, indicando cota y coordenada e información de cada uno de los materiales identificados, su espesor, describiendo el tipo de material, (arcilla, limo, arena o sus combinaciones); color, consistencia (arcillas y limos), compacidad (suelos granulares), plasticidad humedad natural, calificándolos de manera cualitativa como alta, media o baja; se indica la profundidad efectiva de la toma de muestra, su tipo si es alterada (SPT) o inalterada (Shelby), porcentaje de recobro, valores del número de golpes y profundidad de los ensayos realizados In Situ (SPT). Cuando el suelo está compuesto por gravas se describe su origen si son aluviales, si son producto de la fracturación natural y/o descomposición de la roca madre; o por el contrario son producto de la fractura mecánica inducida o generada por el proceso de perforación. La descripción detallada y ajustada irá en el registro final del perfil, de acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio.

### 3.3.3. Geología

Con el objetivo de dar un marco de referencia básico y a partir de la recopilación de información secundaria de INIGEMM del Ecuador a escala 1:250.000 y el informe de Microzonificación Geotécnica de Guayaquil se identificaron las diferentes litologías presentes, se realizó la caracterización geológica a nivel regional y local respecto al área de intervención del proyecto.

La zona de estudio se encuentra ligeramente al occidente en la zona de la falla transformacional de Guayaquil – Babahoyo, tectónicamente en el Bloque Costero Ecuatoriano. En la costa ecuatoriana se han depositado materiales detríticos, que constituyen las formaciones geológicas de origen marino del litoral y posteriormente formaciones sub-litorales – continentales de la cuenca del Río Guayas. En el área de interés se encuentran rocas mesozoicas, cenozoicas y depósitos sedimentarios cuaternarios, emplazamientos volcánicos y plutónicos que conforman el marco geológico regional.

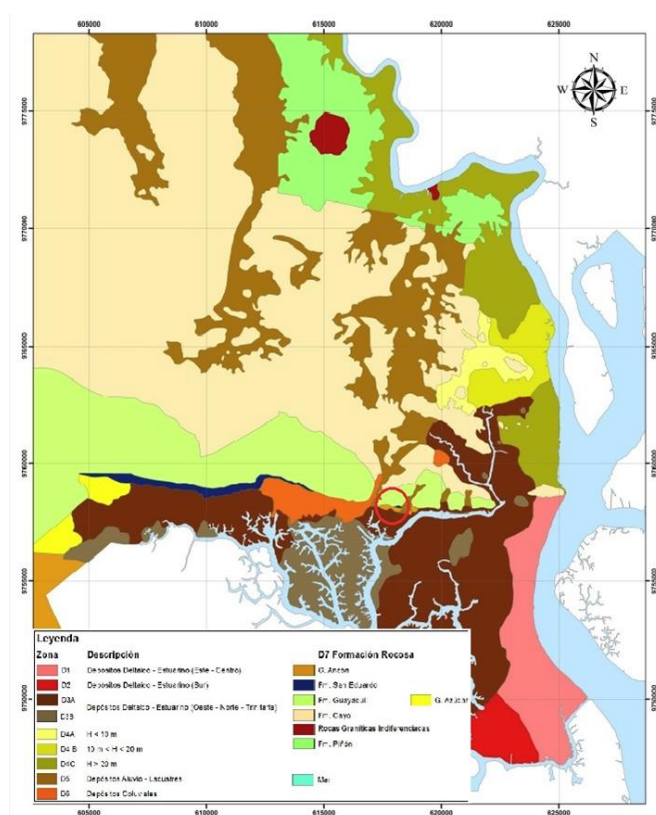


Ilustración 36: Localización Área de Estudio en Mapa geológico de Guayaquil. Tomado de Informe de Microzonificación de la Secretaría de Gestión de Riesgos GYE

Sedimentológicamente corresponde a depósitos de un rango de edades Cretácicas a Cuaternaria de la Cuenca del Guayas.

De acuerdo con el estudio de Microzonificación Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil, la zona en estudio corresponde a Depósitos Estuarinos lo cuales sobreyacen sobre la Formación Guayaquil, conforma un gran paquete de Lutitas silíceas, calcáreas y areniscas tobáceas y arcillolitas (Cretácico superior).

La **Error! Reference source not found.** muestra el Mapa de Zonificación en donde se aprecia que el sector en estudio se encuentra prácticamente en el contacto entre la Formación Guayaquil y Zona Geotécnica D3A, Depósitos Deltaicos – Estuarinos.

#### 3.3.3.1. *Análisis tectónico de la ciudad de Guayaquil (Informe de Microzonificación)*

El Informe de microzonificación geotécnica ilustra que todas las estructuras tectónicas allí analizadas se encuentran genéticamente relacionadas con el campo de esfuerzos que generó las estructuras mayores, como son las fallas NE- SO de rumbo siniéstrales. Los pliegues cuyos ejes presentan dirección promedio N60°, se explican por la acción de las fallas NE-SO que rompen el basamento (formación Piñón) o las rocas más plásticas de la formación Guayaquil suprayacente, se pliegan de manera formando pliegues aproximadamente N60° forman un ángulo de 20° a 30° con la dirección de las fallas de rumbo.

En relación con el campo de esfuerzos no se ha podido dar una respuesta satisfactoria. Las fallas de rumbo siniéstrales serían la consecuencia de una compresión de dirección N-S, en contraste con los esfuerzos de compresión predominantes en la actualidad, que son de dirección E-O (considerando la dirección N-S del sistema de subducción ecuatoriano), produciendo lentos

desplazamientos dextrales a lo largo de la falla Guayaquil con rumbo también NE-SO.

### 3.3.3.2. *Condición Estructural*

El informe de Microzonificación indica que el estudio realizado por (Benítez, 2005) identifican dos direcciones de alineamientos: NE-SO y NO-SE usando imágenes radar. El grupo principal de estos lineamientos coincide con una familia de fallas de rumbo NE-SO que han sido medidas en el campo en algunos sitios y en otros han sido inferidas (Figura 12). En la cooperativa San Pedro, se midió una falla de rumbo N30°, buzando 65° al SE, que pertenece a esta familia, presentando estrías horizontales. En el sector Los Senderos se realizó un corte (Benítez, 2005) se observó una interesante zona de fractura de dirección promedio NE-SO, con fallas en apariencia normales buzando hacia el NO y una falla inversa buzando al SE; sin embargo, todas estas fallas presentan estrías sub-horizontales indicando que el evento tectónico principal es una falla de rumbo de dirección NE-SO. Este sistema de fallas explica la forma escalonada que presentan los cerros del extremo oriental de la cordillera Chongón-Colonche desde la calle Portete hasta Durán. Los alineamientos de dirección NO-SE también son debidos a una familia de fallas de alto.

### 3.3.3.3. *Condiciones Geomorfológicas*

En el área de interés del proyecto a nivel regional convergen tres ambientes geomorfológicos determinantes, los cuales son: Llanura aluvial de los ríos Daule y Babahoyo, Complejo deltaico estuarino del Río Guayas, y las colinas de la cordillera Chongón-Colonche.

La llanura aluvial de los ríos Daule y Babahoyo está conformada por las cuencas hidrográficas de los dos ríos y a partir del punto de confluencia dan origen al Río Guayas al sur del área de estudio. El ambiente aluvial local lo constituye la cuenca baja del Río Daule; el área directa del proyecto se encuentra en la en la margen occidental del Río Daule.

#### 3.3.3.4. *Amenazas naturales*

##### 3.3.3.4.1. Amenazas por remoción en masa

Esta amenaza natural se estima de media a alta en el piedemonte de las colinas de la cordillera Chongón-Colonche. En los corredores en estudio la amenaza está asociada a la estabilidad de los taludes naturales localizados en costado norte del lote, parte baja o pata de la ladera. Se considera baja, dada la poca altura de las excavaciones a realizar.

##### 3.3.3.4.2. Amenaza sísmica

El área de interés tiene una amenaza sísmica alta y la aceleración pico efectiva está directamente relacionada con las estructuras tectónicas asociadas a los sistemas de fallas.

##### 3.3.3.4.3. Amenaza por inundaciones

Se considera con variaciones puntuales y alta en sitios puntuales de la llanura aluvial del Río Daule y sus afluentes de la cuenca baja, son de control especial las curvaturas internas de los meandros del río y los afluentes principales.

Localmente los corredores por ser los drenajes naturales de las cuencas, están directamente amenazados por las avenidas generadas durante los eventos de inundación en cada periodo lluvioso, condición de amenaza cuya mitigación que es parte esencial del objetivo del presente proyecto.

#### 3.3.4. Caracterización Geotécnica

##### 3.3.4.1. *Programa de laboratorio*

A todas las muestras recobradas de los materiales del perfil se les realizaron ensayos de clasificación y por correlación de estos datos se obtuvieron los parámetros de resistencia, como se verá más adelante. En general se realizaron los siguientes ensayos a las muestras representativas de cada material tomadas tanto en sondeos como en calicatas:

Tabla 25: Cantidad de Ensayos de Laboratorio Realizados

ELEMENTO DE EXPLORACIÓN	LIMITES	GRANULOMETRIA	W %	PESO ESPECIFICO
<b>SONDEOS</b>				
1	10	10	10	10
2	7	7	7	7
3	10	10	10	10
<b>CALICATAS</b>				
1	2	2	2	2
2	2	2	2	2
3	1	1	1	1
<b>TOTAL, ENSAYOS</b>	32	32	32	32

Fuente: Ensayo de Suelo

En las siguientes tablas se presenta el resumen detallado de los resultados de los ensayos de laboratorio realizados; en el Anexo No. 1 se adjuntan los registros soporte de cada uno de los ensayos.

A partir de estos resultados se realizó la clasificación del suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS), con dicha clasificación y la parametrización o caracterización geotécnica se analizó la variación y disposición espacial de la serie o columna estratigráfica, generándose un perfil estratigráfico promedio en el sentido longitudinal (aprox. Oeste – Este) y sentido transversal (aprox. Orientación Sur – Norte), para el área en estudio.

En general se tiene un depósito de materiales granulares, superficialmente antrópico y natural a profundidad, heterogéneo, obedeciendo a la depositación de los materiales erodados de la parte alta de la ladera y agradaciones de origen deltaico en avenidas antiguas del río.

Son en general arcillas limo areno gravosas, gravas y arenas arcillo limo arenosas, de consistencia media a alta, distribuidas de manera dispersa, típicas del ambiente deltaico estuarino, con cierta influencia antrópica a nivel superficial; en general el sustrato encontrado es competente.

Tabla 26: Resumen Resultados Laboratorio Sondeos

Sondeo	Muestra	DESCRIPCION	Profundidad (m)	N Golpes	W %	LIMITES DE ATTERBERG			Ic adm	I <sub>l</sub> adm	Dr	γ T/m <sup>3</sup>	GRANULOMETRIA Porcentaje que pasa acumulado						SUCS
						LL %	LP %	IP					3/4	3/8	Nº 4	N 10	Nº 40	Nº 200	
S1	1	Grava arcillosa color café claro con arena media, condicion densa	1.20	39	13.6	46	21	25	1.3	-0.3	89.3	1.80	92.1	75.4	65.5	57.8	47.0	39.4	GC
	2	Arcilla de plasticidad media color café oscuro con grava y arena media. Consistencia Muy dura	2.00	106	15.3	38	19	19	1.2	-0.2	96.4	1.79	95.5	81.0	73.7	67.9	59.9	52.1	CL
	3	Arena gruesa arcillosa de baja a media plasticidad color café oscuro con poca grava, condicion muy densa	3.00	60	28.4	35	17	18	0.4	0.6	90.2	1.81	100.0	97.4	80.7	46.8	34.3	25.4	SC
	4	Arena gruesa arcillosa de baja a media plasticidad color café oscuro, condicion muy densa	4.00	70	33.5	35	15	20	0.1	0.9	90.3	1.80	100.0	100.0	96.4	61.0	37.4	25.1	SC
	5	Arena gruesa arcillosa color café claro con poca grava, condicion muy densa	5.00	70	34.0	39	18	21	0.2	0.8	89.1	1.81	100.0	100.0	93.8	58.2	36.0	25.0	SC
	6	Arena gruesa arcillosa color café claro con poca grava, condicion muy densa	6.00	80	40.2	40	19	21	0.0	1.0	89.3	1.82	100.0	100.0	94.9	68.1	43.6	29.7	SC
	7	Grava arcillosa color café claro con arena fina, condicion muy densa	7.00	60	40.0	44	19	25	0.2	0.8	85.7	1.80	90.5	77.9	66.1	57.0	45.5	33.6	GC
	8	Grava arcillosa color café claro con arena fina, condicion muy densa	8.00	60	38.8	39	18	21	0.0	1.0	84.8	1.81	85.0	74.1	64.3	53.7	41.5	28.7	GC
	9	Grava arcillosa color café claro con arena fina, condicion muy densa	9.00	70	40.8	41	20	21	0.0	1.0	85.5	1.81	86.4	76.8	65.2	55.4	43.0	30.9	GC
	10	Grava arcillosa color café claro con arena fina, condicion muy densa	10.00	69	36.9	39	16	23	0.1	0.9	84.6	1.82	81.3	69.7	59.3	48.5	38.0	27.1	GC
S2	1	Arcilla de plasticidad media color café claro con grava y con poca arena media. Consistencia muy dura	1.50	35	18.2	47	23	24	1.2	-0.2	87.9	1.66	83.2	72.8	67.7	63.9	58.2	52.9	CL
	2	Arcilla de plasticidad media color gris oscuro y con poca arena fina. Consistencia muy dura	2.40	33	24.3	45	18	27	0.8	0.2	85.9	1.67	100.0	89.2	82.3	77.9	72.2	62.6	CL
	3	Arcilla inorganica de alta plasticidad color gris claro y con poca arena fina, consistencia dura	2.90	18	52.0	61	25	36	0.3	0.8	79.2	1.65	100.0	95.4	89.4	86.5	81.4	78.0	CH
	4	Limos de alta plasticidad color café oscuro y con poca arena fina. Consistencia muy dura	3.85	33	43.7	57	31	26	0.5	0.5	83.8	1.69	100.0	99.0	97.0	95.3	92.1	83.3	MH
	5	Grava arcillosa color café claro con arena fina. Condicion densa	5.00	40	32.5	52	22	30	0.7	0.4	84.3	1.72	81.6	68.2	54.7	45.5	34.7	23.6	GC
	6	Arena guesa arcillosa color café claro con grava. Condicion muy densa	6.00	96	36.3	39	16	23	0.1	0.9	91.3	1.77	100.0	100.0	78.6	51.9	38.6	26.3	SC
	7	Grava arcillosa color café claro con arena media. Condicion muy densa	7.00	110	22.1	46	19	27	0.9	0.1	91.6	1.79	84.8	68.2	63.5	56.3	46.1	37.8	GC
S3	1	Grava arcillosa color café con poca arena media. Consistencia densa	1.00	39	21.2	41	23	18	1.1	-0.1	89.4	1.80	58.8	48.5	43.3	39.7	35.3	31.5	GC
	2	Grava arcillosa color café oscuro con arena media. Condicion muy densa	2.00	106	14.0	42	21	21	1.3	-0.3	96.4	1.81	87.2	73.4	66.3	59.1	50.1	42.5	GC
	3	Arena gruesa arcillosa color café claro con poca grava. Condicion muy densa	3.00	60	30.7	46	20	26	0.6	0.4	90.2	1.79	100.0	98.1	84.6	56.2	39.5	26.5	SC
	4	Arena media arcillosa color café claro con grava. Condicion muy densa	4.00	70	31.4	47	21	26	0.6	0.4	90.3	1.78	89.8	80.8	66.2	56.1	42.8	30.0	SC
	5	Grava arcillosa color café claro con poca arena gruesa. Condicion muy densa	5.00	70	32.8	54	24	30	0.7	0.3	89.1	1.81	77.6	70.6	63.6	56.5	52.1	48.9	GC
	6	Grava arcillosa color café claro con arena media. Condicion muy densa	6.00	80	35.6	52	19	33	0.5	0.5	89.3	1.82	86.8	73.6	64.7	58.2	50.8	44.6	GC
	7	Arena media arcillosa color café claro con grava. Condicion muy densa	7.00	60	39.9	52	20	32	0.4	0.6	85.7	1.79	95.2	84.2	73.2	64.3	51.3	42.3	SC
	8	Grava arcillosa color café claro con arena media. Condicion muy densa	8.00	60	36.7	48	18	30	0.4	0.6	84.9	1.81	90.7	80.9	69.3	60.9	49.3	40.1	GC
	9	Grava arcillosa color café claro con arena media. Condicion muy densa	9.00	70	37.7	48	19	29	0.4	0.6	85.5	1.81	86.2	76.3	66.0	58.3	48.5	41.1	GC
	10	Grava arcillosa color café claro con arena media. Condicion muy densa	10.00	60	34.7	45	19	26	0.4	0.6	83.3	1.82	86.0	76.4	67.1	58.0	47.2	38.4	GC

Fuente: Estudio de suelos.

### 3.3.4.2. *Caracterización sísmica*

De acuerdo con la norma NEC 2011. Cap.2, para Ecuador se tiene seis zonas sísmicas caracterizadas por el valor del factor de zona Z, el cual representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

La norma indica que todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nor-orienté que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. La zona del proyecto se localiza en las Zona Sísmica V, caracterizada por una amenaza sísmica alta y a la cual se le asigna un Factor Z de 0.40g (Tabla 2.1 NEC-11); el perfil del suelo a partir del N60, y descartando los materiales superficiales orgánicos se clasifica como tipo C (Tabla 2.3, de la norma) para efectos de valorar su respuesta sísmica.

### 3.3.4.3. *Propiedades índices*

Se presenta en la siguiente figura la Carta de Plasticidad de Casagrande en donde se aprecia que la relación natural entre las propiedades índice se establece dentro de la Línea A y Línea U, lo que nos indica la consistencia validez de los ensayos. Se han tomado todos los datos sin distinguirlos entre las perforaciones con el objeto de ver como se agrupan en la carta y empezar a agruparlos para su sectorización en el perfil geotécnico.

No se identificaron materiales francos, es decir arcillas, limos o arenas netas; el porcentaje de finos (PT200) varía entre el 25% y 83%, de tal manera que las propiedades ilustradas corresponden a la fracción fina (PT40) evaluada para cada muestra del material de la serie estratigráfica.

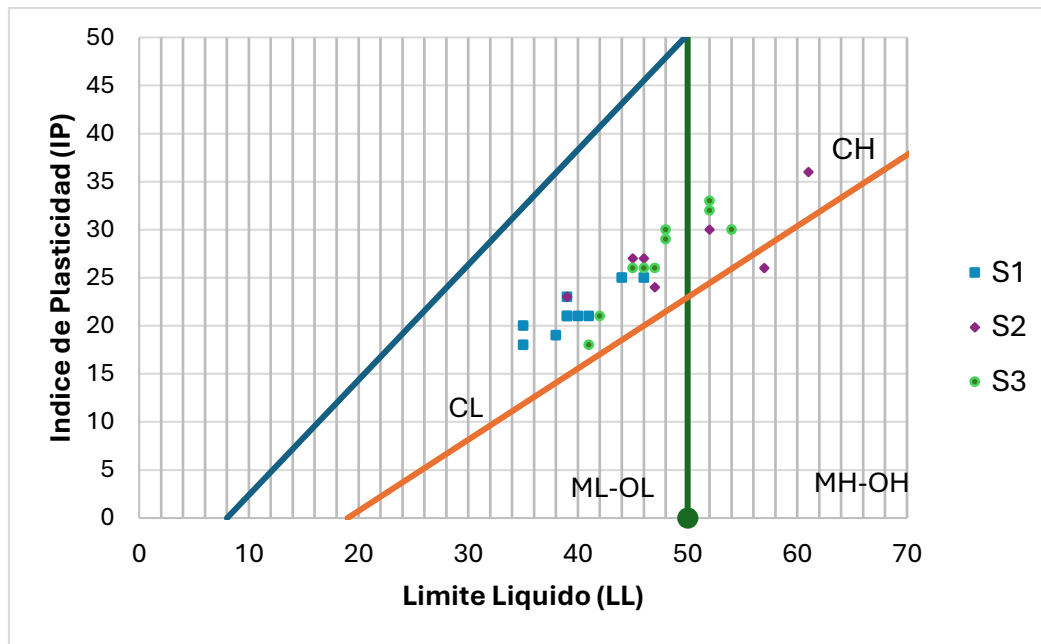


Ilustración 37: Carta de plasticidad

Se aprecia que la fracción fina, corresponde a materiales arcillosos en su mayoría de compresibilidad baja (CL), con Límite Líquido entre el 35% y 50% e Índices de Plasticidad entre 18% y 30%; solo unos pocos muestran mayor compresibilidad (CH) con Límite Líquido entre el 50% y 61% e Índices de Plasticidad entre 26% y 36%; notándose como se verá la influencia importante en este comportamiento del contenido de los materiales más gruesos, la cual se refleja necesariamente en sus condiciones de consistencia, de media a alta.

#### 3.3.4.4. Características de deformabilidad y resistencia

##### 3.3.4.4.1. Características de Deformabilidad

La **Error! Reference source not found.** muestra la variación de los Índices de Consistencia LL, LP, Wn con la profundidad para cada uno de los tres sondeos ejecutados, importante recalcar que las características de deformación dependen casi que exclusivamente del contenido de finos y sobre todo de la cantidad y calidad expresada como la cuantificación de la plasticidad y evidentemente de la humedad natural de los materiales arcillosos presentes.

Se aprecia en cada uno de los sondeos el comportamiento típico de materiales normalmente consolidados, presentando Índices de Liquidez (IL) muy

cercanos a 1.0; La humedad natural presenta casi que un valor promedio entre el Límite Líquido y el Límite Plástico.

Solamente en los materiales superficiales (espesor menor a 2.0 m), que corresponden al nivel de rellenos antrópicos, se puede identificar un nivel de preconsolidación, el cual obedece necesariamente a las variaciones en el grado de saturación, por variación en el nivel freático en épocas invernales.

En general los materiales gruesos gravas arenosas o arenas gravosas presentan diámetro máximo de  $\frac{3}{4}$ ", son en general arcillo limosas, de mediana a alta compacidad; los materiales finos con contenidos variables de arenas y gravas presentan variaciones en su compresibilidad y consistencia, siendo en la mayoría de media a firme.

Se concluye que estos materiales como competentes, en los cuales no se deben esperar problemas de asentamiento o deformaciones, lo cual se deberá optimizar al seleccionar una adecuada alternativa de cimentación.

#### 3.3.4.4.2. Características de resistencia

La resistencia de los materiales se evaluó principalmente a partir de los resultados de los ensayos de Penetración Estándar SPT; no fue posible obtener muestras inalteradas por la alta consistencia de los materiales encontrados.

De acuerdo con las propiedades Índice y la historia de esfuerzos, se realizó la evaluación de los parámetros de resistencia con base en los resultados de los ensayos de SPT, los cuales se ejecutaron de manera continua durante el desarrollo de los sondeos; se empleó entonces la metodología "Estimativo Parámetros Efectivos de Resistencia con SPT, De Alvaro González García. 1989", el autor propone una correlación entre  $c'$  y  $\Phi'$  a partir del ensayo de SPT y que analiza diferentes propuestas de correlación para  $N$  y  $\Phi'$  de otros autores (Peck, Handon, Kishida, JNR, JRB, Schemrtmann y otros), para obtener con la normalización del valor de  $N$ , una relación entre los esfuerzos cortantes y los esfuerzos normales efectivos para cada tipo de material y establecer un valor  $\Phi'_{eq}$  como la "arctan ( $\tau/\sigma'$ ). Igualmente se emplearon las correlaciones recomendadas por el Estudio de

Microzonificación Geotécnica de Guayaquil, con el objetivo de tener más soportes válidos y verificar que la parametrización de los parámetros de resistencia de la envolvente de resistencia en condiciones no drenadas se encuentre dentro los rangos típicos.

Se ha graficado para cada sondeo el número de golpes N60 obtenido del ensayo SPT normalizado para una energía de referencia en Guayaquil del 60% de la energía del ensayo y se correlaciona gráficamente con la variación del contenido de finos (PT200), con el objetivo de visualizar su influencia directa.

La permite observar cómo es la relación de la variación del número de golpes con el contenido de finos y la profundidad. Se visualiza como la resistencia tiene la tendencia a permanecer constante con la profundidad (Sondeos 1 y 3); presenta una influencia notoria cuando aumenta el contenido de finos (sondeo 2) y la resistencia evaluada como el número de golpes normalizado disminuye.

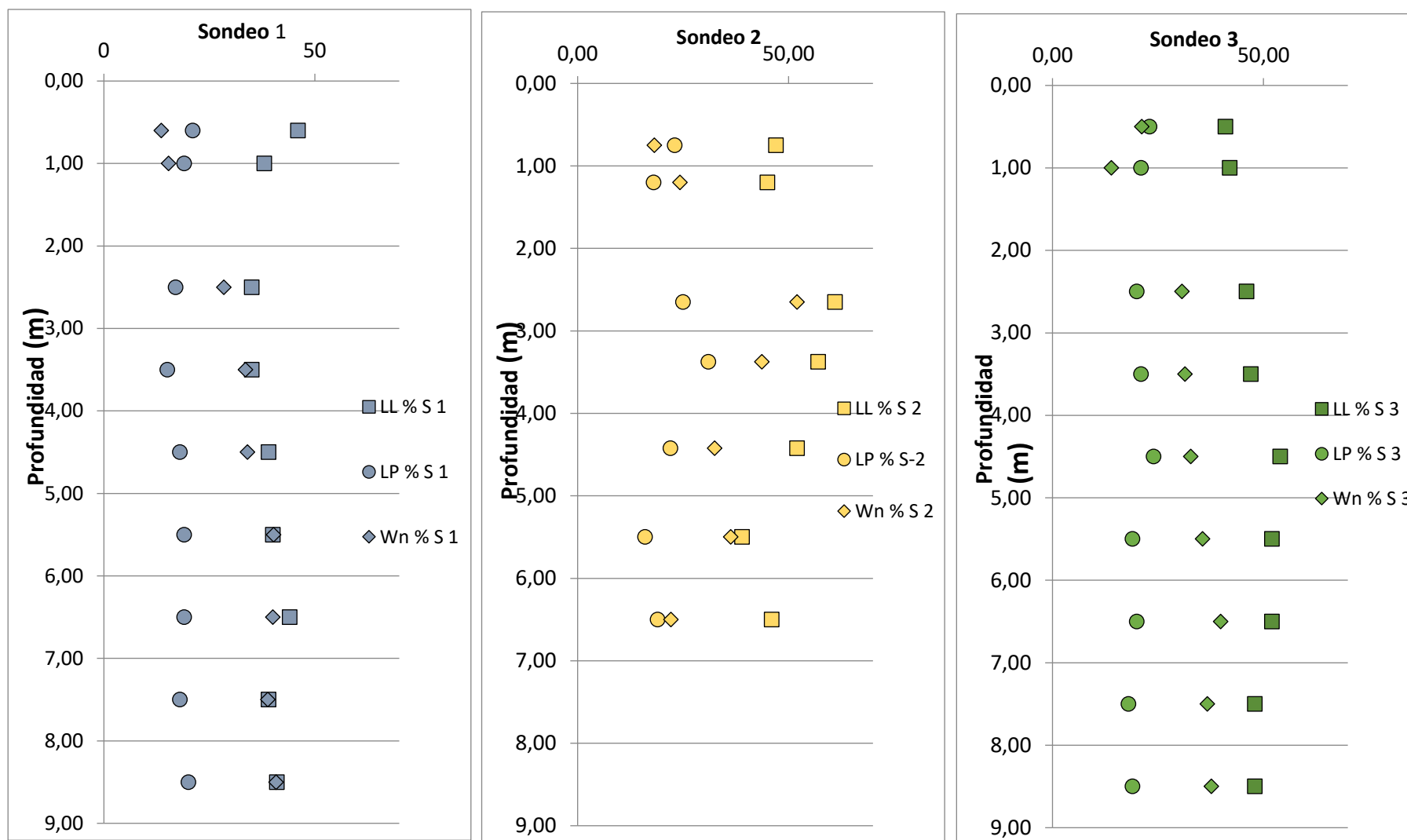


Ilustración 38: Relación Entre los Índices de Consistencia y la Profundidad

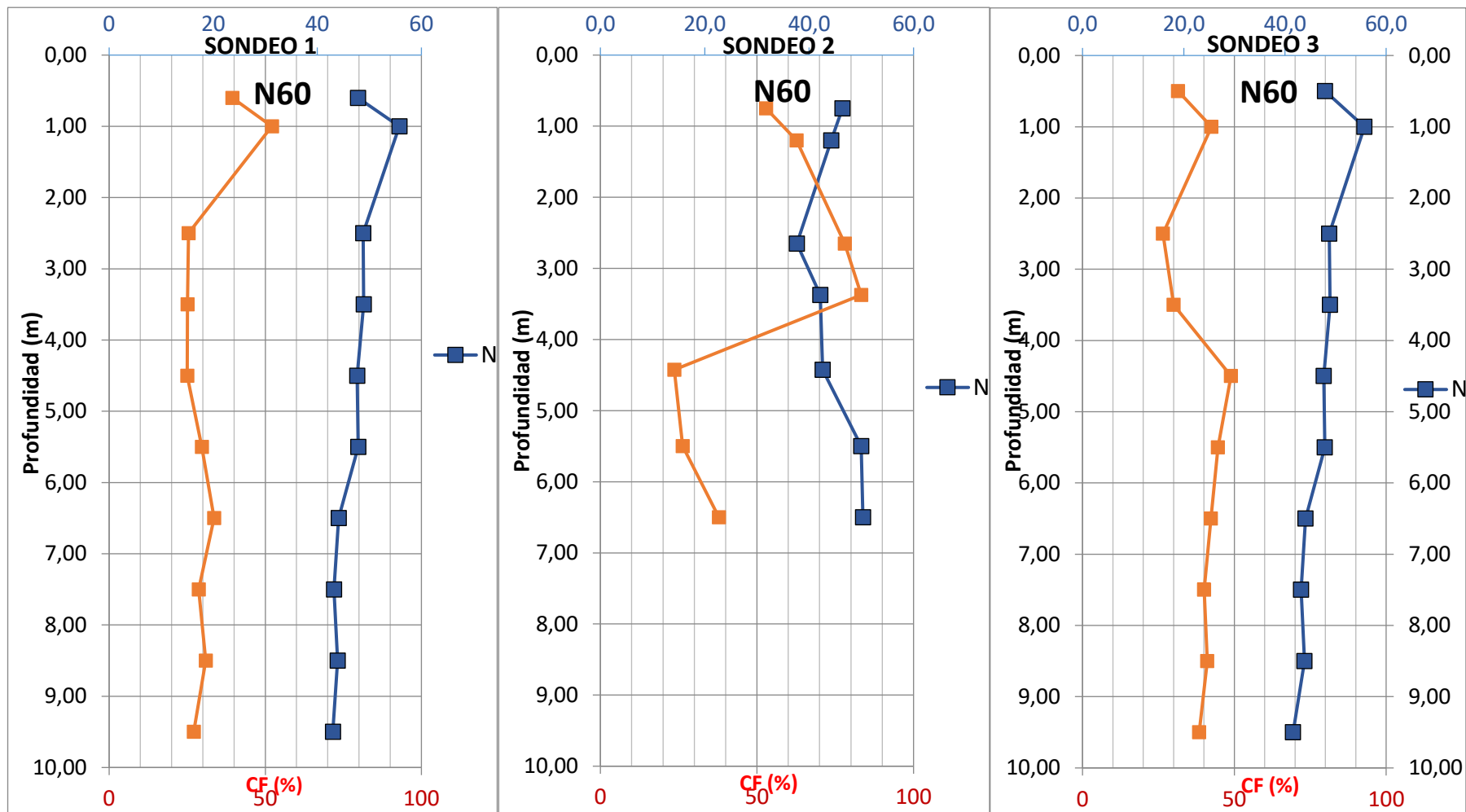


Ilustración 39: Variación del Número de Golpes y Contenido de Finos con la Profundidad

La siguiente ilustración es un ejemplo del resultado de la evaluación de los parámetros de resistencia evaluada según la metodología referida, la memoria completa se presenta en el Anexo 2 Análisis de datos. Se encontraron valores del Angulo de fricción Interna efectivo  $\Phi'$  variando entre 28° y 47° y Cohesión  $C'$  entre 0.12 y 1.9 ton/m<sup>2</sup>.

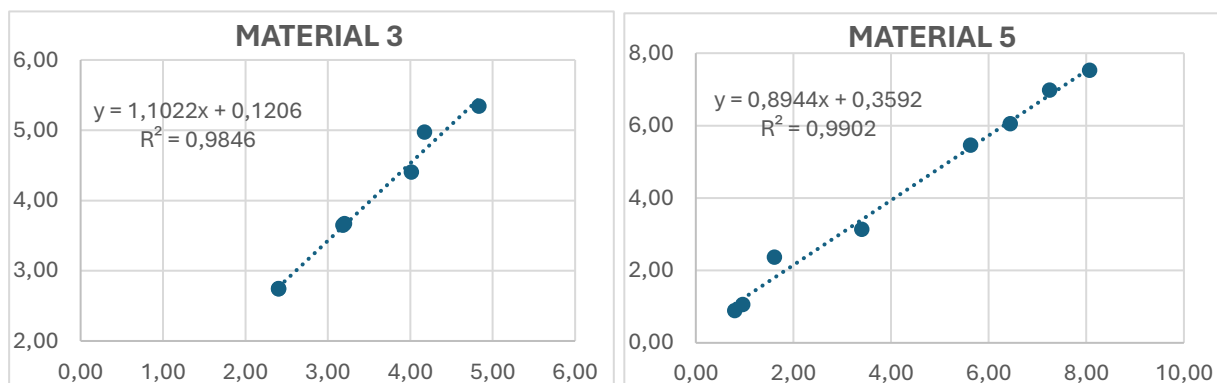


Ilustración 40: Relación Entre Esfuerzo Cortante  $\tau$  y Esfuerzo Efectivo  $\sigma'$  no Drenado

Verificando por la metodología propuesta por Andersen 2012 a partir de la Densidad Relativa  $D_r$  y el Esfuerzo Efectivo (recomendados por el estudio de Microzonificación), se encuentra que los valores del ángulo de fricción pico no drenado se encuentran entre 28° y 45°.

#### 3.3.4.5. Perfil Estratigráfico Promedio

A continuación, se describen el perfil estratigráfico promedio para las secciones longitudinal y transversal de acuerdo con los resultados de las campañas de exploración y laboratorio, los análisis y evaluaciones anteriormente comentadas.

Se identificaron seis tipos de litologías cuya sectorización en el perfil del subsuelo se presenta en la ilustración 34, se describen a continuación:

- Material 1. Corresponde a relleno heterogéneo, conformado por una grava areno arcillosa, con espesor entre 0.0 y 2.0 m, el mayor espesor hacia la parte norte del lote. Es un material que deberá ser excavado para adecuar la cimentación del

Análisis Comparativo de Capacidad Portante para una Estructura en la Ciudad de Guayaquil y por tanto no importante para su evaluación.

- Material 2. Conformado por arcillas inorgánicas arenolimosas CL, de baja compresibilidad, color café claro, de mediana a alta plasticidad y consistencia dura; su Límite Líquido varía entre 38% y 61% con IP entre 19% y 36%, con peso unitario promedio de 1.69 ton/m<sup>3</sup>, presenta una cohesión pico de 0.60 kg/cm<sup>2</sup> y ángulo Fricción Interna  $\Phi'$  de 28°.
- Material 3. Corresponde a una arena de grano grueso a medio, arcillosa, SC, de color café oscuro, su compacidad es alta; su fracción fina es de plasticidad media con Límite Líquido varía entre 35% y 47% e IP entre 18% y 26%, con peso unitario promedio de 1.80 ton/m<sup>3</sup>, resistencia; su cohesión pico promedio es 0.12 kg/cm<sup>2</sup> y ángulo Fricción Interna  $\Phi'$  de 47°.
- Material 4. Clasifica como grava arenolimoso arcillosa GC, de color café claro, su compacidad es alta; su fracción fina PT200 promedio del 45%, es decir que posee una alta influencia de comportamiento arcilloso un Límite Líquido promedio de 53% y un IP promedio de 32%, alta plasticidad, con peso unitario promedio de 1.81 ton/m<sup>3</sup>, resistencia; su cohesión pico promedio de 1.9 kg/cm<sup>2</sup> y ángulo Fricción Interna  $\Phi'$  de 33°.
- Material 5. Clasifica como grava arcillosa GC con arena de grano fino, de color café claro, su compacidad es alta; su fracción fina PT200 promedio del 33%, con un Límite Líquido variando entre 39 y 52% y un IP entre 18 y 30%, con peso unitario promedio de 1.80 ton/m<sup>3</sup>, resistencia; su cohesión pico promedio de 0.43 kg/cm<sup>2</sup> y ángulo Fricción Interna  $\Phi'$  de 41°.
- Material 6. Material similar al anterior más plástico; es una grava arcillosa GC con arena de grano medio, de color café claro, de alta compacidad; su fracción fina PT200 promedio del 33%, con un Límite Líquido variando entre 36%, con un IP entre 18 y

30%, con peso unitario promedio de 1.78 ton/m<sup>3</sup>; su cohesión pico promedio de 1.7 kg/cm<sup>2</sup> y ángulo Fricción Interna  $\Phi'$  de 34°.

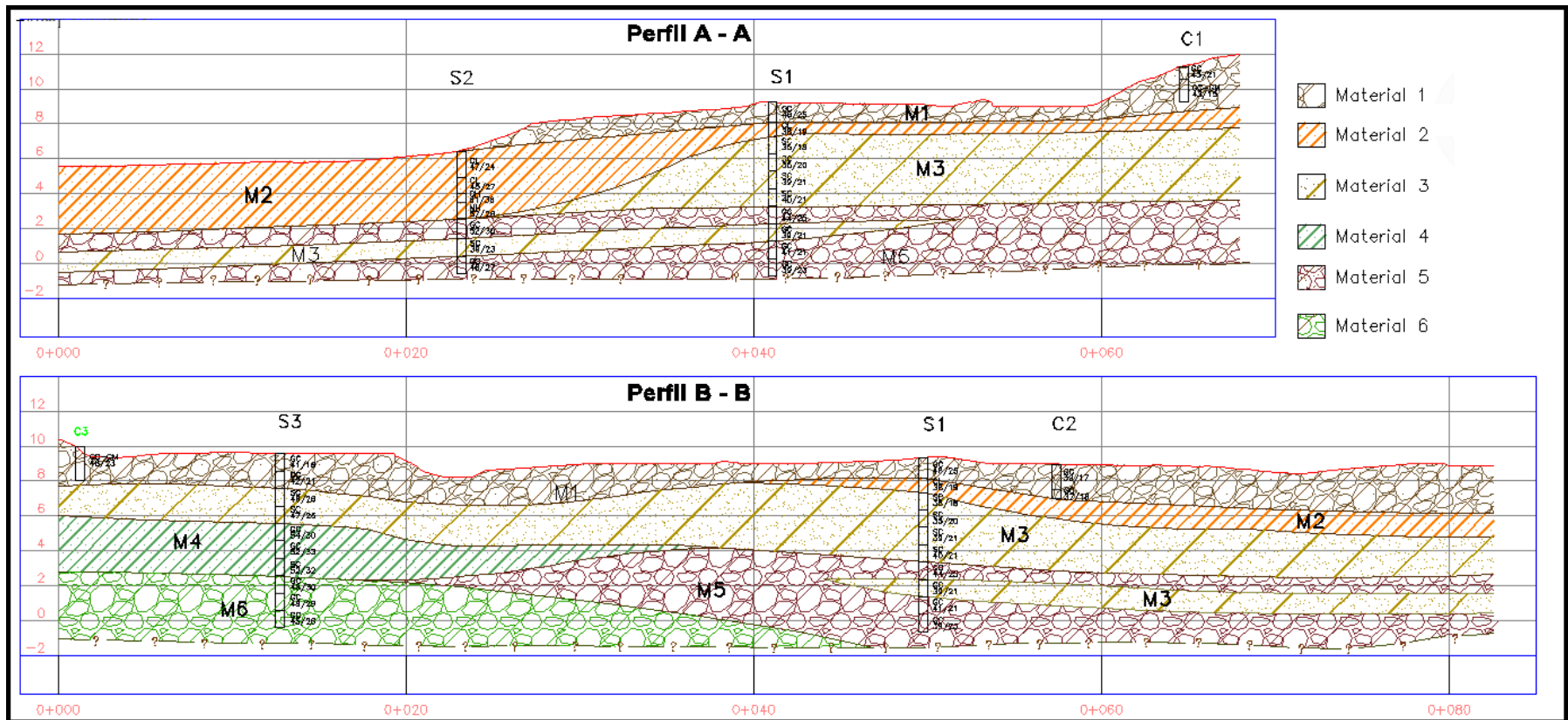


Ilustración 41: Perfiles Estratigráficos Promedio

### 3.3.5. Análisis Geotécnico

#### 3.3.5.1. *Potencial de Licuación*

En el área de estudio se encuentran suelos areno gravosos (M3, M4, M5 y M6) con contenidos importantes de finos, entre el 23% 42%, parcialmente saturados. De acuerdo con lo indicado en Kramer-1996, para que se presente licuación el valor de  $N_{60}$  de SPT debe ser inferior a 30 golpes/pie para niveles altos de relación de esfuerzo cíclico, situación que no es probable para el área del Análisis Comparativo de Capacidad Portante para una Estructura en la Ciudad de Guayaquil, en donde para estos materiales los valores de  $N_{60}$  son superiores a 30 golpes/pie, lo que permite concluir que estos materiales no son licuables.

#### 3.3.5.2. *Tipo y Nivel de Cimentación*

De acuerdo con los resultados obtenidos en la exploración geotécnica, los resultados de los ensayos de laboratorio y el perfil estratigráfico inferido, es posible el uso de fundaciones superficiales compuestas por cimientos corridos en el caso de la estructura principal área de bombas y zapatas aisladas para el área de los talleres. Se ha establecido para todos los casos un nivel de desplante sobre el material tipo 3 a nivel de la cota 5.0 msnm, es decir se tendrá en el mayor de los casos una excavación de 2.2 m, incluido el espesor de mejoramiento de 0.20 m en base granular, a partir de nivel de trabajo de 7.0 msnm determinado para el Análisis Comparativo de Capacidad Portante para una Estructura en la Ciudad de Guayaquil.

Para el caso de las trincheras de tuberías, las estructuras o cárcamos, por su nivel de excavación, se apoyarán sobre el material tipo 3; se recomienda el reemplazo de un espesor de 0.50 m del suelo subyacente por material tipo Base compactado al 95% de la densidad máxima obtenida en el ensayo de Proctor modificado.

Para el caso del muro de cerramiento, este se apoyará mediante cimiento corrido a 0.50 m por debajo del nivel 7.0 msnm.; se recomienda el reemplazo de 0.20 m suelo bajo la cimentación, por material tipo Base compactado al 95% de la densidad máxima referida al ensayo de Proctor Modificado.

### 3.3.5.3. Capacidad Portante

Para esta evaluación, se aplicó la ecuación para el cálculo de capacidad de carga Terzaghi modificada por Peck, Meyerhoff y Vesic, en el cual se incluyen además de los factores de forma y de capacidad de carga, inclinación e excentricidad de la carga y de compresibilidad. La relación entre estos factores algunos ya conocidos y los incluidos por la ecuación de Vesic se relacionan en la siguiente ecuación:

$$Q_{ult} = C \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} \cdot F_{ct} \cdot F_{cc} \cdot F_{cg} + \gamma_1 Df \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} \cdot F_{qt} \cdot F_{qq} \cdot F_{qc} + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} \cdot F_{\gamma t} \cdot F_{\gamma g} \cdot F_{\gamma c}$$

Donde:

- $C$  = cohesión
- $Df$  = profundidad de la cimentación con respecto al nivel final del terreno.
- $B$  = ancho de la cimentación
- $\gamma_1$  y  $\gamma_2$  = peso unitario del suelo de sobre carga y del suelo bajo la cimentación respectivamente.
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = Factores de forma
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = Factores de profundidad
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = Factores de inclinación de la carga
- $N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  = Factores de Capacidad de carga
- $F_{cg}, F_{qg}, F_{\gamma g}$  = factores de inclinación del talud

Los factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  corresponden con las siguientes expresiones:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

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

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

Se utilizó una hoja de cálculo con el fin de obtener resultados con parámetros variables como la longitud y ancho de la cimentación, y generar las cartas de pre-dimensionamiento de la estructura proyectada. El ancho se consideró desde 0.5 hasta 2.5 m y para el largo determinado por relaciones de B/L de 1, 0.75, 0.5, 0.25 y 0.1 las cuales involucran cimientos desde cuadrados hasta continuos.

Para la determinación de la capacidad portante admisible del suelo se empleó un factor de seguridad de 3.0 teniendo en cuenta el tipo de cimentación considerado y la estructura proyectada y dando cumplimiento a la norma NEC-11. En la siguiente tabla se muestran los resultados de la capacidad portante evaluada y en las ilustraciones las cartas o ábacos de diseño, los cuales deben ser utilizados para el dimensionamiento de la cimentación, es de anotar que para dimensionar la cimentación se debe garantizar que la distribución de cargas sea adecuada en toda el área y que no se intercepten las áreas aferentes de distribución de esfuerzos de unas con otras. En el Anexo 2 se presentan las memorias de cálculo de capacidad portante.

Tabla 27: Cantidad de Ensayos de Laboratorio Realizados

Geometría				F capacidad de carga.			Capacidad portante y carga admisible					
B (m)	B/L<1	L	Df (m)	Nc	Nq	Ng	Qu neto (kPa)	Qadm neto (kPa)	Padm (kN)	Qu neto (ton/m2)	Qadm neto (ton/m2)	Padm (ton)
0.5	1.00	0.50	2.20	35.49	23.18	30.21	2152.92	717.64	179.41	219.60	73.20	18.30
1	1.00	1.00	2.20	35.49	23.18	30.21	2183.97	727.99	727.99	222.77	74.26	74.26
1.5	1.00	1.50	2.20	35.49	23.18	30.21	2309.03	769.68	1731.77	235.52	78.51	176.64
2	1.00	2.00	2.20	35.49	23.18	30.21	2528.54	842.85	3371.38	257.91	85.97	343.88
2.5	1.00	2.50	2.20	35.49	23.18	30.21	2910.19	970.06	6062.90	296.84	98.95	618.42
0.5	0.75	0.67	2.20	35.49	23.18	30.21	1952.39	650.80	216.93	199.14	66.38	22.13
1	0.75	1.33	2.20	35.49	23.18	30.21	2012.09	670.70	894.26	205.23	68.41	91.21
1.5	0.75	2.00	2.20	35.49	23.18	30.21	2177.85	725.95	2177.85	222.14	74.05	222.14
2	0.75	2.67	2.20	35.49	23.18	30.21	2450.05	816.68	4355.65	249.91	83.30	444.28
2.5	0.75	3.33	2.20	35.49	23.18	30.21	2889.88	963.29	8027.44	294.77	98.26	818.80
0.5	0.50	1.00	2.20	35.49	23.18	30.21	1751.86	583.95	291.98	178.69	59.56	29.78
1	0.50	2.00	2.20	35.49	23.18	30.21	1840.22	613.41	1226.81	187.70	62.57	125.13
1.5	0.50	3.00	2.20	35.49	23.18	30.21	2046.66	682.22	3070.00	208.76	69.59	313.14
2	0.50	4.00	2.20	35.49	23.18	30.21	2371.57	790.52	6324.18	241.90	80.63	645.07
2.5	0.50	5.00	2.20	35.49	23.18	30.21	2869.57	956.52	11956.53	292.70	97.57	1219.57
0.5	0.25	2.00	2.20	35.49	23.18	30.21	1551.33	517.11	517.11	158.24	52.75	52.75
1	0.25	4.00	2.20	35.49	23.18	30.21	1668.34	556.11	2224.46	170.17	56.72	226.89
1.5	0.25	6.00	2.20	35.49	23.18	30.21	1915.48	638.49	5746.45	195.38	65.13	586.14
2	0.25	8.00	2.20	35.49	23.18	30.21	2293.08	764.36	12229.76	233.89	77.96	1247.44
2.5	0.25	10.00	2.20	35.49	23.18	30.21	2849.26	949.75	23743.80	290.62	96.87	2421.87
0.5	0.10	5.00	2.20	35.49	23.18	30.21	1431.01	477.00	1192.51	145.96	48.65	121.64
1	0.10	10.00	2.20	35.49	23.18	30.21	1565.22	521.74	5217.39	159.65	53.22	532.17
1.5	0.10	15.00	2.20	35.49	23.18	30.21	1836.78	612.26	13775.82	187.35	62.45	1405.13
2	0.10	20.00	2.20	35.49	23.18	30.21	2245.99	748.66	29946.50	229.09	76.36	3054.54
2.5	0.10	25.00	2.20	35.49	23.18	30.21	2837.07	945.69	59105.62	289.38	96.46	6028.77

Fuente: Estudios de Suelo.

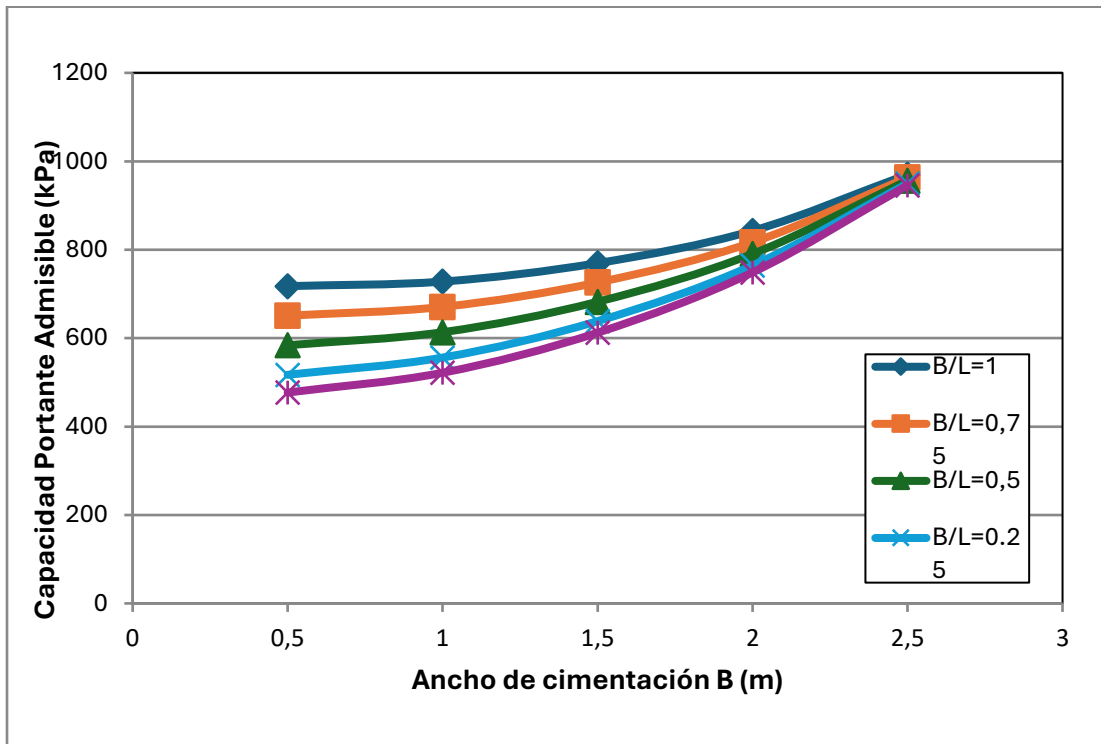


Ilustración 42:Ábaco de Capacidad Portante Admisible

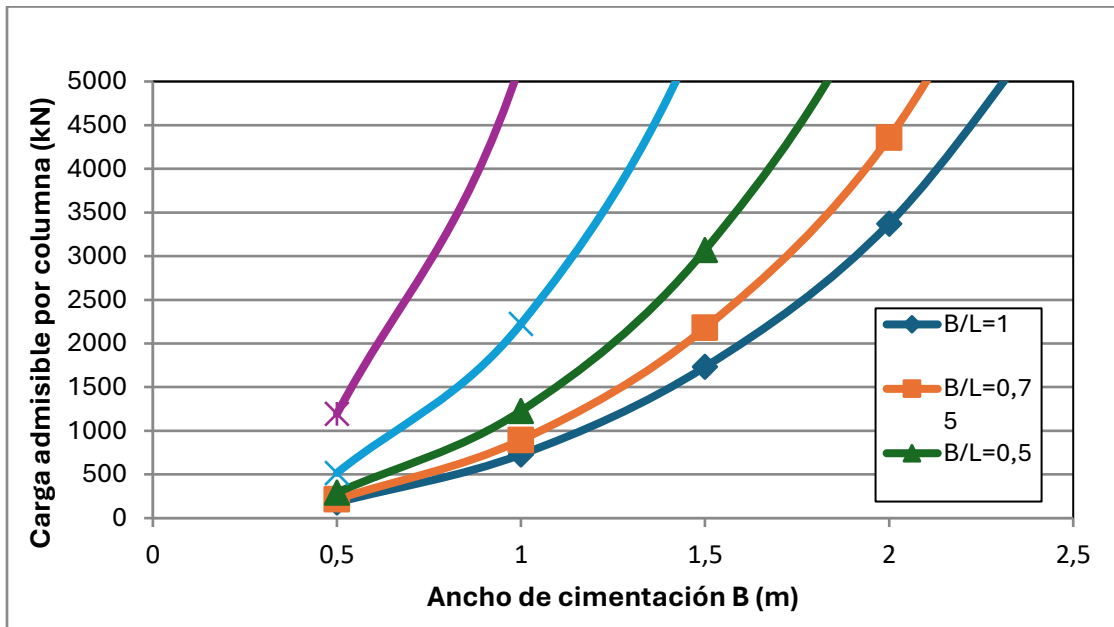


Ilustración 43: Ábaco de Capacidad de Carga

De lo anterior se puede concluir que la capacidad portante admisible neta es decir  $\gamma * D_f$  en función de las dimensiones de la cimentación es dependiente de la geometría del cimiento y esta debe ser determinada de acuerdo con la geometría adoptada.

### 3.4. Datos Geotécnicos del Proyecto

#### 3.4.1. Parámetros de Suelo:

Para analizar la estructura se considerará, estas tablas de resumen, que se obtuvo de los ensayos geotécnicos de suelo para cada caso, a continuación, se muestran los valores:

*Tabla 28: Resumen de Parámetros para el Suelo I*

Nivel $D_f$ (m)	1.75
Peso específico Suelo I ( $\gamma_1$ ) (Kg/m <sup>3</sup> )	1850
Peso específico Suelo Saturado ( $\gamma_{s1}$ ) (Kg/m <sup>3</sup> )	2450
Angulo de fricción ( $\phi$ )	35
Coficiente $C'$ (Kg/m <sup>2</sup> )	1000
Nivel freático (m)	0,65
Tipo de Suelo	C
Capacidad Portante (Ton/m <sup>2</sup> )	11,5

Fuente: Estudio de Suelos I

*Tabla 29: Resumen de Parámetros para el Suelo II*

Nivel $D_f$ (m)	1.75
Peso específico Suelo I ( $\gamma_2$ )	1690
Peso específico Suelo Saturado ( $\gamma_{s2}$ ) (Kg/m <sup>3</sup> )	2825
Angulo de fricción ( $\phi$ )	28
Coficiente $C'$ (Kg/m <sup>2</sup> )	1350
Nivel freático	C
Capacidad Portante (Ton/m <sup>2</sup> )	13

Fuente: Estudios de Suelo II

### 3.4.2. Parámetros Generales de la Estructura:

Tabla 30: Resumen de Estructura

Columnas (m)	0,40 x 0,40 m
Espesor de Losa (m)	0,25 m
Vigas longitudinales (m) Sentido Y	0,30 m x 0,30 m
Vigas transversales (m) Sentido X	0,25 m x 0,25 m

Fuente: Propia

### 3.4.3. Modelamiento de Software Etabs.

#### 3.4.3.1. Geometría de Estructura de Software Etabs.

La geometría estructural en ETABS se establece inicialmente mediante un sistema de grillas (grids), que funciona como una guía de referencia para la colocación precisa de los elementos estructurales en planta y elevación. Las grillas permiten definir la disposición de columnas, muros, vigas y otros componentes de la estructura de forma ordenada y eficiente.

En la imagen mostrada, se utiliza el editor de grillas rectangulares, el cual permite configurar tanto las coordenadas en la dirección X como en la dirección Y, mediante una tabla donde se asignan identificadores a cada eje (por ejemplo, A, B, C para X y 1, 2, 3, 4 para Y) junto con sus respectivas ubicaciones (ordenadas) expresadas en centímetros.

#### 3.4.3.2. Componentes Principales del Editor:

- Grid System Name: Aquí se asigna un nombre al sistema de grillas, útil cuando se trabaja con múltiples sistemas en el mismo modelo (e.g. estructuras irregulares).
- X Grid Data / Y Grid Data: Tablas donde se introduce la posición de cada línea de grilla en las direcciones X e Y. Por ejemplo, el eje "A" está a 0 cm, el eje "B" a 188 cm, etc.
- Bubble Location: Permite definir en qué extremo de la línea se visualizarán los globos identificadores, facilitando la lectura del plano.
- Story Range Option: Indica en qué niveles de la edificación se aplicará la grilla. Puede aplicarse a todos los pisos o solo a niveles seleccionados.

- Quick Start New Rectangular Grids: Opción para generar automáticamente un sistema de grillas regulares a partir de parámetros básicos como cantidad de ejes y espaciamiento uniforme.

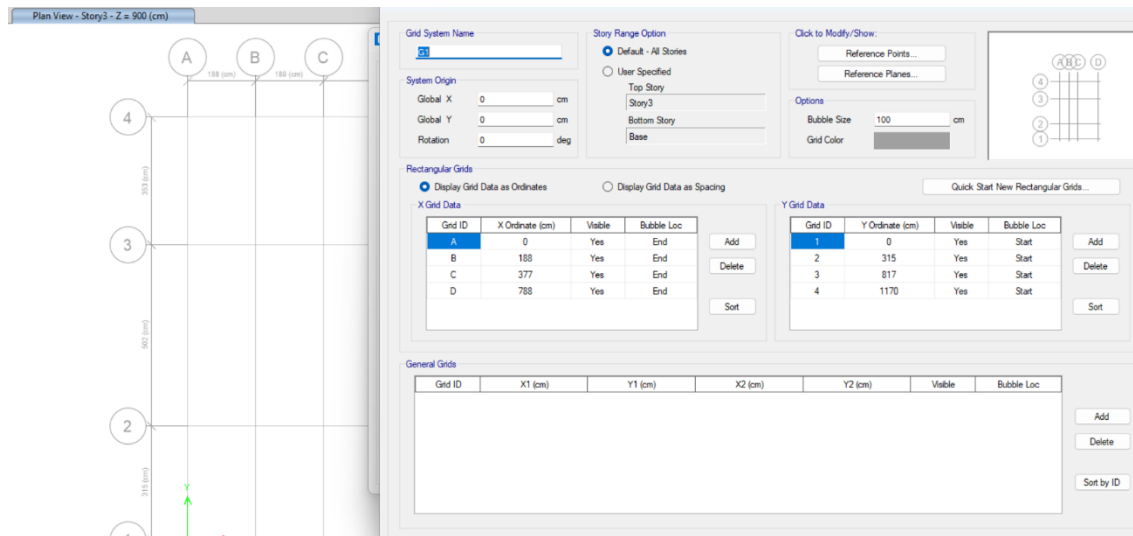


Ilustración 44: Modelado en ETABS

### 3.4.3.3. Creación del Modelo Estructural – Incorporación de Elementos Resistentes (Columnas, Vigas y Losas)

Durante la fase de modelado en ETABS, una de las etapas más fundamentales es la introducción de los elementos estructurales principales que conforman el esqueleto resistente del edificio. Este proceso consiste en trazar de manera precisa las columnas, vigas y losas, que serán los encargados de soportar y transmitir las cargas hacia los cimientos.

Para comenzar, se debe trabajar en una vista adecuada del modelo (generalmente en planta o en 3D), y utilizar las herramientas que ofrece el programa en el menú principal. Las columnas se introducen desde la opción “Draw Column”, donde se puede definir previamente el tipo de sección, el material y la altura entre niveles. Al insertar estos elementos, se recomienda seguir el orden lógico de los ejes estructurales, lo que garantiza una correcta interpretación posterior del análisis.

A continuación, se colocan las vigas mediante el comando “Draw Beam”, enlazando los nodos superiores de las columnas. Las vigas deben coincidir con la geometría del proyecto arquitectónico y responder a los criterios de carga y distribución establecidos por el diseñador. En este punto, es crucial asegurar la continuidad y correcta conexión entre elementos, ya que cualquier interrupción puede alterar los resultados del análisis.

Finalmente, se incorporan las losas, que se introducen con la herramienta “Draw Floor/Wall Area”. Estas superficies planas deben delimitarse dentro del contorno de las vigas para que el software las reconozca como diafragmas estructurales. En este proceso también se puede definir el espesor, tipo de losa (maciza, aligerada, nervada) y el material correspondiente.

La incorporación de estos tres tipos de elementos forma la base del modelo estructural, permitiendo que el sistema pueda comportarse de manera realista ante las cargas aplicadas. Además, establecer una secuencia organizada en su trazado facilita la asignación de cargas, la revisión de conexiones y el diseño posterior según las normativas técnicas vigentes.

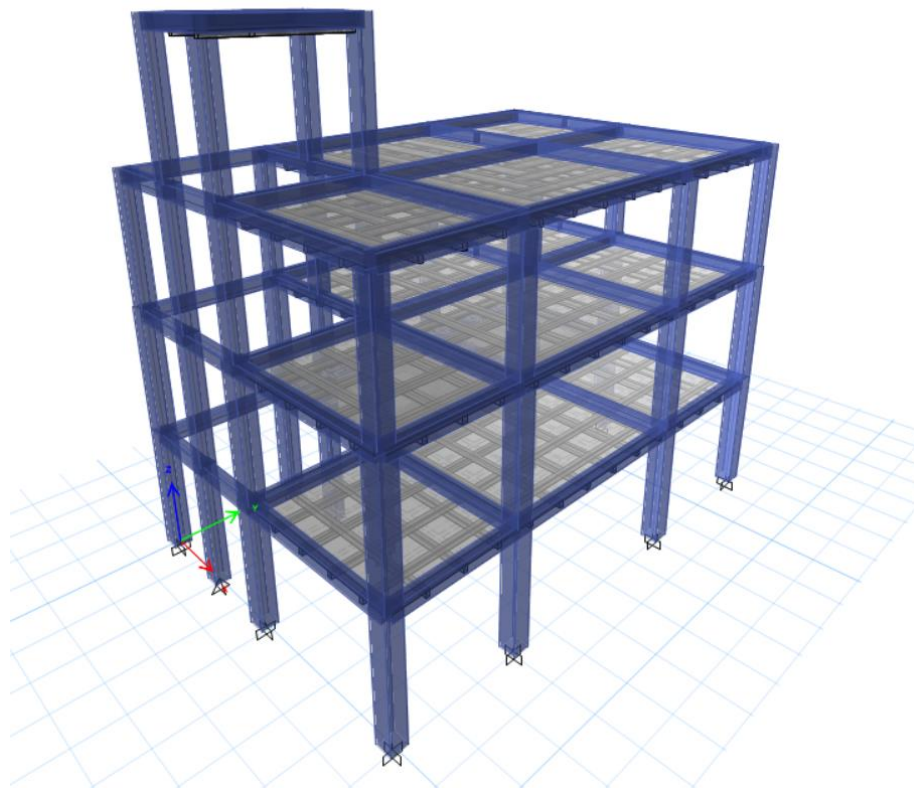


Ilustración 45: Estructura en ETABS

#### 3.4.3.4. *Definición de Diafragmas - Control de Comportamiento Rígido en losas de piso*

Como parte del desarrollo de nuestra tesis, uno de los pasos clave que realizamos en el modelado estructural fue la definición de los diafragmas en cada nivel del edificio. Este procedimiento fue fundamental para representar correctamente el comportamiento de las losas frente a cargas horizontales, especialmente en el análisis sísmico.

Decidimos trabajar con diafragmas rígidos, ya que las losas de hormigón armado en nuestro proyecto presentaban suficiente rigidez en su plano como para suponer que se desplazan como un solo cuerpo. Esto permitió que el software distribuyera las fuerzas laterales de manera uniforme hacia los elementos verticales como columnas y muros.

Para asignarlos en ETABS, primero seleccionamos las áreas de losas en la vista en planta de cada nivel. Luego accedimos al menú “Assign > Shell > Diaphragm”, donde creamos un nuevo diafragma, le asignamos un nombre identificativo, y elegimos la opción de comportamiento rígido. Este proceso lo repetimos en todos los niveles, cuidando que cada uno tuviera correctamente definida esta condición.

Esta configuración fue esencial porque le permitió al programa concentrar los desplazamientos en los puntos de soporte, reduciendo los grados de libertad del sistema y mejorando la precisión del análisis. Además, facilitó el cálculo de los centros de masa, la distribución de fuerzas cortantes por piso y los efectos de torsión en planta, todos aspectos que revisamos en profundidad durante el análisis sísmico.

Consideramos que esta asignación fue un paso crucial en la coherencia y calidad del modelo estructural que desarrollamos, y que aportó significativamente a la solidez técnica de nuestra investigación.

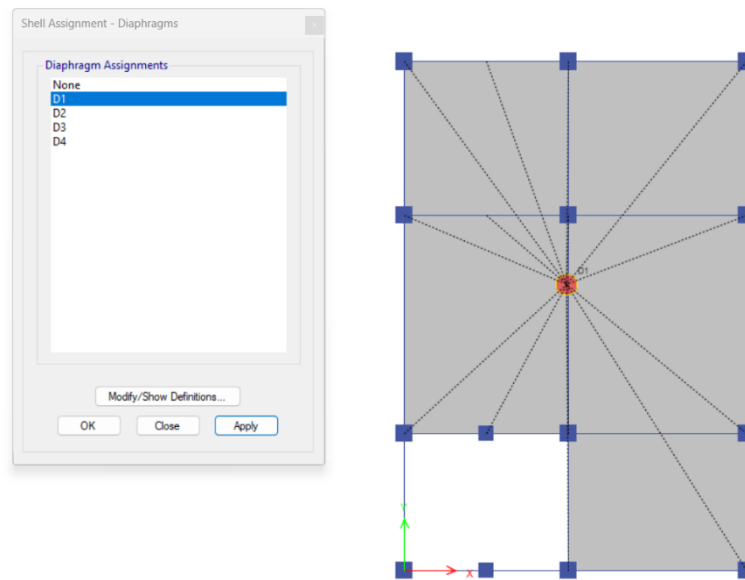


Ilustración 46: Diafragmas

#### 3.4.3.5. Espectro de Guayaquil

En el ámbito del análisis estructural moderno, la correcta incorporación del efecto sísmico es un componente esencial para garantizar la seguridad y funcionalidad de las edificaciones. Particularmente en zonas con alta sismicidad como Guayaquil, ciudad ubicada en la región litoral del Ecuador, se hace indispensable recurrir a herramientas computacionales como ETABS para modelar con precisión la respuesta dinámica de las estructuras. Uno de los procedimientos fundamentales en este proceso es la configuración del espectro de respuesta sísmica, el cual permite representar gráficamente las aceleraciones esperadas en función del periodo de vibración, según lo establecido por la normativa vigente.

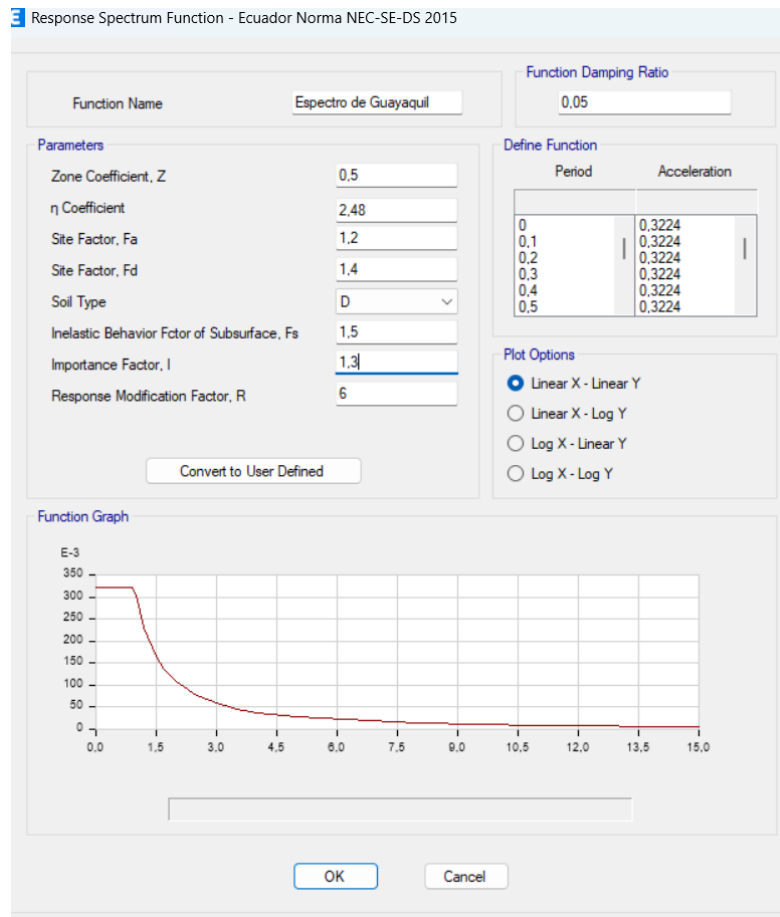


Ilustración 47: Espectro

### 3.4.3.6. Aplicación de Cargas

Una vez que se ha completado la geometría estructural en ETABS, representando todos los elementos principales de la edificación, el siguiente paso indispensable es incorporar las cargas que actuarán sobre ella. La correcta aplicación de cargas es fundamental para lograr un análisis realista del comportamiento estructural, ya que determina las solicitaciones internas que los elementos deben resistir durante su vida útil.

En este contexto, se identifican principalmente tres tipos de cargas a ser aplicadas: las cargas gravitacionales permanentes (también conocidas como muertas), las cargas variables o accidentales (llamadas vivas), y las cargas dinámicas debidas a eventos sísmicos. Cada una de estas tiene una forma específica de ser representada y aplicada dentro del entorno de ETABS.

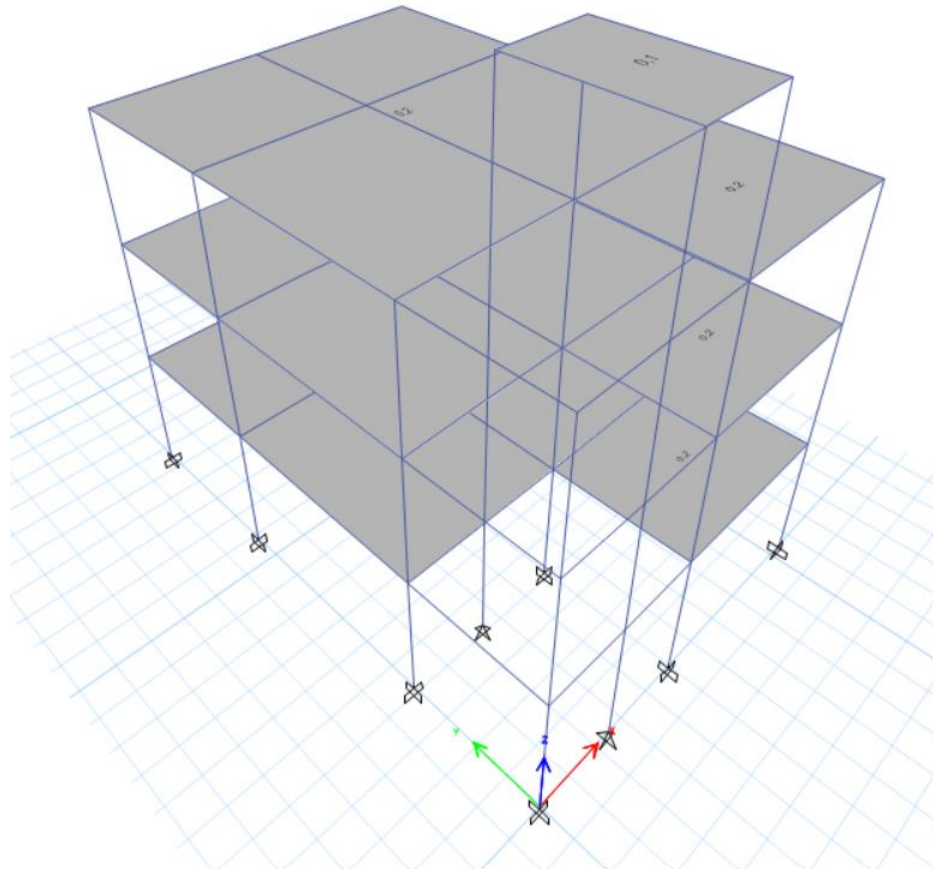


Ilustración 48: Aplicación de Cargas

#### 3.4.3.7. Definición de Cargas para Modelo.

Antes de aplicar cualquier carga al modelo, es necesario definir los load patterns o patrones de carga. Esto se realiza yendo al menú Define > Load Patterns. Allí, se debe crear al menos los siguientes patrones básicos:

- Muerta (tipo Dead): incluye el peso propio de la estructura, acabados, divisiones internas, losas, etc.
- Viva (tipo Live): representa el uso variable que puede experimentar una edificación, como la ocupación humana, mobiliario, etc.

- Sísmica X y Sísmica Y (tipo Response Spectrum): si se va a utilizar un análisis espectral, se crean dos patrones que representen la acción sísmica en ambas direcciones horizontales principales del edificio.
- Es recomendable marcar la opción "Self Weight Multiplier = 1" en el patrón de carga muerta para que ETABS tome automáticamente en cuenta el peso propio de todos los elementos estructurales.

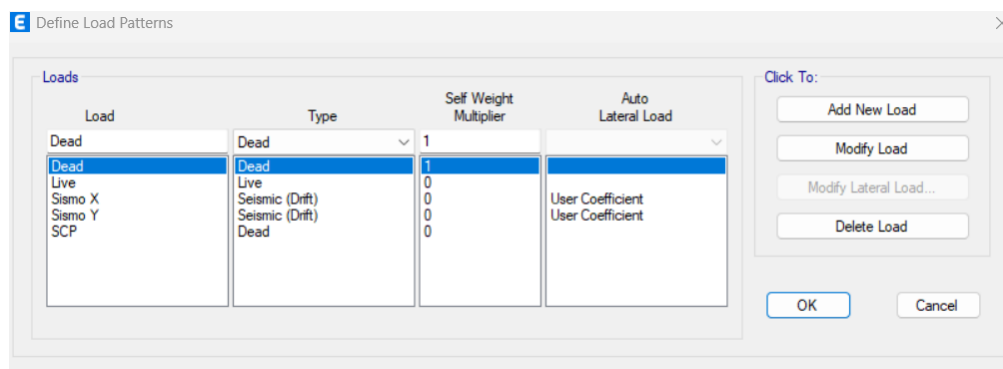


Ilustración 49: Definición de Cargas para Modelado

### 3.4.3.8. Numeración de Plintos en la Estructura – ETABS

En la fase inicial de modelado de una edificación en ETABS, uno de los aspectos clave es la correcta identificación de los elementos estructurales, especialmente en la cimentación. Los plintos, que son componentes fundamentales al transmitir las cargas de columnas hacia las zapatas, deben ser numerados de forma clara para facilitar el análisis, la interpretación de resultados y la elaboración de planos constructivos.

ETABS asigna automáticamente un número o nombre a cada elemento del modelo al momento de ser creado. Sin embargo, es recomendable que el usuario revise y, si es necesario, renombre manualmente los plintos para mantener una organización coherente con los planos arquitectónicos y estructurales del proyecto.

Para realizar esto, se puede acceder al modo de vista en planta de la cimentación. Desde allí, es posible utilizar la herramienta de selección para marcar los plintos y renombrarlos mediante

el comando "Assign > Joint/Point > Joint Labels" o desde la opción "Edit > Edit Story Data" si se desean cambiar etiquetas específicas.

Este procedimiento no solo contribuye al orden del modelo, sino que también permite identificar de manera precisa las reacciones de carga y la ubicación de cada apoyo al revisar la tabla de resultados o generar planos desde ETABS.

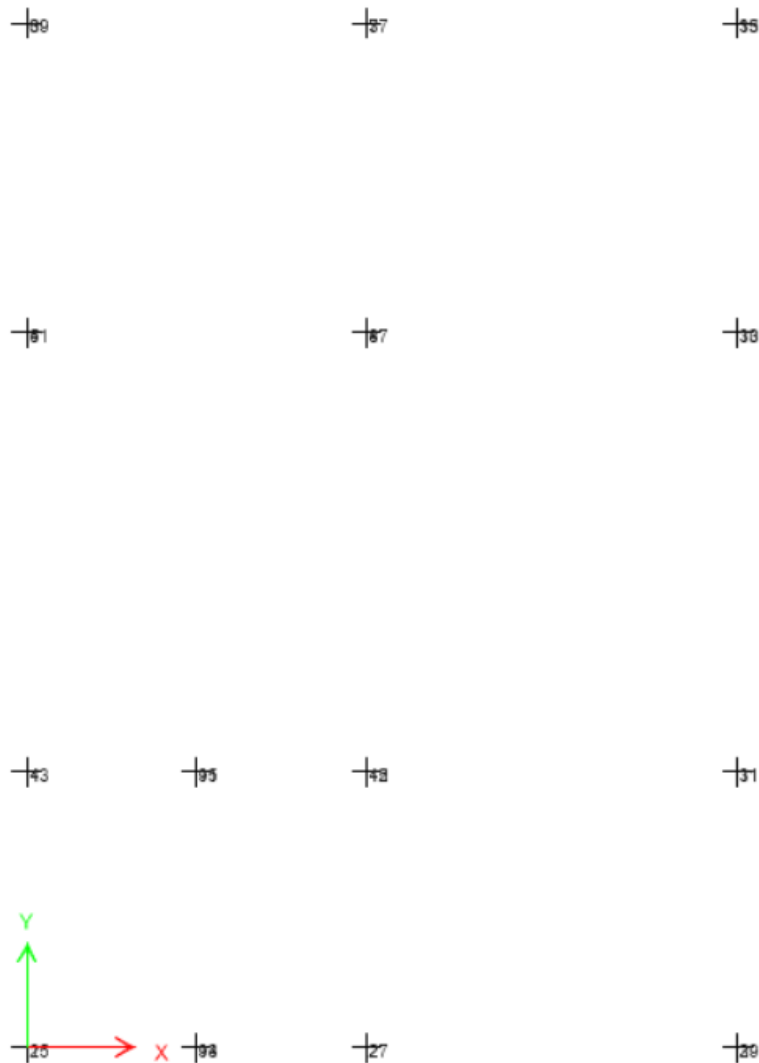


Ilustración 50: Numeración de Plintos

### 3.4.3.9. Definición de Combinaciones de Carga en ETABS

En el desarrollo de un modelo estructural dentro de ETABS, una etapa esencial es la formulación de combinaciones de carga, las cuales permiten representar condiciones reales de servicio y diseño, tal como lo exigen los reglamentos estructurales. Estas combinaciones consisten en la suma ponderada de diferentes tipos de cargas (muertas, vivas, sísmicas, de viento, entre otras), aplicadas simultáneamente para evaluar el comportamiento de la estructura ante escenarios críticos.

Para configurarlas en ETABS, se debe acceder al menú principal y dirigirse a la sección “Define” (Definir), donde se selecciona la opción “Load Combinations” (Combinaciones de Carga). En esta ventana, el usuario puede crear nuevas combinaciones manualmente o generar combinaciones automáticas según lo estipulado en las normas de diseño seleccionadas al inicio del proyecto (por ejemplo, ACI, ASCE, NEC, entre otras).

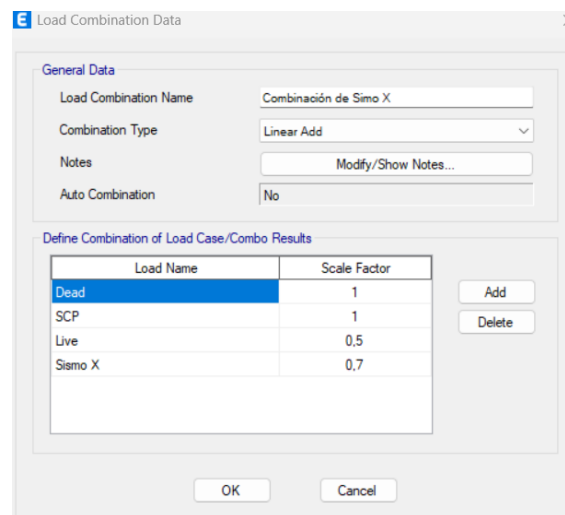


Ilustración 51: Definición de Combinación de Cargas en X

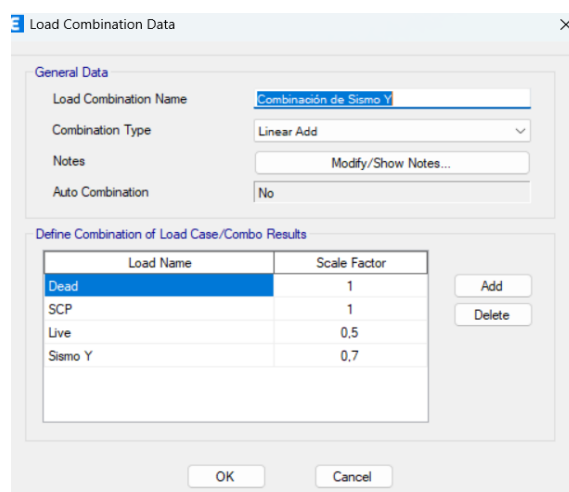


Ilustración 52: Definición de Combinación de Cargas en Y

#### 3.4.3.10. Visualización de Reacciones en los Apoyos en ETABS

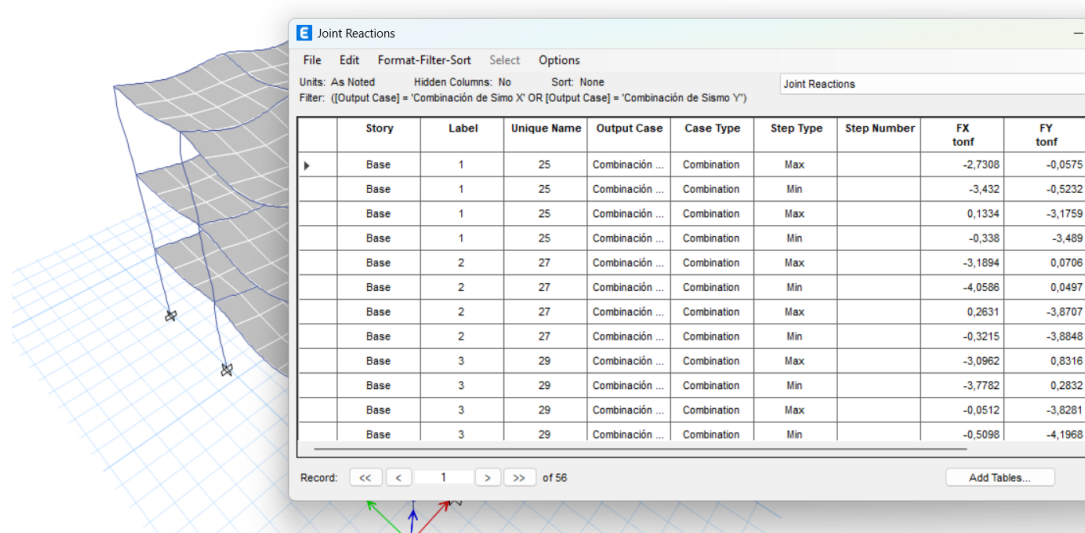
Luego de realizar el proceso de análisis estructural dentro del software ETABS, es posible obtener información detallada sobre las fuerzas que se generan en los puntos de apoyo de la estructura. Estas fuerzas, conocidas como reacciones, representan la respuesta del sistema estructural ante las cargas aplicadas, transmitiéndose directamente hacia la cimentación o los elementos de soporte.

Para acceder a estos datos, se debe ingresar al menú principal y ubicar la opción “Mostrar Tablas”, la cual permite acceder a una base de resultados organizada por categorías. Dentro de esta sección, es necesario seleccionar el grupo de resultados de análisis, y específicamente la opción que corresponde a reacciones nodales. Ahí se puede consultar el comportamiento de cada punto de apoyo en términos de fuerza vertical, horizontal y momentos, dependiendo del tipo de restricción impuesta en el modelo.

Estos datos se presentan en forma de tabla, identificando cada nodo y su respectiva componente de fuerza (en las direcciones X, Y, Z). La tabla puede adaptarse según el caso de carga o la combinación activa, facilitando la revisión tanto para estados individuales como para condiciones de carga compuesta.

Contar con esta información es clave al momento de diseñar las cimentaciones, ya que permite conocer con precisión la magnitud y dirección de las fuerzas transmitidas al suelo.

Además, la tabla puede exportarse directamente a hojas de cálculo para su análisis externo o para la elaboración de documentos técnicos y cálculos estructurales.



Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf
Base	1	25	Combinación ...	Combination	Max		-2,7308	-0,0575
Base	1	25	Combinación ...	Combination	Min		-3,432	-0,5232
Base	1	25	Combinación ...	Combination	Max		0,1334	-3,1759
Base	1	25	Combinación ...	Combination	Min		-0,338	-3,489
Base	2	27	Combinación ...	Combination	Max		-3,1894	0,0706
Base	2	27	Combinación ...	Combination	Min		-4,0586	0,0497
Base	2	27	Combinación ...	Combination	Max		0,2631	-3,8707
Base	2	27	Combinación ...	Combination	Min		-0,3215	-3,8848
Base	3	29	Combinación ...	Combination	Max		-3,0962	0,8316
Base	3	29	Combinación ...	Combination	Min		-3,7782	0,2832
Base	3	29	Combinación ...	Combination	Max		-0,0512	-3,8281
Base	3	29	Combinación ...	Combination	Min		-0,5098	-4,1968

Ilustración 53: Visualización de Reacciones en los Apoyos en ETABS

#### 3.4.4. Dimensiones y Reacciones de Plintos para el tipo de Suelo 1

En el desarrollo de nuestro modelo estructural y diseño de cimentaciones, tomamos como base los resultados de la tabla de Joint Reactions que ETABS nos proporciona luego del análisis estructural. Esta tabla contiene las fuerzas y momentos que actúan en cada nodo o apoyo, los cuales son esenciales para dimensionar correctamente los plintos sobre el Tipo de Suelo 1.

##### 3.4.4.1. Los datos que consideramos para cada plinto son los siguientes:

- FZ (Fuerza Vertical en toneladas fuerza): Representa la carga axial que el plinto debe soportar, es decir, la fuerza que transmite la columna hacia la cimentación. Es fundamental para calcular la presión sobre el suelo.
- MX y MY (Momentos en toneladas fuerza-metro): Los momentos alrededor de los ejes X e Y generan esfuerzos adicionales que deben ser considerados para el diseño estructural del plinto, especialmente para evitar vuelcos o esfuerzos excéntricos.

- $P_u$  (Carga axial total en toneladas) y  $M_x$ ,  $M_y$  (Momentos totales): Estos valores, en toneladas y toneladas-metro respectivamente, los usamos para confirmar las magnitudes que soporta cada plinto, combinando las cargas estáticas y efectos secundarios.
- Área del plinto ( $m^2$ ): Este dato nos permite calcular la presión que se transmite al suelo dividiendo la carga axial por el área del plinto, obteniendo así la presión de contacto  $Q_a$  (Ton/ $m^2$ ).

Longitud del plinto (m) y dimensiones a y b (m): Son las dimensiones planas del plinto en sus dos direcciones principales, necesarias para verificar la distribución de carga y para el cálculo de los momentos resistentes

Tabla 31: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	25	Combinación de Simo X	Combination	Max	-6,6902	1,4187	-6,6032
Base	25	Combinación de Simo X	Combination	Min	-8,3096	0,2259	-8,2821
Base	25	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	-1,7495	9,2794	0,3405
Base	25	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	-2,8357	8,4775	-0,7882
Base	27	Combinación de Simo X	Combination	Max	20,8053	0,0073	-7,0686
Base	27	Combinación de Simo X	Combination	Min	19,5234	0,0051	-8,9162
Base	27	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	2,654	9,5358	0,4651
Base	27	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	1,799	9,5343	-0,7771

Fuente: Propia

Tabla 32: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
6,6902	1,4187	6,6032
8,3096	0,2259	8,2821
1,7495	9,2794	0,3405
2,8357	8,4775	0,7882
20,8053	0,0073	7,0686
19,5234	0,0051	8,9162
2,654	9,5358	0,4651
1,799	9,5343	0,7771

Fuente: Propia

Tabla 33: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m <sup>2</sup> )	11,5	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m <sup>2</sup> )	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
8,3096	9,2794	8,2821	1,048	1,024	1,25	1,25
20,8053	9,2794	8,2821	2,623	1,620	1,25	1,25
20,8053	9,2794	8,9162	2,623	1,620	1,25	1,25
20,8053	9,5358	8,9162	2,623	1,620	1,25	1,25
20,8053	9,5358	8,9162	2,623	1,620	2	2
19,5234	9,5358	8,9162	2,462	1,569	2	2
17,021	9,5358	8,6415	2,146	1,465	2	2
17,021	10,2122	8,6415	2,146	1,465	2	2

Fuente: Propia

Tabla 34: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	29	Combinación de Simo X	Combination	Max	17,021	-0,3453	-6,9773
Base	29	Combinación de Simo X	Combination	Min	16,8379	-1,6505	-8,6415
Base	29	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	0,6322	10,2122	0,1572
Base	29	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	0,5086	9,3346	-0,9616
Base	43	Combinación de Simo X	Combination	Max	-3,0304	1,2967	-8,1721
Base	43	Combinación de Simo X	Combination	Min	-4,5065	0,0066	-8,8537
Base	43	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	15,1501	9,7953	0,1762
Base	43	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	14,1567	8,928	-0,282

Fuente: Propia

Tabla 35: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
17,021	0,3453	6,9773
16,8379	1,6505	8,6415
0,6322	10,2122	0,1572
0,5086	9,3346	0,9616
3,0304	1,2967	8,1721
4,5065	0,0066	8,8537
15,1501	9,7953	0,1762
14,1567	8,928	0,282

Fuente: Propia

Tabla 36: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m2)	11,5	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m2)	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
17,021	10,2122	8,6415	2,146	1,465	2	2
16,8379	10,2122	8,6415	2,123	1,457	2	2
4,5065	10,2122	8,8537	0,568	0,754	2	2
15,1501	9,7953	8,8537	1,910	1,382	2	2
15,1501	9,7953	8,8537	1,910	1,382	2	2
15,1501	9,7953	8,8537	1,910	1,382	2	2
15,1501	9,7953	9,6749	1,910	1,382	2	2
20,8444	10,8911	9,6749	2,628	1,621	2	2

Fuente: Propia

Tabla 37: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	41	Combinación de Sismo X	Combination	Max	14,2279	1,8242	-8,6784
Base	41	Combinación de Sismo X	Combination	Min	12,7266	0,4756	-9,6749
Base	41	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	20,8444	10,8911	0,9943
Base	41	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	19,8358	9,9844	0,3244
Base	39	Combinación de Sismo X	Combination	Max	4,5755	1,5822	-8,7065
Base	39	Combinación de Sismo X	Combination	Min	4,0018	0,356	-10,7821
Base	39	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	19,7769	10,0229	1,3833
Base	39	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	19,3915	9,1985	-0,0121

Fuente: Propia

Tabla 38: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
14,2279	1,8242	8,6784
12,7266	0,4756	9,6749
20,8444	10,8911	0,9943
19,8358	9,9844	0,3244
4,5755	1,5822	8,7065
4,0018	0,356	10,7821
19,7769	10,0229	1,3833
19,3915	9,1985	0,0121

Fuente: Propia

Tabla 39: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m2)	11,5	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m2)	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
20,8444	10,8911	9,6749	2,628	1,621	2	2
20,8444	10,8911	9,6749	2,628	1,621	2	2
20,8444	10,8911	10,7821	2,628	1,621	2	2
19,8358	10,0229	10,7821	2,501	1,581	2	2
19,7769	10,0229	10,7821	2,494	1,579	2	2
22,0058	10,0229	10,7821	2,775	1,666	2	2
22,0058	10,0229	12,044	2,775	1,666	2	2
32,3691	10,4738	12,044	4,081	2,020	2	2

Fuente: Propia

Tabla 40: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	37	Combinación de Simo X	Combination	Max	22,0058	0,5053	-9,7545
Base	37	Combinación de Simo X	Combination	Min	21,7421	0,4781	-12,044
Base	37	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	32,3691	10,4738	1,1833
Base	37	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	32,1921	10,4555	-0,3559
Base	47	Combinación de Simo X	Combination	Max	50,6344	0,5	-10,1409
Base	47	Combinación de Simo X	Combination	Min	50,4509	0,4664	-11,245
Base	47	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	44,882	11,4857	0,6198
Base	47	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	44,7588	11,4631	-0,1225

Fuente: Propia

Tabla 41: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
22,0058	0,5053	9,7545
21,7421	0,4781	12,044
32,3691	10,4738	1,1833
32,1921	10,4555	0,3559
50,6344	0,5	10,1409
50,4509	0,4664	11,245
44,882	11,4857	0,6198
44,7588	11,4631	0,1225

Fuente: Propia

Tabla 42: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m2)	11,5	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m2)	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
32,3691	10,4738	12,044	4,081	2,020	3	3
50,6344	10,4738	12,044	6,384	2,527	3	3
50,6344	10,4738	11,245	6,384	2,527	3	3
50,6344	11,4857	11,245	6,384	2,527	3	3
50,6344	11,4857	11,245	6,384	2,527	3	3
50,4509	11,4857	11,245	6,361	2,522	3	3
44,882	11,4857	10,7792	5,659	2,379	3	3
44,7588	11,4631	10,7792	5,644	2,376	3	3

Fuente: Propia

Tabla 43: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	33	Combinación de Simo X	Combination	Max	35,4265	0,1027	-9,7881
Base	33	Combinación de Simo X	Combination	Min	33,9493	-1,3021	-10,7792
Base	33	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	21,4791	11,2847	-0,0765
Base	33	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	20,4867	10,3403	-0,7428
Base	31	Combinación de Simo X	Combination	Max	33,4327	-0,3712	-8,8606
Base	31	Combinación de Simo X	Combination	Min	32,0648	-1,7863	-9,5641
Base	31	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	32,4542	10,8817	-0,6168
Base	31	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	31,5347	9,9303	-1,0897

Fuente: Propia

Tabla 44: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
35,4265	0,1027	9,7881
33,9493	1,3021	10,7792
21,4791	11,2847	0,0765
20,4867	10,3403	0,7428
33,4327	0,3712	8,8606
32,0648	1,7863	9,5641
32,4542	10,8817	0,6168
31,5347	9,9303	1,0897

Fuente: Propia

Tabla 45: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m2)	11,5	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m2)	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
35,4265	11,2847	10,7792	4,467	2,113	2,5	2,5
33,9493	11,2847	10,7792	4,281	2,069	2,5	2,5
33,4327	11,2847	9,5641	4,215	2,053	2,5	2,5
33,4327	10,8817	9,5641	4,215	2,053	2,5	2,5
33,4327	10,8817	9,5641	4,215	2,053	2,5	2,5
43,7803	10,8817	9,5641	5,520	2,349	2,5	2,5
43,7803	10,8817	9,4275	5,520	2,349	2,5	2,5
43,7803	10,0601	9,4275	5,520	2,349	2,5	2,5

Fuente: Propia

Tabla 46: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	45	Combinación de Simo X	Combination	Max	43,7803	-0,5376	-8,6551
Base	45	Combinación de Simo X	Combination	Min	43,4368	-0,559	-9,4275
Base	45	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	42,5574	10,0601	0,8007
Base	45	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	42,3205	10,0457	0,2815
Base	35	Combinación de Simo X	Combination	Max	17,8635	0,1693	-9,1599
Base	35	Combinación de Simo X	Combination	Min	17,5392	-1,1201	-11,2196
Base	35	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	20,5572	10,4725	0,6278
Base	35	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	20,3393	9,6056	-0,7569

Fuente: Propia

Tabla 47: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
43,7803	0,5376	8,6551
43,4368	0,559	9,4275
42,5574	10,0601	0,8007
42,3205	10,0457	0,2815
17,8635	0,1693	9,1599
17,5392	1,1201	11,2196
20,5572	10,4725	0,6278
20,3393	9,6056	0,7569

Fuente: Propia

Tabla 48: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m2)	11,5	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m2)	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
43,7803	10,0601	9,4275	5,520	2,349	3	3
43,4368	10,0601	9,4275	5,477	2,340	3	3
42,5574	10,0601	11,2196	5,366	2,316	3	3
42,3205	10,4725	11,2196	5,336	2,310	3	3
20,5572	10,4725	11,2196	2,592	1,610	2	2
20,5572	10,4725	11,2196	2,592	1,610	2	2
20,5572	10,4725	6,0316	2,592	1,610	2	2
20,3393	9,6056	6,0316	2,565	1,601	2	2

Fuente: Propia

Tabla 49: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	93	Combinación de Simo X	Combination	Max	4,5754	0,369	-4,8167
Base	93	Combinación de Simo X	Combination	Min	4,4723	0,0758	-6,0316
Base	93	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	3,5629	4,6133	0,2386
Base	93	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	3,4877	4,4162	-0,5783
Base	91	Combinación de Simo X	Combination	Max	14,7921	0,0451	-5,9567
Base	91	Combinación de Simo X	Combination	Min	14,4362	-0,3301	-6,4651
Base	91	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	12,4359	5,3372	0,1159
Base	91	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	12,203	5,0849	-0,2259

Fuente: Propia

Tabla 50: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
4,5754	0,369	4,8167
4,4723	0,0758	6,0316
3,5629	4,6133	0,2386
3,4877	4,4162	0,5783
14,7921	0,0451	5,9567
14,4362	0,3301	6,4651
12,4359	5,3372	0,1159
12,203	5,0849	0,2259

Fuente: Propia

Tabla 51: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m <sup>2</sup> )	11,5	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m <sup>2</sup> )	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
4,5754	4,6133	6,0316	0,577	0,760	1,25	1,5
14,7921	4,6133	6,0316	1,865	1,366	1,25	1,5
14,7921	4,6133	6,4651	1,865	1,366	1,25	1,5
14,7921	5,3372	6,4651	1,865	1,366	1,25	1,5
14,7921	5,3372	6,4651	1,865	1,366	1,25	1,5
14,4362	5,3372	6,4651	1,820	1,349	1,25	1,5
12,4359	5,3372	0,2259	1,568	1,252	1,25	1,5
12,203	5,0849	0,2259	1,539	1,240	1,25	1,5

Fuente: Propia

### 3.4.5. Dimensiones y Reacciones de Plintos para el tipo de Suelo 2

En el desarrollo de nuestro modelo estructural y diseño de cimentaciones, tomamos como base los resultados de la tabla de Joint Reactions que ETABS nos proporciona luego del análisis estructural. Esta tabla contiene las fuerzas y momentos que actúan en cada nodo o apoyo, los cuales son esenciales para dimensionar correctamente los plintos sobre el Tipo de Suelo 1.

#### 3.4.5.1. *Los datos que consideramos para cada plinto son los siguientes:*

- FZ (Fuerza Vertical en toneladas fuerza): Representa la carga axial que el plinto debe soportar, es decir, la fuerza que transmite la columna hacia la cimentación. Es fundamental para calcular la presión sobre el suelo.
- MX y MY (Momentos en toneladas fuerza-metro): Los momentos alrededor de los ejes X e Y generan esfuerzos adicionales que deben ser considerados para el diseño estructural del plinto, especialmente para evitar vuelcos o esfuerzos excéntricos.
- Pu (Carga axial total en toneladas) y Mx, My (Momentos totales): Estos valores, en toneladas y toneladas-metro respectivamente, los usamos para confirmar las magnitudes que soporta cada plinto, combinando las cargas estáticas y efectos secundarios.
- Área del plinto ( $m^2$ ): Este dato nos permite calcular la presión que se transmite al suelo dividiendo la carga axial por el área del plinto, obteniendo así la presión de contacto  $Q_a$  ( $Ton/m^2$ ).
- Longitud del plinto (m) y dimensiones a y b (m): Son las dimensiones planas del plinto en sus dos direcciones principales, necesarias para verificar la distribución de carga y para el cálculo de los momentos resistentes.

Tabla 52: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	25	Combinación de Simo X	Combination	Max	-6,6902	1,4187	-6,6032
Base	25	Combinación de Simo X	Combination	Min	-8,3096	0,2259	-8,2821
Base	25	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	-1,7495	9,2794	0,3405
Base	25	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	-2,8357	8,4775	-0,7882
Base	27	Combinación de Simo X	Combination	Max	20,8053	0,0073	-7,0686
Base	27	Combinación de Simo X	Combination	Min	19,5234	0,0051	-8,9162
Base	27	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	2,654	9,5358	0,4651
Base	27	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	1,799	9,5343	-0,7771

Fuente: Propia

Tabla 53: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
6,6902	1,4187	6,6032
8,3096	0,2259	8,2821
1,7495	9,2794	0,3405
2,8357	8,4775	0,7882
20,8053	0,0073	7,0686
19,5234	0,0051	8,9162
2,654	9,5358	0,4651
1,799	9,5343	0,7771

Fuente: Propia

Tabla 54: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m <sup>2</sup> )	13	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m <sup>2</sup> )	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
8,3096	9,2794	8,2821	0,927	0,963	1,25	1,25
20,8053	9,2794	8,2821	2,321	1,523	1,25	1,25
20,8053	9,2794	8,9162	2,321	1,523	1,25	1,25
20,8053	9,5358	8,9162	2,321	1,523	1,25	1,25
20,8053	9,5358	8,9162	2,321	1,523	2	2
19,5234	9,5358	8,9162	2,178	1,476	2	2
17,021	9,5358	8,6415	1,898	1,378	2	2
17,021	10,2122	8,6415	1,898	1,378	2	2

Fuente: Propia

Tabla 55: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	29	Combinación de Simo X	Combination	Max	17,021	-0,3453	-6,9773
Base	29	Combinación de Simo X	Combination	Min	16,8379	-1,6505	-8,6415
Base	29	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	0,6322	10,2122	0,1572
Base	29	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	0,5086	9,3346	-0,9616
Base	43	Combinación de Simo X	Combination	Max	-3,0304	1,2967	-8,1721
Base	43	Combinación de Simo X	Combination	Min	-4,5065	0,0066	-8,8537
Base	43	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	15,1501	9,7953	0,1762
Base	43	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	14,1567	8,928	-0,282

Fuente: Propia

Tabla 56: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
17,021	0,3453	6,9773
16,8379	1,6505	8,6415
0,6322	10,2122	0,1572
0,5086	9,3346	0,9616
3,0304	1,2967	8,1721
4,5065	0,0066	8,8537
15,1501	9,7953	0,1762
14,1567	8,928	0,282

Fuente: Propia

Tabla 57: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m2)	13	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m2)	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
17,021	10,2122	8,6415	1,898	1,378	2	2
16,8379	10,2122	8,6415	1,878	1,370	2	2
4,5065	10,2122	8,8537	0,503	0,709	2	2
15,1501	9,7953	8,8537	1,690	1,300	2	2
15,1501	9,7953	8,8537	1,690	1,300	2	2
15,1501	9,7953	8,8537	1,690	1,300	2	2
15,1501	9,7953	9,6749	1,690	1,300	2	2
20,8444	10,8911	9,6749	2,325	1,525	2	2

Fuente: Propia

Tabla 58: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	41	Combinación de Simo X	Combination	Max	14,2279	1,8242	-8,6784
Base	41	Combinación de Simo X	Combination	Min	12,7266	0,4756	-9,6749
Base	41	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	20,8444	10,8911	0,9943
Base	41	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	19,8358	9,9844	0,3244
Base	39	Combinación de Simo X	Combination	Max	4,5755	1,5822	-8,7065
Base	39	Combinación de Simo X	Combination	Min	4,0018	0,356	-10,7821
Base	39	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	19,7769	10,0229	1,3833
Base	39	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	19,3915	9,1985	-0,0121

Fuente: Propia

Tabla 59: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
14,2279	1,8242	8,6784
12,7266	0,4756	9,6749
20,8444	10,8911	0,9943
19,8358	9,9844	0,3244
4,5755	1,5822	8,7065
4,0018	0,356	10,7821
19,7769	10,0229	1,3833
19,3915	9,1985	0,0121

Fuente: Propia

Tabla 60: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m <sup>2</sup> )	13	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m <sup>2</sup> )	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
20,8444	10,8911	9,6749	2,325	1,525	2	2
20,8444	10,8911	9,6749	2,325	1,525	2	2
20,8444	10,8911	10,7821	2,325	1,525	2	2
19,8358	10,0229	10,7821	2,212	1,487	2	2
19,7769	10,0229	10,7821	2,206	1,485	2	2
22,0058	10,0229	10,7821	2,454	1,567	2	2
22,0058	10,0229	12,044	2,454	1,567	2	2
32,3691	10,4738	12,044	3,610	1,900	2	2

Fuente: Propia

Tabla 61: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	37	Combinación de Simo X	Combination	Max	22,0058	0,5053	-9,7545
Base	37	Combinación de Simo X	Combination	Min	21,7421	0,4781	-12,044
Base	37	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	32,3691	10,4738	1,1833
Base	37	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	32,1921	10,4555	-0,3559
Base	47	Combinación de Simo X	Combination	Max	50,6344	0,5	-10,1409
Base	47	Combinación de Simo X	Combination	Min	50,4509	0,4664	-11,245
Base	47	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	44,882	11,4857	0,6198
Base	47	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	44,7588	11,4631	-0,1225

Fuente: Propia

Tabla 62: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
22,0058	0,5053	9,7545
21,7421	0,4781	12,044
32,3691	10,4738	1,1833
32,1921	10,4555	0,3559
50,6344	0,5	10,1409
50,4509	0,4664	11,245
44,882	11,4857	0,6198
44,7588	11,4631	0,1225

Fuente: Propia

Tabla 63: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m2)	13	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m2)	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
32,3691	10,4738	12,044	3,610	1,900	2	2
50,6344	10,4738	12,044	5,648	2,376	2	2
50,6344	10,4738	11,245	5,648	2,376	2	2
50,6344	11,4857	11,245	5,648	2,376	2	2
50,6344	11,4857	11,245	5,648	2,376	2,5	2,5
50,4509	11,4857	11,245	5,627	2,372	2,5	2,5
44,882	11,4857	10,7792	5,006	2,237	2,5	2,5
44,7588	11,4631	10,7792	4,992	2,234	2,5	2,5

Fuente: Propia

Tabla 64: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	33	Combinación de Simo X	Combination	Max	35,4265	0,1027	-9,7881
Base	33	Combinación de Simo X	Combination	Min	33,9493	-1,3021	-10,7792
Base	33	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	21,4791	11,2847	-0,0765
Base	33	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	20,4867	10,3403	-0,7428
Base	31	Combinación de Simo X	Combination	Max	33,4327	-0,3712	-8,8606
Base	31	Combinación de Simo X	Combination	Min	32,0648	-1,7863	-9,5641
Base	31	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	32,4542	10,8817	-0,6168
Base	31	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	31,5347	9,9303	-1,0897

Fuente: Propia

Tabla 65: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
35,4265	0,1027	9,7881
33,9493	1,3021	10,7792
21,4791	11,2847	0,0765
20,4867	10,3403	0,7428
33,4327	0,3712	8,8606
32,0648	1,7863	9,5641
32,4542	10,8817	0,6168
31,5347	9,9303	1,0897

Fuente: Propia

Tabla 66: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m <sup>2</sup> )	13	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m <sup>2</sup> )	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
35,4265	11,2847	10,7792	3,951	1,988	2	2
33,9493	11,2847	10,7792	3,787	1,946	2	2
33,4327	11,2847	9,5641	3,729	1,931	2	2
33,4327	10,8817	9,5641	3,729	1,931	2	2
33,4327	10,8817	9,5641	3,729	1,931	2	2
43,7803	10,8817	9,5641	4,883	2,210	2	2
43,7803	10,8817	9,4275	4,883	2,210	2	2
43,7803	10,0601	9,4275	4,883	2,210	2	2

Fuente: Propia

Tabla 67: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	45	Combinación de Simo X	Combination	Max	43,7803	-0,5376	-8,6551
Base	45	Combinación de Simo X	Combination	Min	43,4368	-0,559	-9,4275
Base	45	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	42,5574	10,0601	0,8007
Base	45	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	42,3205	10,0457	0,2815
Base	35	Combinación de Simo X	Combination	Max	17,8635	0,1693	-9,1599
Base	35	Combinación de Simo X	Combination	Min	17,5392	-1,1201	-11,2196
Base	35	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	20,5572	10,4725	0,6278
Base	35	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	20,3393	9,6056	-0,7569

Fuente: Propia

Tabla 68: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
43,7803	0,5376	8,6551
43,4368	0,559	9,4275
42,5574	10,0601	0,8007
42,3205	10,0457	0,2815
17,8635	0,1693	9,1599
17,5392	1,1201	11,2196
20,5572	10,4725	0,6278
20,3393	9,6056	0,7569

Fuente: Propia

Tabla 69: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m2)	13	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m2)	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
43,7803	10,0601	9,4275	4,883	2,210	2,5	2,5
43,4368	10,0601	9,4275	4,845	2,201	2,5	2,5
42,5574	10,0601	11,2196	4,747	2,179	2,5	2,5
42,3205	10,4725	11,2196	4,720	2,173	2,5	2,5
20,5572	10,4725	11,2196	2,293	1,514	1,7	1,7
20,5572	10,4725	11,2196	2,293	1,514	1,7	1,7
20,5572	10,4725	6,0316	2,293	1,514	1,7	1,7
20,3393	9,6056	6,0316	2,269	1,506	1,7	1,7

Fuente: Propia

Tabla 70: Reacciones Obtenidas en los Apoyos de los Plintos

TABLE: Joint Reactions							
Story	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FZ	MX	MY
					tonf	tonf-m	tonf-m
Base	93	Combinación de Sismo X	Combination	Max	4,5754	0,369	-4,8167
Base	93	Combinación de Sismo X	Combination	Min	4,4723	0,0758	-6,0316
Base	93	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	3,5629	4,6133	0,2386
Base	93	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	3,4877	4,4162	-0,5783
Base	91	Combinación de Sismo X	Combination	Max	14,7921	0,0451	-5,9567
Base	91	Combinación de Sismo X	Combination	Min	14,4362	-0,3301	-6,4651
Base	91	Combinación de Sismo Y	Combination	Max	12,4359	5,3372	0,1159
Base	91	Combinación de Sismo Y	Combination	Min	12,203	5,0849	-0,2259

Fuente: Propia

Tabla 71: Valores Absolutos de las Reacciones

valores absolutos		
FZ	MX	MY
tonf	tonf-m	tonf-m
4,5754	0,369	4,8167
4,4723	0,0758	6,0316
3,5629	4,6133	0,2386
3,4877	4,4162	0,5783
14,7921	0,0451	5,9567
14,4362	0,3301	6,4651
12,4359	5,3372	0,1159
12,203	5,0849	0,2259

Fuente: Propia

Tabla 72: Valores Máximos de Carga Vertical y Momento Obtenidos

Qa(Ton/m <sup>2</sup> )	13	Dimensiones de Plinto				
Pu(Ton)	Mx(ton-m)	My(Ton-m)	Area(m <sup>2</sup> )	Longitud plinto(m)	a(m)	b(m)
4,5754	4,6133	6,0316	0,510	0,714	1,25	1,5
14,7921	4,6133	6,0316	1,650	1,284	1,25	1,5
14,7921	4,6133	6,4651	1,650	1,284	1,25	1,5
14,7921	5,3372	6,4651	1,650	1,284	1,25	1,5
14,7921	5,3372	6,4651	1,650	1,284	1,5	1,5
14,4362	5,3372	6,4651	1,610	1,269	1,5	1,5
12,4359	5,3372	0,2259	1,387	1,178	1,5	1,5
12,203	5,0849	0,2259	1,361	1,167	1,5	1,5

Fuente: Propia

## 3.5. Verificación en Zapadas para Doble Excentricidad con MathCad

## 3.5.1. Caso Suelo 1

Numero de Plinto de la Estructura: 1

$$Df := 1.75 \text{ m}$$

$$y := 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$B := 1.25 \text{ m}$$

$$y_{\text{sat}} := 2450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$L := 1.25 \text{ m}$$

$$D1 := 0.65 \text{ m}$$

$$\phi := 35^\circ$$

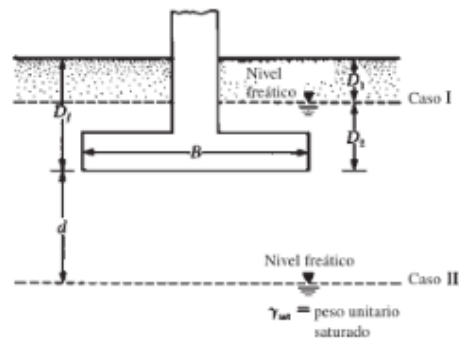
$$D2 := 1.1 \text{ m}$$

$$Mx := 9.27 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$c' := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$My := 8.28 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Q := 8.3 \text{ ton}$$



Caso I: Si el nivel freático se encuentra de manera que  $0 \leq D_1 \leq D_2$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \quad (16.11)$$

Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por  $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ .

## 1. IDENTIFICAMOS EL CASO SEGUN EL NIVEL FREATICO: CASO 1

## 2. DETERMINAMOS LOS VALORES PARA Y' y q

$$y' := y_{\text{sat}} - 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = (1.45 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q := D1 \cdot y + D2 \cdot y' = (2.798 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

## 3. DETERMINAMOS NC, NQ, NY

$$Nq := \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 33.296$$

$$N_c := \frac{\cos(\phi)}{\sin(\phi)} \cdot (Nq - 1) = 46.124$$

$$N\gamma := 2 (Nq - 1) \tan(\phi) = 45.228$$

#### 4. DETERMINAMOS LOS FACTORES DE FORMA E INCLINACION

$$F_{cs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.722 \qquad F_{ci} := 1$$

$$F_{qs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi) = 1.7 \qquad F_{\gamma i} := 1$$

$$F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6 \qquad F_{qi} := 1$$

#### 5. DETERMINAMOS FACTOR DE PROFUNDIDAD

$$\frac{Df}{B} = 1.4 \qquad \left( \frac{Df}{B} \leq 1 \right)$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \left( \frac{Df}{B} \right) = 1.357$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc \tan(\phi)} = 1.368$$

$$F_{\gamma d} := 1$$

#### 6. CALCULO DE EXCENTRICIDADES E IDENTIFICACION DEL CASO:

$$e_L := \frac{Mx}{Q} = 1.117 \text{ m}$$

$$e_B := \frac{My}{Q} = 0.998 \text{ m}$$

$$\frac{e_L}{L} = 0.893$$

Caso I:  $e_L/L \geq \frac{1}{6}$  y  $e_B/B \geq \frac{1}{6}$

Caso II:  $e_L/L < 0.5$  y  $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$ .

Caso III:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $0 < e_B/B < 0.5$ .

Caso IV:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $e_B/B < \frac{1}{6}$

$$B_1 := B \cdot \left( 1.5 - \frac{3 \cdot e_B}{B} \right) = -1.118 \text{ m}$$

$$L_1 := L \cdot \left( 1.5 - \frac{3 \cdot e_L}{L} \right) = -1.476 \text{ m}$$

$$A' := \frac{1}{2} \cdot B_1 \cdot L_1 = 0.825 \text{ m}^2 \quad B' := \frac{A'}{L_1} = -0.559 \text{ m}$$

7. DETERMINAMOS CAPACIDAD DE CARGA:

$$q_u := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (3.124 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_1 := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} = (1.086 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_2 := q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} = (2.148 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_3 := \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = -1.1 \cdot 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{total} := q_1 + q_2 + q_3 = 31.244 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

8. DETERMINAMOS QU:

$$Q_{ult} := q_{total} \cdot B' \cdot L_1 = (2.577 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$Q_{ult1} := 12.35 \text{ ton}$$

$$Fs < 4.5$$

$$Fs := \frac{Q_{ult1}}{Q} = 1.488$$

NO CUMPLE

## Numero de Plinto de la Estructura: 2

$$Df := 1.75 \text{ m}$$

$$y := 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$B := 3 \text{ m}$$

$$ysat := 2450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$L := 3 \text{ m}$$

$$D1 := 0.65 \text{ m}$$

$$\phi := 35^\circ$$

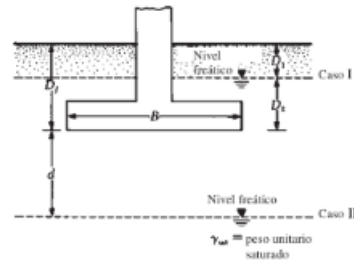
$$D2 := 1.1 \text{ m}$$

$$Mx := 11.48 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$c := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$My := 11.24 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Q := 50.63 \text{ ton}$$



Caso I: Si el nivel freático se encuentra de manera que  $0 \leq D_1 \leq D_2$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (16.11)$$

Además, el valor de  $y$  en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por  $y' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

## 9. IDENTIFICAMOS EL CASO SEGUN EL NIVEL FREATICO: CASO 1

## 10. DETERMINAMOS LOS VALORES PARA Y' y q

$$y' := y_{sat} - 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = (1.45 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q := D1 \cdot y + D2 \cdot y' = (2.798 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

## 11. DETERMINAMOS NC, NQ, NY

$$Nq := \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 33.296$$

$$Nc := \frac{\cos(\phi)}{\sin(\phi)} \cdot (Nq - 1) = 46.124$$

$$N\gamma := 2 (Nq - 1) \tan(\phi) = 45.228$$

## 12. DETERMINAMOS LOS FACTORES DE FORMA E INCLINACION

$$F_{cs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.722 \quad F_{ci} := 1$$

$$F_{qs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi) = 1.7 \quad F_{\gamma i} := 1$$

$$F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6 \quad F_{qi} := 1$$

## 13. DETERMINAMOS FACTOR DE PROFUNDIDAD

$$\frac{Df}{B} = 0.583 \quad \left( \frac{Df}{B} \leq 1 \right)$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \left( \frac{Df}{B} \right) = 1.149$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc \tan(\phi)} = 1.153$$

$$F_{\gamma d} := 1$$

## 14. CALCULO DE EXCENTRICIDADES E IDENTIFICACION DEL CASO:

$$e_L := \frac{Mx}{Q} = 0.227 \text{ m} \quad e_B := \frac{My}{Q} = 0.222 \text{ m}$$

$$\frac{e_L}{L} = 0.076 \quad \frac{e_B}{B} = 0.074$$

Caso I:  $e_L/L \geq \frac{1}{6}$  y  $e_B/B \geq \frac{1}{6}$

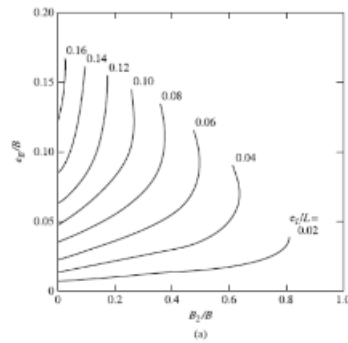
Caso II:  $e_L/L < 0.5$  y  $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$ .

Caso III:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $0 < e_B/B < 0.5$ .

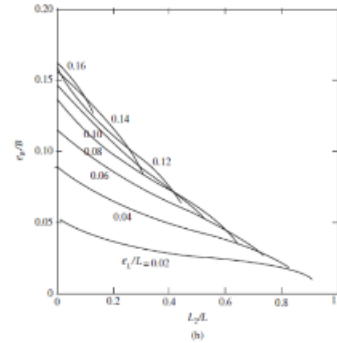
Caso IV:  $e_L/L < \frac{1}{2}$  y  $e_B/B < \frac{1}{2}$

## Caso IV

PARA ENCONTRAR B2



PARA ENCONTRAR L2



$$B2 := 0.69 \text{ m}$$

$$L2 := 1.35 \text{ m}$$

$$A' := L2 \cdot B + \frac{1}{2} \cdot (B + B2) (L - L2) = 7.094 \text{ m}^2$$

$$B' := \frac{A'}{L} = 2.365 \text{ m}$$

$$L' := L = 3 \text{ m}$$

15. DETERMINAMOS CAPACIDAD DE CARGA:

$$q_u := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (3.2 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_1 := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} = (9.158 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_2 := q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} = (1.819 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_3 := \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (4.652 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{total} := q_1 + q_2 + q_3 = 32 \frac{kg}{cm^2}$$

16. DETERMINAMOS QU:

$$Q_{ult} := q_{total} \cdot B \cdot L = (2.27 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

$$Q_{ult1} := 76.08 \text{ ton} \quad F_s < 4.5$$

$$F_s := \frac{Q_{ult1}}{Q} = 1.503 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Numero de Plinto de la Estructura: 3

$$Df := 1.75 \text{ m}$$

$$B := 2.5 \text{ m}$$

$$L := 2.5 \text{ m}$$

$$D1 := 0.65 \text{ m}$$

$$D2 := 1.1 \text{ m}$$

$$c' := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$y := 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

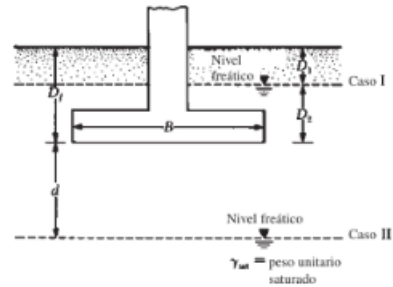
$$ysat := 2450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\phi := 35^\circ$$

$$Mx := 11.28 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$My := 10.77 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Q := 35.42 \text{ ton}$$



Caso I: Si el nivel freático se encuentra de manera que  $0 \leq D_1 \leq D_p$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (16.11)$$

Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

17. IDENTIFICAMOS EL CASO SEGUN EL NIVEL FREATICO: CASO 1

18. DETERMINAMOS LOS VALORES PARA Y' y q

$$y' := y_{sat} - 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = (1.45 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q := D1 \cdot y + D2 \cdot y' = (2.798 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

19. DETERMINAMOS NC, NQ, NY

$$Nq := \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 33.296$$

$$Nc := \frac{\cos(\phi)}{\sin(\phi)} \cdot (Nq - 1) = 46.124$$

$$N\gamma := 2 (Nq - 1) \tan(\phi) = 45.228$$

## 20. DETERMINAMOS LOS FACTORES DE FORMA E INCLINACION

$$F_{cs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.722 \qquad F_{ci} := 1$$

$$F_{qs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi) = 1.7 \qquad F_{qi} := 1$$

$$F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6 \qquad F_{\gamma i} := 1$$

## 21. DETERMINAMOS FACTOR DE PROFUNDIDAD

$$\frac{Df}{B} = 0.7 \qquad \left( \frac{Df}{B} \leq 1 \right)$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \left( \frac{Df}{B} \right) = 1.178$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc \tan(\phi)} = 1.184$$

$$F_{\gamma d} := 1$$

## 22. CALCULO DE EXCENTRICIDADES E IDENTIFICACION DEL CASO:

$$e_L := \frac{Mx}{Q} = 0.318 \text{ m} \qquad e_B := \frac{My}{Q} = 0.304 \text{ m}$$

Caso I:  $e_L/L \geq \frac{1}{6}$  y  $e_B/B \geq \frac{1}{6}$

Caso II:  $e_L/L < 0.5$  y  $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$ .

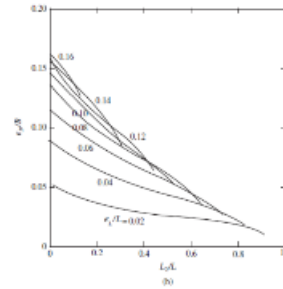
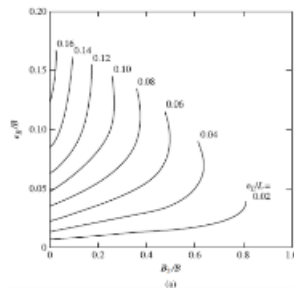
$$\frac{e_L}{L} = 0.127 \qquad \frac{e_B}{B} = 0.122 \qquad \text{Caso III: } e_L/L < \frac{1}{6} \text{ y } 0 < e_B/B < 0.5.$$

Caso IV:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $e_B/B < \frac{1}{6}$

## Caso IV

PARA ENCONTRAR B2

PARA ENCONTRAR L2



$$\boxed{B2} := 0.45 \text{ m}$$

$$\boxed{L2} := 0.7 \text{ m}$$

$$\boxed{A'} := L2 \cdot B + \frac{1}{2} \cdot (B + B2) \cdot (L - L2) = 4.405 \text{ m}^2$$

$$\boxed{B'} := \frac{A'}{L} = 1.762 \text{ m}$$

$$\boxed{L'} := L = 2.5 \text{ m}$$

23. DETERMINAMOS CAPACIDAD DE CARGA:

$$\boxed{q_u} := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (3.153 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\boxed{q_1} := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} = (9.401 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\boxed{q_2} := q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} = (1.866 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\boxed{q_3} := \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (3.467 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{total} := q_1 + q_2 + q_3 = 31.528 \frac{kg}{cm^2}$$

24. DETERMINAMOS QU:

$$Q_{ult} := q_{total} \cdot B \cdot L = (1.389 \cdot 10^6) \text{ kg}$$

$$Q_{ult1} := 76.08 \text{ ton} \quad F_s < 4.5$$

$$F_s := \frac{Q_{ult1}}{Q} = 2.148 \quad \text{NO CUMPLE}$$

## Numero de Plinto de la Estructura: 4

$$Df := 1.75 \text{ m}$$

$$y := 1850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$B := 2 \text{ m}$$

$$y_{sat} := 2450 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$L := 2 \text{ m}$$

$$D1 := 0.65 \text{ m}$$

$$\phi := 35^\circ$$

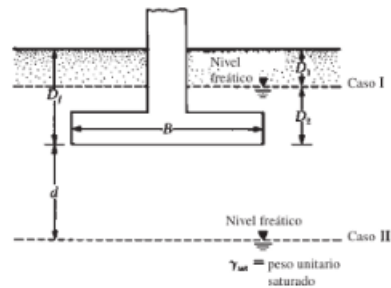
$$D2 := 1.1 \text{ m}$$

$$Mx := 10.47 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$c := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$My := 11.21 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Q := 20.55 \text{ ton}$$



Caso I: Si el nivel freático se encuentra de manera que  $0 \leq D_1 \leq D_2$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (16.11)$$

Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

25. IDENTIFICAMOS EL CASO SEGUN EL NIVEL FREATICO: CASO 1

26. DETERMINAMOS LOS VALORES PARA Y' y q

$$y' := y_{sat} - 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = (1.45 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q := D1 \cdot y + D2 \cdot y' = (2.798 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

27. DETERMINAMOS NC, NQ, NY

$$Nq := \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 33.296$$

$$Nc := \frac{\cos(\phi)}{\sin(\phi)} \cdot (Nq - 1) = 46.124$$

$$N\gamma := 2 (Nq - 1) \tan(\phi) = 45.228$$

## 28. DETERMINAMOS LOS FACTORES DE FORMA E INCLINACION

$$F_{cs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.722 \quad F_{ci} := 1$$

$$F_{qs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi) = 1.7 \quad F_{qi} := 1$$

$$F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6 \quad F_{qi} := 1$$

## 29. DETERMINAMOS FACTOR DE PROFUNDIDAD

$$\frac{Df}{B} = 0.875 \quad \left( \frac{Df}{B} \leq 1 \right)$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \left( \frac{Df}{B} \right) = 1.223$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc \tan(\phi)} = 1.23$$

$$F_{\gamma d} := 1$$

## 30. CALCULO DE EXCENTRICIDADES E IDENTIFICACION DEL CASO:

$$e_L := \frac{Mx}{Q} = 0.509 \text{ m} \quad e_B := \frac{My}{Q} = 0.545 \text{ m}$$

Caso I

$$\frac{e_L}{L} = 0.255 \quad \frac{e_B}{B} = 0.273$$

Caso I:  $e_L/L \geq \frac{1}{6}$  y  $e_B/B \geq \frac{1}{6}$ Caso II:  $e_L/L < 0.5$  y  $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$ Caso III:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $0 < e_B/B < 0.5$ .Caso IV:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $e_B/B < \frac{1}{6}$ 

$$B_1 := B \cdot \left( 1.5 - \frac{3 \cdot e_B}{B} \right) = 1.364 \text{ m}$$

$$\boxed{L_1} := L \cdot \left( 1.5 - \frac{3 \cdot e_L}{B} \right) = 1.472 \text{ m}$$

$$\boxed{A'} := \frac{1}{2} \cdot B_1 \cdot L_1 = 1.003 \text{ m}^2$$

$$\boxed{B'} := \frac{A'}{L_1} = 0.682 \text{ m}$$

31. DETERMINAMOS CAPACIDAD DE CARGA:

$$\boxed{q_u} := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (3.047 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\boxed{q_1} := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} = (9.766 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\boxed{q_2} := q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} = (1.937 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\boxed{q_3} := \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (1.341 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\boxed{q_{total}} := q_1 + q_2 + q_3 = 30.473 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

32. DETERMINAMOS QU:

$$\boxed{Q_{ult}} := q_{total} \cdot B' \cdot L_1 = (3.057 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$\boxed{Q_{ult1}} := 12.35 \text{ ton} \quad F_s < 4.5$$

NO CUMPLE

$$\boxed{F_s} := \frac{Q_{ult1}}{Q} = 0.601$$

## 3.5.2. Caso Suelo 2

Numero de Plinto de la Estructura: 1

$$Df := 1.75 \text{ m}$$

$$B := 1.25 \text{ m}$$

$$L := 1.25 \text{ m}$$

$$D1 := 0.65 \text{ m}$$

$$D2 := 1.1 \text{ m}$$

$$c' := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$y := 1690 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

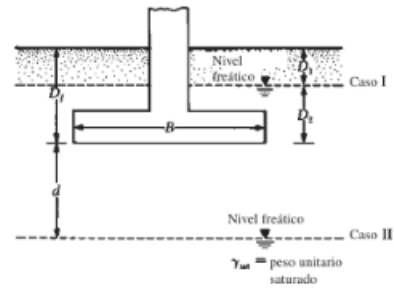
$$ysat := 2825 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\phi := 28^\circ$$

$$Mx := 9.27 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$My := 8.28 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Q := 8.3 \text{ ton}$$



Caso I: Si el nivel freático se encuentra de manera que  $0 \leq D_1 \leq D_2$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (16.11)$$

Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

1. IDENTIFICAMOS EL CASO SEGUN EL NIVEL FREATICO: CASO 1

2. DETERMINAMOS LOS VALORES PARA Y' y q

$$y' := y_{sat} - 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = (1.825 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q := D1 \cdot y + D2 \cdot y' = (3.106 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

3. DETERMINAMOS NC, NQ, NY

$$Nq := \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 14.72$$

$$Nc := \frac{\cos(\phi)}{\sin(\phi)} \cdot (Nq - 1) = 25.803$$

$$N\gamma := 2 (Nq - 1) \tan(\phi) = 14.59$$

## 4. DETERMINAMOS LOS FACTORES DE FORMA E INCLINACION

$$F_{cs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.57 \quad F_{ci} := 1$$

$$F_{qs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi) = 1.532 \quad F_{\gamma i} := 1$$

$$F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6 \quad F_{qi} := 1$$

## 5. DETERMINAMOS FACTOR DE PROFUNDIDAD

$$\frac{Df}{B} = 1.4 \quad \left( \frac{Df}{B} \leq 1 \right)$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \left( \frac{Df}{B} \right) = 1.419$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc \tan(\phi)} = 1.45$$

$$F_{\gamma d} := 1$$

## 6. CALCULO DE EXCENTRICIDADES E IDENTIFICACION DEL CASO:

$$e_L := \frac{Mx}{Q} = 1.117 \text{ m} \quad e_B := \frac{My}{Q} = 0.998 \text{ m}$$

Caso I

$$\frac{e_L}{L} = 0.893 \quad \frac{e_B}{B} = 0.798$$

Caso I:  $e_L/L \geq \frac{1}{6}$  y  $e_B/B \geq \frac{1}{6}$ 

$$B_1 := B \cdot \left( 1.5 - \frac{3 \cdot e_B}{B} \right) = -1.118 \text{ m}$$

Caso II:  $e_L/L < 0.5$  y  $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$ Caso III:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $0 < e_B/B < 0.5$ .

$$L_1 := L \cdot \left( 1.5 - \frac{3 \cdot e_L}{L} \right) = -1.476 \text{ m}$$

Caso IV:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $e_B/B < \frac{1}{6}$

$$A' := \frac{1}{2} \cdot B_1 \cdot L_1 = 0.825 \text{ m}^2 \quad B' := \frac{A'}{L_1} = -0.559 \text{ m}$$

7. DETERMINAMOS CAPACIDAD DE CARGA:

$$q_u := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (1.537 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_1 := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} = (5.874 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_2 := q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} = (9.937 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_3 := \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = -4.464 \cdot 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{utotal} := q_1 + q_2 + q_3 = 15.365 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

8. DETERMINAMOS QU:

$$Q_{ult} := q_{utotal} \cdot B' \cdot L_1 = (1.267 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$Q_{ult1} := 12.35 \text{ ton} \quad F_s < 4.5$$

$$F_s := \frac{Q_{ult1}}{Q} = 1.488 \quad \text{NO CUMPLE}$$

## Numero de Plinto de la Estructura: 2

$$Df := 1.75 \text{ m}$$

$$y := 1690 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$B := 2.5 \text{ m}$$

$$ysat := 2825 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$L := 2.5 \text{ m}$$

$$D1 := 0.65 \text{ m}$$

$$\phi := 28^\circ$$

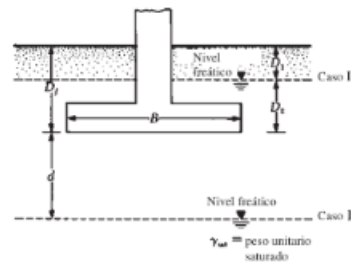
$$D2 := 1.1 \text{ m}$$

$$Mx := 11.48 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$c := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$My := 11.24 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Q := 50.63 \text{ ton}$$



Caso I: Si el nivel freático se encuentra de manera que  $0 \leq D_1 \leq D_2$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (16.11)$$

Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

## 9. IDENTIFICAMOS EL CASO SEGUN EL NIVEL FREATICO: CASO 1

## 10. DETERMINAMOS LOS VALORES PARA Y' y q

$$y' := y_{sat} - 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = (1.825 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q := D1 \cdot y + D2 \cdot y' = (3.106 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

## 11. DETERMINAMOS NC, NQ, NY

$$Nq := \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 14.72$$

$$Nc := \frac{\cos(\phi)}{\sin(\phi)} \cdot (Nq - 1) = 25.803$$

$$N\gamma := 2 (Nq - 1) \tan(\phi) = 14.59$$

## 12. DETERMINAMOS LOS FACTORES DE FORMA E INCLINACION

$$F_{cs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.57 \quad F_{ci} := 1$$

$$F_{qs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi) = 1.532 \quad F_{qi} := 1$$

$$F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6 \quad F_{qi} := 1$$

## 13. DETERMINAMOS FACTOR DE PROFUNDIDAD

$$\frac{Df}{B} = 0.7 \quad \left( \frac{Df}{B} \leq 1 \right)$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \left( \frac{Df}{B} \right) = 1.21$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc \tan(\phi)} = 1.225$$

$$F_{\gamma d} := 1$$

## 14. CALCULO DE EXCENTRICIDADES E IDENTIFICACION DEL CASO:

$$e_L := \frac{Mx}{Q} = 0.227 \text{ m} \quad e_B := \frac{My}{Q} = 0.222 \text{ m}$$

$$\frac{e_L}{L} = 0.091 \quad \frac{e_B}{B} = 0.089$$

Caso IV:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $e_B/B < \frac{1}{6}$

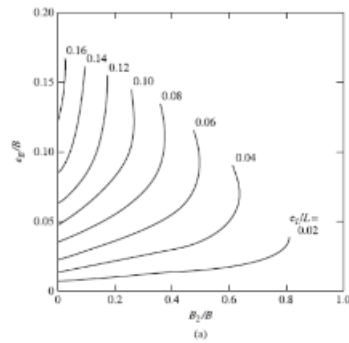
Caso I:  $e_L/L \geq \frac{1}{6}$  y  $e_B/B \geq \frac{1}{6}$

Caso II:  $e_L/L < 0.5$  y  $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$

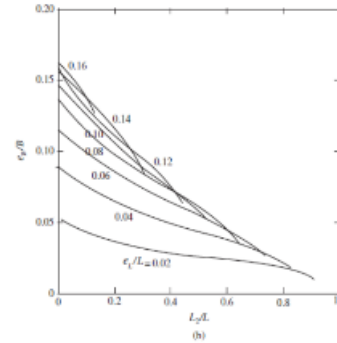
Caso III:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $0 < e_B/B < 0.5$ .

## Caso IV

PARA ENCONTRAR B2



PARA ENCONTRAR L2



$$B2 := 0.45 \text{ m}$$

$$L2 := 0.875 \text{ m}$$

$$A' := L2 \cdot B + \frac{1}{2} \cdot (B + B2) (L - L2) = 4.584 \text{ m}^2$$

$$B' := \frac{A'}{L} = 1.834 \text{ m}$$

$$L' := L = 2.5 \text{ m}$$

15. DETERMINAMOS CAPACIDAD DE CARGA:

$$q_u := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (1.49 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_1 := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} = (4.963 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_2 := q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} = (8.47 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_3 := \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (1.465 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{total}} := q_1 + q_2 + q_3 = 14.898 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

16. DETERMINAMOS QU:

$$Q_{ult} := q_{total} \cdot B \cdot L = (6.83 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$Q_{ult1} := 76.08 \text{ ton} \quad F_s < 4.5$$

$$F_s := \frac{Q_{ult1}}{Q} = 1.503 \quad \text{NO CUMPLE}$$

## Numero de Plinto de la Estructura: 3

$$Df := 1.75 \text{ m}$$

$$B := 2 \text{ m}$$

$$L := 2 \text{ m}$$

$$D1 := 0.65 \text{ m}$$

$$D2 := 1.1 \text{ m}$$

$$c' := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$y := 1690 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

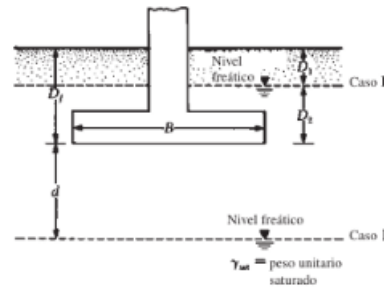
$$ysat := 2825 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\phi := 28^\circ$$

$$Mx := 11.28 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$My := 10.77 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Q := 35.42 \text{ ton}$$



Caso I: Si el nivel freático se encuentra de manera que  $0 \leq D_1 \leq D_2$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (16.11)$$

Además, el valor de  $y$  en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por  $y' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

## 17. IDENTIFICAMOS EL CASO SEGUN EL NIVEL FREATICO: CASO 1

## 18. DETERMINAMOS LOS VALORES PARA Y' y q

$$y' := y_{sat} - 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = (1.825 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q := D1 \cdot y + D2 \cdot y' = (3.106 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

## 19. DETERMINAMOS NC, NQ, NY

$$Nq := \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 14.72$$

$$Nc := \frac{\cos(\phi)}{\sin(\phi)} \cdot (Nq - 1) = 25.803$$

$$N\gamma := 2 (Nq - 1) \tan(\phi) = 14.59$$

## 20. DETERMINAMOS LOS FACTORES DE FORMA E INCLINACION

$$F_{cs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.57$$

$$F_{ci} := 1$$

$$F_{qs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi) = 1.532$$

$$F_{\gamma s} := 1$$

$$F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6$$

$$F_{qs} := 1$$

21. DETERMINAMOS FACTOR DE PROFUNDIDAD

$$\frac{Df}{B} = 0.875 \quad \left( \frac{Df}{B} \leq 1 \right)$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \left( \frac{Df}{B} \right) = 1.262$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc \tan(\phi)} = 1.281$$

$$F_{\gamma d} := 1$$

22. CALCULO DE EXCENTRICIDADES E IDENTIFICACION DEL CASO:

$$e_L := \frac{Mx}{Q} = 0.318 \text{ m}$$

$$e_B := \frac{My}{Q} = 0.304 \text{ m}$$

$$\frac{e_L}{L} = 0.159$$

$$\frac{e_B}{B} = 0.152$$

Caso I:  $e_L/L \geq \frac{1}{6}$  y  $e_B/B \geq \frac{1}{6}$

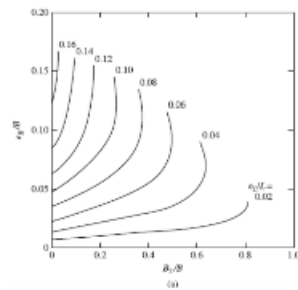
Caso II:  $e_L/L < 0.5$  y  $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$

Caso III:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $0 < e_B/B < 0.5$

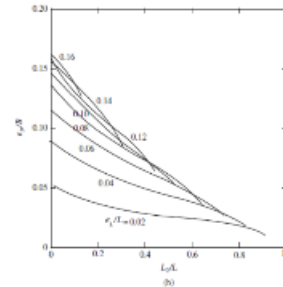
Caso IV:  $e_L/L < \frac{1}{6}$  y  $e_B/B < \frac{1}{6}$

## Caso IV

PARA ENCONTRAR B2



PARA ENCONTRAR L2



$$B2 := 0.36 \text{ m}$$

$$L2 := 0.64 \text{ m}$$

$$A' := L2 \cdot B + \frac{1}{2} \cdot (B + B2) \cdot (L - L2) = 2.885 \text{ m}^2$$

$$B' := \frac{A'}{L} = 1.442 \text{ m}$$

$$L' := L = 2 \text{ m}$$

23. DETERMINAMOS CAPACIDAD DE CARGA:

$$q_u := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (1.518 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_1 := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} = (5.191 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_2 := q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} = (8.837 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_3 := \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (1.152 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{total} := q_1 + q_2 + q_3 = 15.18 \frac{kg}{cm^2}$$

24. DETERMINAMOS QU:

$$Q_{ult} := q_{total} \cdot B \cdot L = (4.379 \cdot 10^5) \text{ kg}$$

$$Q_{ult1} := 76.08 \text{ ton} \quad F_s < 4.5$$

$$F_s := \frac{Q_{ult1}}{Q} = 2.148 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Numero de Plinto de la Estructura: 4

$$Df := 1.75 \text{ m}$$

$$B := 1.7 \text{ m}$$

$$L := 1.7 \text{ m}$$

$$D1 := 0.65 \text{ m}$$

$$D2 := 1.1 \text{ m}$$

$$c := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$y := 1690 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

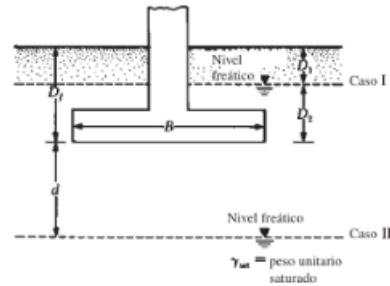
$$ysat := 2825 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\phi := 28^\circ$$

$$Mx := 10.47 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$My := 11.21 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$Q := 20.55 \text{ ton}$$



Caso I: Si el nivel freático se encuentra de manera que  $0 \leq D_1 \leq D_2$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (16.11)$$

Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones tiene que ser sustituido por  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

25. IDENTIFICAMOS EL CASO SEGUN EL NIVEL FREATICO: CASO 1

26. DETERMINAMOS LOS VALORES PARA Y' y q

$$y' := y_{sat} - 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = (1.825 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q := D1 \cdot y + D2 \cdot y' = (3.106 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

27. DETERMINAMOS NC, NQ, NY

$$Nq := \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} = 14.72$$

$$Nc := \frac{\cos(\phi)}{\sin(\phi)} \cdot (Nq - 1) = 25.803$$

$$N\gamma := 2 (Nq - 1) \tan(\phi) = 14.59$$

## 28. DETERMINAMOS LOS FACTORES DE FORMA E INCLINACION

$$F_{cs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{Nq}{Nc} = 1.57 \quad F_{ci} := 1$$

$$F_{qs} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi) = 1.532 \quad F_{qi} := 1$$

$$F_{\gamma s} := 1 - 0.4 \frac{B}{L} = 0.6 \quad F_{\gamma i} := 1$$

## 29. DETERMINAMOS FACTOR DE PROFUNDIDAD

$$\frac{Df}{B} = 1.029 \quad \left( \frac{Df}{B} \leq 1 \right)$$

$$F_{qd} := 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \left( \frac{Df}{B} \right) = 1.308$$

$$F_{cd} := F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc \tan(\phi)} = 1.331$$

$$F_{\gamma d} := 1$$

## 30. CALCULO DE EXCENTRICIDADES E IDENTIFICACION DEL CASO:

$$e_L := \frac{Mx}{Q} = 0.509 \text{ m} \quad e_B := \frac{My}{Q} = 0.545 \text{ m}$$

Caso I

$$\text{Caso I: } e_L/L \geq \frac{1}{6} \text{ y } e_B/B \geq \frac{1}{6}$$

$$\text{Caso II: } e_L/L < 0.5 \text{ y } 0 < e_B/B < \frac{1}{6}$$

$$\text{Caso III: } e_L/L < \frac{1}{6} \text{ y } 0 < e_B/B < 0.5$$

$$\text{Caso IV: } e_L/L < \frac{1}{6} \text{ y } e_B/B < \frac{1}{6}$$

$$\frac{e_L}{L} = 0.3$$

$$\frac{e_B}{B} = 0.321$$

$$B_1 := B \cdot \left( 1.5 - \frac{3 \cdot e_B}{B} \right) = 0.914 \text{ m}$$

$$L_1 := L \cdot \left( 1.5 - \frac{3 \cdot e_L}{B} \right) = 1.022 \text{ m}$$

$$A' := \frac{1}{2} \cdot B_1 \cdot L_1 = 0.467 \text{ m}^2$$

$$B' := \frac{A'}{L_1} = 0.457 \text{ m}$$

31. DETERMINAMOS CAPACIDAD DE CARGA:

$$q_u := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (1.492 \cdot 10^5) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_1 := c' \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} = (5.392 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_2 := q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} = (9.161 \cdot 10^4) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_3 := \frac{1}{2} y' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i} = (3.649 \cdot 10^3) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_{total} := q_1 + q_2 + q_3 = 14.917 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

32. DETERMINAMOS QU:

$$Q_{ult} := q_{total} \cdot B' \cdot L_1 = (6.96 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$Q_{ult1} := 12.35 \text{ ton}$$

$$Fs < 4.5$$

$$Fs := \frac{Q_{ult1}}{Q} = 0.601$$

NO CUMPLE

## CAPITULO IV RESULTADOS

Análisis de Reacciones en Plintos; Durante el modelado estructural en ETABS, se definieron las condiciones de carga sísmica según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), considerando combinaciones sísmicas en direcciones X e Y. A partir de este análisis, se obtuvo la tabla de Reacciones en Juntas (Joint Reactions), donde se evaluaron los máximos y mínimos valores de fuerza vertical (FZ) y momentos flectores (MX y MY) para los elementos de cimentación ubicados en la base de la estructura.

Estas reacciones representan las solicitaciones transferidas de la superestructura hacia los plintos, y fueron clasificadas por dirección sísmica (Sismo X y Sismo Y) y por tipo de esfuerzo:

- FZ (tonf): Fuerza vertical actuante sobre el plinto.
- MX y MY (tonf·m): Momentos flectores en ejes X y Y, respectivamente.

Se observa que para el plinto 27, correspondiente al sector más exigido del modelo, las reacciones máximas alcanzan hasta 20,8053 tonf en FZ y 9,5358 tonf·m en MY, lo que evidencia una condición de carga crítica con presencia de doble excentricidad.

Obtención de Valores Absolutos de Solicitaciones; Como parte del proceso de verificación estructural y geotécnica, se procedió a tomar los valores absolutos de las reacciones obtenidas, con el objetivo de identificar los casos de carga más severos que deben ser considerados en el diseño de las zapatas. Estos datos se recopilaron en una segunda tabla, destacando los mayores esfuerzos en cada componente.

Las combinaciones críticas resultaron ser:

- FZ máxima: 20,8053 tonf
- MX máxima: 9,5358 tonf·m
- MY máxima: 8,9162 tonf·m

Asimismo, se identificó otro caso de carga significativo con FZ de 8,3096 tonf, MY de 8,2821 tonf·m, y MX de 9,2794 tonf·m, valores que también exceden los umbrales típicos para zapatas centradas y que exigen un tratamiento especial en el dimensionamiento estructural.

Dimensionamiento de Plintos por Capacidad Portante; Con base en los valores máximos identificados en las combinaciones de carga, se procedió al cálculo del área y dimensiones requeridas para los plintos, considerando una capacidad portante admisible del suelo ( $Q_a$ ) de 11,5 Ton/m<sup>2</sup>, según los perfiles geotécnicos evaluados.

El diseño se realizó aplicando el método del área efectiva de Meyerhof, el cual considera la excentricidad biaxial de la carga (doble excentricidad). Se calcularon dos casos representativos:

- El plinto 1, con cargas moderadas ( $P_u = 8,3096$  tonf)
- El plinto 2, con cargas máximas ( $P_u = 20,8053$  tonf)

Las dimensiones finales se obtuvieron respetando los criterios de presión máxima sobre el terreno y estabilidad estructural. Los resultados se detallan a continuación:

Tabla 73: Dimensiones Finales

Caso	$P_u$ (ton)	$M_x$ (ton-m)	$M_y$ (Ton-m)	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	a (m)	b (m)
1	8,3096	9,2794	8,2821	1,048	1,024	1,25	1,25
2	20,8053	9,5358	8,9162	2,623	1,62	2	2

Fuente: Propia

El incremento en el área y las dimensiones del segundo plinto obedece directamente a la necesidad de controlar las presiones en el contacto suelo-zapata, evitando el despegue parcial o fallas por capacidad portante, especialmente bajo eventos sísmicos.

Interpretación Técnica; Los resultados obtenidos permiten evidenciar una clara correlación entre la magnitud de las cargas actuantes y el crecimiento en el tamaño de la cimentación requerida. En el caso de cargas más altas y momentos más grandes, se observa un aumento del área efectiva de la zapata en más del doble con respecto al primer caso, lo que valida la necesidad de considerar el efecto de la excentricidad y la interacción suelo-estructura.

Estos resultados también reflejan la importancia de utilizar herramientas como ETABS en combinación con criterios geotécnicos normativos, lo que permite generar un diseño optimizado y seguro de cimentaciones. Asimismo, refuerzan la necesidad de analizar cada plinto de manera individual, dado que las condiciones de carga pueden variar sustancialmente entre los elementos de una misma estructura.

## CAPITULO V CONCLUSION

### Evaluación del Terreno, Soluciones de Cimentación Aplicadas y Consideraciones Técnicas Constructivas

Durante el desarrollo del presente proyecto, se reconoció desde un inicio la importancia de contar con un análisis detallado del terreno, lo cual permitió tomar decisiones fundamentadas para asegurar la estabilidad de la estructura. Por ello, se ejecutó un estudio geotécnico exhaustivo, a través del cual se identificaron las condiciones reales del subsuelo, tanto en términos de composición como de resistencia.

El análisis de los perfiles estratigráficos reveló que el terreno presentaba variaciones en su capacidad portante dependiendo de la profundidad. También se detectó la presencia de un nivel freático relativamente cercano a la superficie en algunas zonas del predio, lo que representaba un desafío técnico a considerar durante el diseño de las fundaciones. A partir de estos hallazgos, fue posible definir con precisión el tipo de cimentación más apropiado para garantizar la seguridad de la obra.

Con base en los datos obtenidos, se optó por una solución combinada. En las áreas con suelo de resistencia aceptable y cargas moderadas, se ejecutaron zapatas corridas, que permitieron una distribución continua del peso a lo largo de los muros portantes. Sin embargo, en sectores donde se registraron estratos de baja compacidad o presencia de agua, se recurrió al uso de pilotes, con el objetivo de alcanzar capas más profundas y estables del subsuelo. Adicionalmente, en zonas de mayor concentración de carga, como los puntos donde convergen columnas principales, se construyeron plateas de cimentación, lo que ayudó a reducir el riesgo de asentamientos diferenciales y a mantener la uniformidad en el comportamiento estructural.

El proceso constructivo se llevó a cabo respetando cada etapa crítica. Se comenzó con la limpieza y nivelación del terreno, seguida por las excavaciones según el diseño establecido. Posteriormente, se colocaron los encofrados y se instaló el acero de refuerzo conforme a las especificaciones estructurales. El concreto utilizado fue previamente verificado en cuanto a su

resistencia y trabajabilidad, y su colocación se realizó bajo estricta supervisión técnica. Todo esto aseguró un adecuado desempeño de los elementos de cimentación una vez en servicio.

Un punto clave durante toda la ejecución fue el control de la capacidad portante del suelo, ya que esta condicionaba no solo el tipo de fundación a emplear, sino también las dimensiones y refuerzos de cada componente. Gracias a los ensayos de campo realizados, se pudieron tomar decisiones de diseño ajustadas a las condiciones reales del sitio, lo cual garantizó una cimentación segura y funcional.

Mirando en retrospectiva, se puede afirmar que haber contado con un estudio de suelo bien ejecutado fue esencial para el éxito del proyecto. Este análisis permitió anticipar riesgos, optimizar recursos y aplicar soluciones constructivas adaptadas al entorno. Si no se hubiese evaluado correctamente el terreno desde el inicio, habrían existido riesgos significativos de fallos, sobrecostos e incluso pérdida de funcionalidad estructural. La decisión de basar el diseño de la cimentación en evidencia geotécnica concreta fue, sin duda, una de las más acertadas del proceso técnico.

#### Recomendaciones:

- Realizar estudios previos del terreno de forma anticipada; Una de las principales lecciones aprendidas en este proyecto fue la necesidad de evaluar las condiciones del subsuelo antes de iniciar cualquier fase de diseño. En futuras obras, se aconseja realizar estos análisis con la debida antelación, ya que permiten entender el comportamiento del terreno y adaptar el proyecto a la realidad física del sitio. Esta información es clave para prevenir errores y evitar improvisaciones durante la construcción.
- Elegir la cimentación en función del suelo, no solo del presupuesto; A partir de los resultados obtenidos en campo, quedó claro que la selección del tipo de fundación no puede depender únicamente de los costos o la facilidad constructiva. Es indispensable basarse en los datos técnicos del estudio de suelo. Dependiendo del grado de resistencia del terreno y de la profundidad de los estratos portantes, pueden ser necesarias soluciones distintas como zapatas, plateas o pilotes, incluso dentro de un mismo predio.

- Ejecutar con rigurosidad cada etapa del proceso constructivo; El éxito de una cimentación no solo depende de su diseño, sino también de su ejecución en obra. Por eso, es fundamental controlar la calidad de los materiales utilizados —como el concreto y el acero— y verificar que el procedimiento constructivo se lleve a cabo según lo establecido. Cualquier omisión o descuido durante la cimentación puede afectar el desempeño estructural a largo plazo.
- Tomar medidas especiales en zonas con agua o suelos de baja resistencia; En aquellos sectores donde se identifique la presencia de agua subterránea o materiales blandos, se recomienda tomar acciones adicionales que garanticen la estabilidad de la obra. Esto puede incluir el uso de cimentaciones profundas, el drenaje del área o el mejoramiento del suelo. De no abordarse estas condiciones desde el inicio, se corre el riesgo de asentamientos irregulares o problemas estructurales en el futuro.
- Llevar un registro detallado de las decisiones técnicas; Es recomendable documentar todas las decisiones importantes que se tomen durante la etapa de cimentación, especialmente aquellas que impliquen cambios con respecto al diseño inicial. Esta práctica permite una mejor trazabilidad del proyecto y facilita cualquier intervención posterior que se necesite hacer en la estructura.
- Fortalecer el conocimiento técnico del equipo de trabajo; Se sugiere que los profesionales involucrados en el proyecto mantengan una formación continua en temas como geotecnia, cimentaciones y comportamiento estructural. Tener un equipo capacitado permite interpretar mejor los estudios del suelo y tomar decisiones más acertadas durante la ejecución.
- Prevenir antes que corregir; Finalmente, una recomendación fundamental es adoptar una visión preventiva. Identificar los posibles riesgos relacionados con el suelo y tomar decisiones correctas desde el diseño ayuda a evitar daños estructurales, retrabajos y sobrecostos en fases avanzadas del proyecto.

## CAPITULO VI BIBLIOGRAFIA

1. Abden, A., Al-Shamrani, M., & Dafalla, M. (2024). Evaluating the feasibility of inverted T foundation on expansive soils. *Journal of Building Engineering*, 97, 110788. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jobe.2024.110788>
2. Adib, A., & Kianoush, P. (2025). Geotechnical and geological characterization of the Meskani Mine Complex, Yazd Block, Central Iran: A multidisciplinary study. *Results in Earth Sciences*, 3, 100072. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.rines.2025.100072>
3. Ahmad, H. (2025). Numerical study of comparing skirt sandpile with deep cement pile to improve load–settlement response of circular footing in layered soils: Centric and eccentric effects. *Heliyon*, 11(2), e41710. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2025.e41710>
4. Al-Riahi, S. M. H., Pauzi, N. I. M., Fattah, M. Y., & Abbas, H. A. (2025). Assessment of geotechnical behavior of gypseous soil under leaching effect using machine learning. *Franklin Open*, 11, 100297. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.fraope.2025.100297>
5. Chen, J.-Y., Feng, D.-L., Lien, F.-S., Yee, E., Deng, S.-X., Gao, F., & Peng, C. (2021). Numerical modelling of interaction between aluminium structure and explosion in soil. *Applied Mathematical Modelling*, 99, 760–784. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.apm.2021.07.010>
6. De Risi, M. T., Scala, S. A., & Verderame, G. M. (2024). How much code-based shear models affect seismic assessment of pre-code RC buildings? *Procedia Structural Integrity*, 64, 959–967. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.09.376>
7. El-Emam, M., El Berizi, Y., Mabrouk, A. B., & Tabsh, S. W. (2023). Bearing capacity of strip footing on top of slope: Numerical parametric study. *Ain Shams Engineering Journal*, 14(11), 102522. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.asej.2023.102522>
8. Fikri, K., Adnaoui, K., & Mouakkir, L. (2025). Analysis of the mechanical behavior of functional gradient porous plates on an elastic foundation. *Scientific African*, 29, e02823. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sciaf.2025.e02823>
9. He, R., Xu, H., Yan, D., Yi, Z., & Li, H. (2023). Calculation of ultimate bearing capacity of concrete-filled double steel tubular under compression based on the unified strength theory. *Structures*, 58, 105384. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105384>

10. Hernández, C., Botero, E., & Beltrán, G. (2025). The study of fracture mechanics of PET fiber-reinforced soils based on flexural tests and imaging techniques. *Transportation Geotechnics*, *51*, 101486. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2025.101486>
11. Huang, F., Wang, Y., Zhang, M., Jiang, W., Ji, H., & Pan, Q. (2025). Model test study of punching shear failure mode of the bearing stratum induced by tunneling beneath an existing pile. *Tunnelling and Underground Space Technology*, *158*, 106459. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2025.106459>
12. Hussain, N., Alam, M. S., & Mwafy, A. (2024). Seismic design coefficients verification of regular and vertically irregular high-rise shear wall buildings using bidirectional horizontal ground motions and 3D modeling. *Structures*, *70*, 107835. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.107835>
13. Lee, T.-U., Lu, H., & Xie, Y. M. (2025). Optimizing load distributions in structural design. *Engineering Structures*, *340*, 120664. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.120664>
14. Li, H., & Alam, M. S. (2024). Exploring key factors affecting the ultimate compression capacity of Unbonded Steel-mesh-reinforced Rubber Bearings. *Engineering Structures*, *306*, 117813. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117813>
15. Li, H., Zeng, J., Almadhor, A., Riahi, A., Almujiabah, H., Abbas, M., Ponnore, J. J., & Assilzadeh, H. (2024). A study on improving energy flexibility in building engineering through generalized prediction models: Enhancing local bearing capacity of concrete for engineering structures. *Engineering Structures*, *303*, 117051. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.117051>
16. Lim, E., & Moore, N. (2025). Methods to establish GIS for planning cost-effective geotechnical site investigations. *Geotechnical Research*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/jgere.23.00068>
17. Lin, Z., Chen, X., Lü, X., Yang, H., Feng, W., & Xu, Z. (2025). A multiscale mesoscopic model for investigating the evolution characteristics of tunnel lining cracks and the variation of local bearing capacity. *Case Studies in Construction Materials*, *22*, e04859. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cscm.2025.e04859>

18. Ma, S., Kontoe, S., & Taborda, D. M. G. (2025). Quantifying the variation of hydraulic conductivity during seismic liquefaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *197*, 109518. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2025.109518>
19. Morante-Carballo, F., Briones-Bitar, J., Montalván, F. J., Alencastro-Segura, A., Chávez-Moncayo, M. A., & Carrión-Mero, P. (2024). Proposal of an alluvial dike as a nature-based solution for sustainable water management in coastal areas. *Results in Engineering*, *23*, 102599. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.102599>
20. Moreno-Maroto, J. M., & Alonso-Azcárate, J. (2022). Evaluation of the USDA soil texture triangle through Atterberg limits and an alternative classification system. *Applied Clay Science*, *229*, 106689. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2022.106689>
21. *NORMA ECUATORIANA DE LA*. (n.d.).
22. Pérez-Díaz, J. A., Ríos, J. D., Sánchez-González, E., & Ponce-Torres, A. (2025). Analysis of the progressive collapse of a parking garage concrete structure due to punching shear. *Engineering Failure Analysis*, *167*, 108902. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2024.108902>
23. Phoon, K.-K., Cao, Z.-J., Ji, J., Leung, Y. F., Najjar, S., Shuku, T., Tang, C., Yin, Z.-Y., Ikumasa, Y., & Ching, J. (2022). Geotechnical uncertainty, modeling, and decision making. *Soils and Foundations*, *62*(5), 101189. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2022.101189>
24. Pishvari, M. N., Fathipour, H., Keawsawasvong, S., Ukritchon, B., Payan, M., & Chenari, R. J. (2025). Undrained bearing capacity of obliquely-eccentrically loaded shallow foundations overlying a heterogeneous and inherently anisotropic clay deposit. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, *17*(1), 586–613. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2024.05.056>
25. Pradeep, M. S., Rismanchi, B., & Ngo, T. (2025). Dynamic and Circular Life Cycle Sustainability Assessments (DC-LCSAs) for Prefabricated Buildings: A Systematic Review and Conceptual Model. *Building and Environment*, 113396. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2025.113396>
26. Preti, F., Dani, A., Giambastiani, Y., & Giachi, E. (2025). Slope stability time evolution of a shallow landslide restored by Soil and Water Bioengineering (SWBE) techniques: A case study

- in Northwest Tuscany (Italy). *Ecological Engineering*, 214, 107570. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2025.107570>
27. Sánchez-Garrido, A. J., Navarro, I. J., & Yepes, V. (2022). Evaluating the sustainability of soil improvement techniques in foundation substructures. *Journal of Cleaner Production*, 351, 131463. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.131463>
28. Setiawan, B., Juellayan, J., Al-huda, N., Yulianur, A., Saidi, T., & Jaksa, M. B. (2024). Sub-surface shear wave velocity models developed based on a combined in-situ measurement of quasi-static cone penetration test (q-CPT) and microtremor datasets. *Data in Brief*, 54, 110501. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.dib.2024.110501>
29. Shakil, M., Nazar, S., Ameen, H. F. M., Shahzad, A., & Ahmad, F. (2025). A comparative study of ground granulated blast furnace slag and bagasse ash incorporation on enhancing mechanical properties of expansive soil. *Results in Engineering*, 25, 103569. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.103569>
30. Shayah, Y. (2025). Soil structure interaction and the radiation damping: A state-of-the-art review. *Results in Engineering*, 26, 104755. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.rineng.2025.104755>
31. Soriano, G., Espinoza, T., Villanueva, R., Gonzalez, I., Montero, A., Cornejo, M., & Lopez, K. (2017). Thermal geological model of the city of Guayaquil, Ecuador. *Geothermics*, 66, 101–109. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geothermics.2016.11.003>
32. Srivastava, V., Joshi, R., Kumar, K., Resatoglu, R., Zain, M., & Singh, A. (2023). Effect of seismic load on behaviour of RCC, composite and light steel building analysed using ETABS software: A comparative study. *Materials Today: Proceedings*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.03.564>
33. Suzuk, K., & Yasuhara, K. (2004). Two Case Studies of Consolidation Settlement Analysis Using Constant Rate of Strain Consolidation Test. *Soils and Foundations*, 44(6), 69–81. [https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf.44.6\\_69](https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf.44.6_69)
34. Tombari, A., Rostami, R., Mackay, E., & El Naggar, M. H. (2025). Stiffness-proportional foundation damping to linearise soil-monopile interaction models for wind turbines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 195, 109387. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2025.109387>

35. Van Baars, S. (2014). The inclination and shape factors for the bearing capacity of footings. *Soils and Foundations*, 54(5), 985–992. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.09.004>
36. Villalba, P., Sánchez-Garrido, A. J., & Yepes, V. (2024). Life cycle evaluation of seismic retrofit alternatives for reinforced concrete columns. *Journal of Cleaner Production*, 455, 142290. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2024.142290>
37. Wadood, A., McCabe, B. A., & Sheil, B. B. (2025). Field monitoring and instrumentation in microtunnelling/pipe jacking: A review and future directions. *Underground Space*, 22, 225–240. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.undsp.2024.12.003>
38. Wang, X., Liu, H., Sun, Z., & Han, X. (2024). Soil moisture inversion based on multiple drought indices and RBFNN: A case study of northern Hebei Province. *Heliyon*, 10(17), e37426. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2024.e37426>
39. Xu, S., & Yin, Z.-Y. (2025). Bearing capacity of strip footings in unsaturated soils reinforced with layered geogrid sheets using upper bound method. *Geotextiles and Geomembranes*, 53(1), 405–426. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2024.11.006>
40. Zaalishvili, V. B., Chernov, Yuri. K., & Chernov, A. Y. (2025). Quantitative Assessments of the Liquefaction Hazard of Soils considering Possible Strong Earthquakes in Seismically Active Regions of Russia. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 19. <https://doi.org/https://doi.org/10.2174/0118748368318830240822053412>
41. Zhang, C., Yan, Q., Zhao, J., & Wang, J. (2020). Formulation of ultimate bearing capacity for strip foundations based on the Meyerhof theory and unsaturated soil mechanics. *Computers and Geotechnics*, 126, 103734. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103734>
42. Zhao, Y., Li, X., & Liu, L. (2025). Measurement of unsaturated soil shear strength through drained-vented triaxial tests. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2025.02.026>

CAPITULO VII ANEXOS



Ilustración 54: Plano Arquitectónico en SketchUp