

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A
SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON
EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO
DEL CUSCO – 2022**

PRESENTADO POR:

Br. BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

**PARA OBTAR AL TITULO PROFESIONAL
DE INGENIERO CIVIL**

ASESOR:

Dr. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO
FLORES

CUSCO – PERU

2025



Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

INFORME DE SIMILITUD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-321-2025-UNSAAC)

El que suscribe, el Asesor JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES
..... quien aplica el software de detección de similitud al
trabajo de investigación/tesis titulada: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO
DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y
COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS
Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN
SUELO COHESIVO DEL CUSCO - 2022
Presentado por: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE DNI N° 73393806 ;
presentado por: DNI N°:
Para optar el título Profesional/Grado Académico de INGENIERO CIVIL
.....

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 02 veces, mediante el
Software de Similitud, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso del Sistema Detección de**
Similitud en la UNSAAC y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 8 %.

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No sobrepasa el porcentaje aceptado de similitud.	<u>X</u>
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las subsanaciones.	
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, conforme al reglamento, quien a su vez eleva el informe al Vicerrectorado de Investigación para que tome las acciones correspondientes; Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	

Por tanto, en mi condición de Asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y **adjunto**
las primeras páginas del reporte del Sistema de Detección de Similitud.

Cusco, 09 de OCTUBRE de 2025

Firma

Post firma JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES

Nro. de DNI 23808934

ORCID del Asesor 0000-0002-1379-3738

Se adjunta:

- Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
- Enlace del Reporte Generado por el Sistema de Detección de Similitud: **oid:** 27259:510442419

BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD,...

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:510442419

Fecha de entrega

9 oct 2025, 11:19 a.m. GMT-5

Fecha de descarga

9 oct 2025, 11:34 a.m. GMT-5

Nombre del archivo

MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y CO....pdf

Tamaño del archivo

11.7 MB

271 páginas

67.982 palabras

315.216 caracteres

8% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

- 6%  Fuentes de Internet
- 1%  Publicaciones
- 7%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alerta de integridad para revisión

-  **Caracteres reemplazados**
189 caracteres sospechosos en N.º de páginas
Las letras son intercambiadas por caracteres similares de otro alfabeto.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

Dedico esta tesis a Dios, cuya presencia ilumina cada aspecto de mi vida y me guía en cada paso del camino. A mis padres, Modesto(†) y Francisca, por su amor incondicional y su incansable apoyo, que han sido el pilar fundamental de mi desarrollo personal y profesional. A mi hermana Liz Pilar, a mi cuñado Ronal, y a mi sobrina Jimena, por su constante aliento, su cariño y por ser una fuente inagotable de inspiración y fortaleza.

AGRADECIMIENTO

A lo largo de este camino, he tenido la dicha de contar con el apoyo incondicional de personas y entidades cuya colaboración fue clave para la realización de este proyecto.

En primer lugar, a mi familia, mi pilar fundamental, por creer en mí incluso en los momentos más difíciles y por brindarme su amor y apoyo inagotables. Su presencia constante me dio la fortaleza necesaria para superar cada obstáculo.

A mis amigos y compañeros de la universidad, con quienes compartí innumerables horas de debates, trabajo en equipo y motivación mutua. Sus palabras de aliento y su compañía fueron esenciales para culminar esta etapa de mi vida.

Extiendo mi agradecimiento a la gran familia de Corporación Ayar y Premezclados y Maquinarias Cusco S.A.C., por el respaldo brindado a través de recursos, formación y financiamiento, que hicieron posible este proyecto. De manera especial, agradezco al Ing. Abel Aucca Bárcena, cuya guía, paciencia y sabiduría en cada etapa de esta tesis enriquecieron no solo mi trabajo, sino también mi formación académica y personal.

Finalmente, expreso mi gratitud a mis amigos de la célula, "Casa de Dios", por fortalecer mi espíritu y acercarme más a Dios durante este proceso.

Este trabajo no habría sido posible sin el valioso aporte y el cariño de todos ustedes.

Con sincera gratitud, Beto Humberto Callapiña Quispe

ÍNDICE

ÍNDICE	III
RESUMEN	IX
ABSTRACT	X
LISTA DE TABLAS	XI
LISTA DE FIGURAS	XIV
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1 Definición del problema	2
1.1.1 Perspectiva internacional	2
1.1.2 Panorama nacional	4
1.1.3 Realidad local	5
1.2 Formulación del problema	6
1.2.1 Problema General	6
1.2.2 Problemas Específicos	6
1.3 Justificación de la investigación	7
1.4 Objetivos de la investigación	8
1.5 Objetivo General	8
1.6 Objetivos Específicos	8
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	9
2.1 Bases Teóricas	9
2.1.1 Modulo de Elasticidad.	9
2.1.2 Coeficiente de Poisson.	9
2.1.3 Capacidad Portante de Suelos	11
2.1.4 Asentamiento y Compresibilidad de Suelos	13
2.1.5 Asentamiento en suelos cohesivos.	14
2.1.6 Esfuerzos en el suelo	20
2.1.7 El módulo de reacción del suelo	24
2.1.8 Métodos de obtención del módulo de balasto	24
2.1.9 Plateas de cimentación	30

2.1.10	Obtención de la ecuación para plateas de cimentación	34
2.1.11	Método de Elementos Finitos	36
2.2	Antecedentes	42
2.2.1	Antecedentes a nivel internacional	42
2.2.2	Antecedentes a nivel nacional	43
2.2.3	Antecedentes a nivel local	44
CAPÍTULO III: METODOLOGIA		46
3.1	Hipótesis	46
3.1.1	Hipótesis General	46
3.1.2	Hipótesis Específicas	46
3.1.3	Variables	47
3.2	Diseño metodológico	48
3.2.1	Tipo y nivel de investigación	48
3.2.2	Diseño del Estudio	48
3.2.3	Unidad de análisis	49
3.2.4	Población de estudio	49
3.2.5	Tamaño de muestra	49
3.2.6	Técnicas de selección de muestra	49
3.2.7	Estrategia de Trabajo	50
3.2.8	Técnicas de recolección de información	52
3.2.9	Técnicas de interpretación de la información	52
CAPÍTULO IV: CASO DE ESTUDIO		54
4.1	Estudio de Mecánica de Suelos	54
4.1.1	Información del Proyecto	54
4.1.2	Ubicación y características geológicas	55
4.1.3	Condiciones sísmicas del área de estudio	57
4.1.4	Investigaciones de campo	59
4.1.5	Programa de Ensayos de Campo y Laboratorio	60
4.1.6	Sistema de fundación	63
4.1.7	Perfiles Estratigráficos y Caracterización Geotécnica	63
4.2	Análisis estructural	66
4.2.1	Generalidades	66
4.2.2	Estructuración	68
4.2.3	Predimensionamiento	71

4.2.4	Análisis Sísmico	73
CAPÍTULO V: MÉTODO ANALÍTICO		81
5.1	Cálculo de la “capacidad de carga” última neta	81
5.2	Módulo de reacción del suelo en el Eje A1	83
	Módulo de reacción del suelo en el Eje A1	83
5.2.1	Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje A1	85
5.3	Módulo de reacción del suelo en el Eje B1	86
	Módulo de reacción del suelo en el Eje B1	86
5.3.1	Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje B1	91
5.4	Módulo de reacción del suelo en el Eje A2	92
	Módulo de reacción del suelo en el Eje A2	92
5.4.1	Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje A2	97
5.5	Módulo de reacción del suelo en el Eje B2	98
	Módulo de reacción del suelo en el Eje B2	98
5.5.1	Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje B2	107
5.6	Módulo de reacción del suelo en el Eje A3	108
	Módulo de reacción del suelo en el Eje A3	108
5.6.1	Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje A3	113
5.7	Módulo de reacción del suelo en el Eje B3	114
	Módulo de reacción del suelo en el Eje B3	114
5.7.1	Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje B3	124
5.8	Módulo de reacción del suelo en el Eje A4	125
	Módulo de reacción del suelo en el Eje A4	125
5.8.1	Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje A4	130
5.9	Módulo de reacción del suelo en el Eje B4	131
	Módulo de reacción del suelo en el Eje B4	131
5.9.1	Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje B4	140
5.10	Módulo de reacción del suelo en el Eje A5	141
	Módulo de reacción del suelo en el Eje A5	141
5.10.1	Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje A5	144
5.11	Módulo de reacción del suelo en el Eje B5	145
	Módulo de reacción del suelo en el Eje B5	145
5.11.1	Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje B5	150
5.12	Resumen de Valores de Balasto en Platea de Cimentación - Analítico	151

CAPÍTULO VI: MÉTODO NUMÉRICO	153
6.1 Método Numérico	153
6.1.1 Geometría del Modelo Numérico	153
6.1.2 Propiedades de los Materiales	154
6.2 Caracterización estratigráfica del terreno	156
6.2.1 Generación de la Malla de Elementos Finitos	157
6.3 Aplicación de Cargas y Análisis	158
6.3.1 Cargas Aplicadas	158
6.4 Determinación del “módulo de reacción del suelo” en el Eje 1	159
6.4.1 Caracterización del Caso y Cargas Consideradas	159
6.4.2 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones	160
6.4.3 Determinación del “módulo de reacción del suelo” K_s	161
6.4.4 Resultados Numéricos y Análisis Punto por Punto	162
6.4.5 Interpretación de los Resultados	164
6.5 Determinación del “módulo de reacción del suelo” en el Eje 2	165
6.5.1 Caracterización del Caso y Cargas Consideradas	166
6.5.2 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones	166
6.5.3 Determinación del “módulo de reacción del suelo” K_s	167
6.5.4 Resultados Numéricos y Análisis Punto por Punto	169
6.5.5 Interpretación de los Resultados	171
6.6 Determinación del “módulo de reacción del suelo” en el Eje 3	172
6.6.1 Caracterización del Caso y Cargas Consideradas	172
6.6.2 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones	172
6.6.3 Determinación del “módulo de reacción del suelo” K_s	174
6.6.4 Resultados Numéricos y Análisis Punto por Punto	175
6.6.5 Interpretación de los Resultados	177
6.7 Determinación del “módulo de reacción del suelo” en el Eje 4	178
6.7.1 Caracterización del Caso y Cargas Consideradas	178
6.7.2 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones	179
6.7.3 Determinación del “módulo de reacción del suelo” K_s	180
6.7.4 Resultados Numéricos y Análisis Punto por Punto	181
6.7.5 Interpretación de los Resultados	183
6.8 Determinación del “módulo de reacción del suelo” en el Eje 5	184
6.8.1 Caracterización del Caso y Cargas Consideradas	185
6.8.2 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones	185

6.8.3	Determinación del “módulo de reacción del suelo” K_s	186
6.8.4	Resultados Numéricos y Análisis Punto por Punto	188
6.8.5	Interpretación de los Resultados	190
6.9	Resumen de Valores de Balasto en Platea de Cimentación - Numérico	191
CAPÍTULO VII: DISEÑO DE LOSA		192
7.1	Diseño de platea empleando K_s Analítico	192
7.1.1	Configuración Geométrica del Modelo Analítico	192
7.1.2	Definición de Propiedades del Material y Elementos para el Análisis Analítico	192
7.1.3	Aplicación de Cargas Estructurales en el Modelo Analítico	193
7.2	Análisis de Resultados para el Modelo de Balasto Analítico	194
7.2.1	Cuantificación de Asentamientos del Modelo Analítico	194
7.2.2	Evaluación de Esfuerzos Internos del Modelo Analítico	196
7.3	Diseño Estructural de la Losa de Cimentación para el Método de Balasto Analítico	197
7.3.1	Cuantificación y Distribución del Refuerzo para el Modelo Analítico	198
7.4	Diseño de platea empleando K_s Numérico	199
7.4.1	Configuración Geométrica del Modelo Numérico	200
7.4.2	Definición de Propiedades del Material y Elementos para el Análisis Numérico	201
7.4.3	Aplicación de Cargas Estructurales	201
7.5	Análisis de Resultados para el Modelo de Balasto Numérico	201
7.5.1	Cuantificación de Asentamientos del Modelo Numérico	201
7.5.2	Evaluación de Esfuerzos Internos del Modelo Numérico	202
7.6	Diseño Estructural de la Losa de Cimentación para el Método de Balasto Numérico	204
7.6.1	Cuantificación y Distribución del Refuerzo para el Modelo Numérico	204
CAPÍTULO VIII: DISCUSIÓN DE RESULTADOS		208
8.1	Introducción	208
8.2	Discusión de resultados	208
8.2.1	Comparación del diseño estructural de la platea de cimentación	209
CONCLUSIONES		211
RECOMENDACIONES		213
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		215
ANEXOS		220
ANEXO A: ENSAYO PENETRÓMETRO DINÁMICO LIGERO (DPL)		220
ANEXO B: IDENTIFICACIÓN DE SUELOS		221

ANEXO D: GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SOLIDOS	230
ANEXO E: CONSOLIDACION	231
ANEXO F: COMPRESIÓN NO CONFINADA	236
ANEXO H: Valores I_1 para el factor de Steinbrenner	239
ANEXO H: Panel Fotográfico	243

RESUMEN

El módulo de reacción del suelo es clave en el diseño de cimentaciones sobre suelos cohesivos, ya que influye en la distribución de esfuerzos, momentos flectores y asentamientos. Los métodos analíticos convencionales, aunque ampliamente utilizados, simplifican la respuesta del terreno al asumir comportamiento elástico, lo que puede comprometer la precisión estructural. En contraste, los enfoques numéricos permiten modelar con mayor fidelidad la interacción suelo–estructura y capturar la no linealidad del material.

La aplicación exclusiva del método analítico puede generar errores en la estimación de esfuerzos y asentamientos diferenciales, derivando en diseños con refuerzo de acero sobredimensionado o insuficiente. Esta limitación motivó el desarrollo de una metodología más confiable para analizar cimentaciones en suelos cohesivos del Cusco (2022), considerando la magnitud y distribución de las cargas transmitidas por columnas.

El estudio comparó el enfoque analítico con el método numérico mediante elementos finitos, empleando el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Se evaluaron coeficientes de reacción, requerimientos de acero y asentamientos verticales. Los resultados mostraron que el análisis numérico ofrece mejor representatividad, revelando la variabilidad del módulo de reacción y la redistribución de esfuerzos y momentos en la losa.

Se detectaron diferencias significativas: el refuerzo varió hasta un 38.9% en la dirección corta y 109.2% en la larga. Además, los desplazamientos máximos y mínimos cambiaron en magnitud y ubicación. Esto evidencia que el enfoque tradicional tiende a subestimar zonas críticas de flexión y asentamiento.

Palabras Clave: Balasto, Elementos Finitos, Platea, Suelos Cohesivos.

ABSTRACT

Subgrade reaction is a key parameter in the design of foundations on cohesive soils, as it governs the distribution of internal forces, bending moments, and settlements. Traditional analytical methods, though widely applied, simplify ground response by assuming elastic behavior, which may compromise structural accuracy. In contrast, numerical approaches allow for a more realistic modeling of soil–structure interaction, capturing material nonlinearity.

This research proposes a more reliable methodology for analyzing foundations on cohesive soils in Cusco (2022), considering the magnitude and distribution of column-transmitted loads. A comparative study was conducted between the analytical method and the numerical approach using finite elements and the Mohr-Coulomb constitutive model. Subgrade reaction coefficients, steel reinforcement requirements, and vertical settlements were evaluated.

Results showed that numerical analysis offers greater representativeness, revealing variability in subgrade reaction and redistribution of forces and moments across the slab. Significant differences were observed in reinforcement: up to 38.9% in the short direction and 109.2 % in the long direction. Maximum and minimum displacements also varied in magnitude and location. These findings demonstrate that the traditional analytical approach tends to underestimate critical zones of bending and settlement, potentially affecting the efficiency and safety of structural design.

Keywords: Subgrade Reaction, Finite Elements, Mat Foundation, Cohesive Soils.

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 2.1	Valores aproximados del módulo de elasticidad	10
Tabla N° 2.2	Valores aproximados del coeficiente de Poisson	10
Tabla N° 2.3	Referencias de distorsión angular	15
Tabla N° 2.4	Parámetros empleados en el modelo Mohr-Coulomb	41
Tabla N° 2.5	Parámetros empleados en el modelo Hardening Soil	41
Tabla N° 4.1	Resumen de las Condiciones de Cimentación y Parámetros de Diseño . .	56
Tabla N° 4.2	Parámetros sísmicos segun RNE E.030	58
Tabla N° 4.3	Ensayos realizados en laboratorios y normas aplicadas	60
Tabla N° 4.4	Distribución granulométrica de las muestras analizadas	61
Tabla N° 4.5	Resultados del contenido de humedad	61
Tabla N° 4.6	Límites de Atterberg	62
Tabla N° 4.7	Resultados gravedad específica de sólidos	62
Tabla N° 4.8	Resultados del ensayo de compresión no confinada	62
Tabla N° 4.9	Resumen de parámetros de Suelo E2	63
Tabla N° 4.10	Estratigrafía del suelo	64
Tabla N° 4.11	Auscultación del suelo	64
Tabla N° 4.12	Normas aplicadas	66
Tabla N° 4.13	Datos Vivienda	66
Tabla N° 4.14	Especificaciones de Estructura	67
Tabla N° 4.15	Asignacion de cargas	67
Tabla N° 4.16	Combinaciones de carga	68
Tabla N° 4.17	Factores de resistencia	68
Tabla N° 4.18	Predimencionamiento de losas	72
Tabla N° 4.19	Parámetros de sitio (Z)	75
Tabla N° 4.20	Factor de Suelo S	75
Tabla N° 4.21	Períodos T_P y T_L	76
Tabla N° 4.22	Parámetros de diseño sísmico	76

Tabla N° 4.23	Parámetros de diseño sísmico de la edificación analizada.	80
Tabla N° 5.1	Cálculo de Rigidez en el Punto A1	83
Tabla N° 5.2	Cálculo de Rigidez en el Punto B1	87
Tabla N° 5.3	Cálculo de Rigidez en el Punto A2	93
Tabla N° 5.4	Cálculo de Rigidez en el Punto B2	99
Tabla N° 5.5	Cálculo de Rigidez en el Punto A3	109
Tabla N° 5.6	Cálculo de Rigidez en el Punto B3	115
Tabla N° 5.7	Cálculo de Rigidez en el Punto A4	125
Tabla N° 5.8	Cálculo de Rigidez en el Punto B4	131
Tabla N° 5.9	Cálculo de Rigidez en el Punto A5	142
Tabla N° 5.10	Cálculo de Rigidez en el Punto B5	146
Tabla N° 5.11	Resumen de valores de balasto en platea de cimentación	152
Tabla N° 6.1	Propiedades del Limo de alta plasticidad (MH)	155
Tabla N° 6.2	Propiedades del material de Losa	155
Tabla N° 6.3	Valores de K_s en el eje 1-A	163
Tabla N° 6.4	Valores de K_s en el eje 1-B	164
Tabla N° 6.5	Valores de K_s en el eje 1-C	164
Tabla N° 6.6	Valores de K_s en el eje 2-A	169
Tabla N° 6.7	Valores de K_s en el eje 2-B	170
Tabla N° 6.8	Valores de K_s en el eje 2-C	171
Tabla N° 6.9	Valores de K_s en el eje 3-A	175
Tabla N° 6.10	Valores de K_s en el eje 3-B	176
Tabla N° 6.11	Valores de K_s en el eje 3-C	177
Tabla N° 6.12	Valores de K_s en el eje 4-A	182
Tabla N° 6.13	Valores de K_s en el eje 4-B	183
Tabla N° 6.14	Valores de K_s en el eje 4-C	184
Tabla N° 6.15	Valores de K_s en el eje 5-A	188
Tabla N° 6.16	Valores de K_s en el eje 5-B	189
Tabla N° 6.17	Valores de K_s en el eje 5-C	190
Tabla N° 6.18	Resumen de valores de balasto en platea de cimentación mediante MEF .	191

Tabla N° 7.1	Desplazamientos de la platea (U_z) Analítico	196
Tabla N° 7.2	Valores Máximos de Fuerza Cortante (V2) y Momento Flector (M3) por Strip - Caso Analítico	199
Tabla N° 7.3	Áreas de Refuerzo Req. y Mín. por Strip - Caso Analítico	199
Tabla N° 7.4	Desplazamientos de la platea (U_z) Numerico	203
Tabla N° 7.5	Valores Máximos de Fuerza Cortante (V2) y Momento Flector (M3) por Strip - Caso Numérico	206
Tabla N° 7.6	Áreas de Refuerzo Req. y Mín. por Strip - Caso Numérico	207
Tabla N° 8.1	Valores I_1 para el factor de Steinbrenner (Parte 1)	239
Tabla N° 8.2	Valores I_1 para el factor de Steinbrenner (Parte 2)	240
Tabla N° 8.3	Valores I_2 para el factor de Steinbrenner (Parte 1)	241
Tabla N° 8.4	Valores I_2 para el factor de Steinbrenner (Parte 2)	242

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.1	Distorsión angular y asentamiento diferencial en cimentaciones	14
Figura N° 2.2	Gráfico del Factor de influencia I_F	17
Figura N° 2.3	Esquemas de ensayos de consolidación.	18
Figura N° 2.4	Curvas $e - \log(\sigma)$ para una arcilla suave.	19
Figura N° 2.5	Cálculo de esfuerzo efectivo.	21
Figura N° 2.6	Abaco de Boussinesq para una superficie rectangular cargada	23
Figura N° 2.7	Curva tensión-deformación	25
Figura N° 2.8	Tipos comunes de plateas de cimentación.	31
Figura N° 2.9	Esquema de discretización de un modelo continuo	36
Figura N° 2.10	Modelamiento de muro pantalla mediante MEF	37
Figura N° 2.11	Elemento triangular de 15 nodos	38
Figura N° 2.12	Elemento isoparamétrico triangular	38
Figura N° 2.13	Funciones de interpolación	38
Figura N° 2.14	Compatibilidad nodal en discretización	39
Figura N° 2.15	Modelo constitutivo Mohr-Coulomb	40
Figura N° 2.16	Modelo constitutivo Hardening Soil	40
Figura N° 4.1	Ubicación del terreno Lote L-5, Urbanización San Judas	55
Figura N° 4.2	Zonificación de terreno en Carta Nacional 28s	56
Figura N° 4.3	Zonas sísmicas según el RNE E.030	58
Figura N° 4.4	Gráfico N_{60} vs profundidad	59
Figura N° 4.5	Perfiles Estratigráficos del Suelo	65
Figura N° 4.6	Planta Arquitectónica	70
Figura N° 4.7	Planta Estructurada	71
Figura N° 4.8	Modelo de edificación 3D en ETABS	74
Figura N° 4.9	Planta piso 1 modelado en ETABS.	75
Figura N° 4.10	Períodos de vibración	76
Figura N° 4.11	Asignación de patrones de carga S_x y S_y	77

Figura N° 4.12 Espectro de Respuesta	77
Figura N° 4.13 Verificación de derivas del modelo	78
Figura N° 4.14 Análisis de cortante estático-dinámico	79
Figura N° 4.15 Verificación de derivas del modelo con $F.E.$	79
Figura N° 4.16 Cargas de Servicio resultantes (CM+CV)	80
Figura N° 5.1 Esquema de Punto de análisis de platea A1	82
Figura N° 6.1 Geometría del modelo numérico.	154
Figura N° 6.2 Parámetros del estrato de interes en software numérico	156
Figura N° 6.3 Propiedades mecánicas del suelo.	156
Figura N° 6.4 Parámetros de platea en software numérico	157
Figura N° 6.5 Representación estratigráfica en simulación numérica	157
Figura N° 6.6 Mallado de modelo numérico	158
Figura N° 6.7 Cargas en Platea en kN	159
Figura N° 6.8 Modelo numérico y distribución de cargas en el Eje 1	160
Figura N° 6.9 Gráfico Esfuerzo Desviador en Eje 1	161
Figura N° 6.10 Gráfico de Deformaciones Verticales en Eje 1	161
Figura N° 6.11 Gráfico de Esfuerzo Desviador vs Deformación Vertical en Eje 1	162
Figura N° 6.12 Detalle Esfuerzos y deformaciones en Eje 1, Punto A	163
Figura N° 6.13 Detalle Esfuerzos y deformaciones en Eje 1, Punto B	164
Figura N° 6.14 Detalle Esfuerzos y deformaciones Eje 1, Punto C	165
Figura N° 6.15 Modelo numérico y distribución de cargas en el Eje 2	166
Figura N° 6.16 Gráfico Esfuerzo Desviador en Eje 2	167
Figura N° 6.17 Gráfico de Deformaciones Verticales en Eje 2	168
Figura N° 6.18 Gráfico de Esfuerzo Desviador vs Deformación Vertical en Eje 2	168
Figura N° 6.19 Detalle Esfuerzos y deformaciones en Eje 2, Punto A	169
Figura N° 6.20 Detalle Esfuerzos y deformaciones Eje 2, Punto B	170
Figura N° 6.21 Detalle Esfuerzos y deformaciones Eje 2, Punto C	171
Figura N° 6.22 Modelo numérico y distribución de cargas en el Eje 3	173
Figura N° 6.23 Gráfico Esfuerzo Desviador en Eje 3	173
Figura N° 6.24 Gráfico de Deformaciones Verticales en Eje 3	174

Figura N° 6.25 Gráfico de Esfuerzo Desviador vs Deformación Vertical en Eje 3	175
Figura N° 6.26 Detalle Esfuerzos y deformaciones en Eje 3, Punto A	176
Figura N° 6.27 Detalle Esfuerzos y deformaciones Eje 3, Punto B	177
Figura N° 6.28 Detalle Esfuerzos y deformaciones Eje 3, Punto C	178
Figura N° 6.29 Modelo numérico y distribución de cargas en el Eje 4	179
Figura N° 6.30 Gráfico Esfuerzo Desviador en Eje 4	180
Figura N° 6.31 Gráfico de Deformaciones Verticales en Eje 4	180
Figura N° 6.32 Gráfico de Esfuerzo Desviador vs Deformación Vertical en Eje 4	181
Figura N° 6.33 Detalle Esfuerzos y deformaciones en Eje 4, Punto A	182
Figura N° 6.34 Detalle Esfuerzos y deformaciones Eje 4, Punto B	183
Figura N° 6.35 Detalle Esfuerzos y deformaciones Eje 4, Punto C	184
Figura N° 6.36 Modelo numérico y distribución de cargas en el Eje 5	185
Figura N° 6.37 Gráfico Esfuerzo Desviador en Eje 5	186
Figura N° 6.38 Gráfico de Deformaciones Verticales en Eje 5	187
Figura N° 6.39 Gráfico de Esfuerzo Desviador vs Deformación Vertical en Eje 5	187
Figura N° 6.40 Detalle Esfuerzos y deformaciones en Eje 5, Punto A	188
Figura N° 6.41 Detalle Esfuerzos y deformaciones Eje 5, Punto B	189
Figura N° 6.42 Detalle Esfuerzos y deformaciones Eje 5, Punto C	190
Figura N° 7.1 Vista en planta de la losa de cimentación	193
Figura N° 7.2 Propiedades del concreto definidas en SAFE	194
Figura N° 7.3 Distribución de asentamientos verticales en la losa	195
Figura N° 7.4 Momentos flectores en la losa (M_x y M_y)	197
Figura N° 7.5 Fuerzas cortantes en la losa (Q_x y Q_y)	198
Figura N° 7.6 Distribución del refuerzo en la losa de cimentación	200
Figura N° 7.7 Distribución de asentamientos verticales en platea segun K_s numérico	202
Figura N° 7.8 Momentos flectores en la losa (M_x y M_y)	204
Figura N° 7.9 Fuerzas cortantes en la losa (Q_x y Q_y)	205
Figura N° 7.10 Distribución del refuerzo en la losa de cimentación	206

INTRODUCCIÓN

La “ingeniería geotécnica” constituye un componente esencial en la seguridad de las infraestructuras y la “interacción suelo–estructura” representa un aspecto de alta relevancia en este contexto. El diseño de plateas de cimentación sobre suelos cohesivos como los presentes en la ciudad de Cusco plantea desafíos particulares debido a la complejidad del material además de la variabilidad en la aplicación de cargas. Un parámetro técnico de interés en este tipo de análisis es el “módulo de reacción del suelo” (k_s) ya que define la rigidez del terreno y permite estimar tanto los asentamientos como la distribución de esfuerzos en la cimentación.

La determinación precisa de este módulo resulta de gran importancia aunque persiste cierta incertidumbre debido a la dependencia de métodos tradicionales analíticos. Estos enfoques han sido utilizados ampliamente y sin embargo tienden a simplificar la interacción real entre el suelo y las cargas concentradas transmitidas por las columnas, lo que puede derivar en diseños que cumplen con los criterios de seguridad aunque no siempre se encuentran optimizados y en consecuencia podrían generar sobrecostos o asentamientos no previstos.

Ante esta situación el “método de elementos finitos” (MEF) se presenta como una alternativa que permite modelar la interacción suelo–estructura con un mayor nivel de detalle. Este enfoque posibilita considerar explícitamente tanto la distribución como la magnitud de las cargas transmitidas individualmente por cada columna y ofrece una perspectiva más precisa sobre la respuesta del terreno. La diferencia entre los resultados obtenidos mediante el MEF y los métodos analíticos justifica el desarrollo de una metodología que incorpore las particularidades del contexto geotécnico local.

Por lo tanto el objetivo de esta investigación consiste en establecer una metodología de análisis y diseño que proporcione mayor confiabilidad en la determinación del “módulo de reacción del suelo” en los suelos cohesivos de Cusco. Para ello se llevará a cabo un análisis comparativo entre los resultados obtenidos mediante el método de elementos finitos y el método analítico y se evaluará cómo las cargas puntuales, las características del terreno y el modelo constitutivo elegido afectan dicho parámetro.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Definición del problema

1.1.1 Perspectiva internacional

En América Latina el diseño de cimentaciones sobre suelos cohesivos constituye uno de los retos más exigentes en la “ingeniería geotécnica” y esto se debe principalmente a la variabilidad de los parámetros físicos y mecánicos del terreno. En particular la estimación del “módulo de reacción del suelo” como parámetro esencial en el diseño estructural depende de factores como el esfuerzo admisible y la compresibilidad, ambos presentan alta dispersión en suelos arcillosos característicos de zonas andinas además de regiones amazónicas y tropicales. Según el informe del Banco Interamericano de Desarrollo (2019) más del 55 % de las edificaciones urbanas en América Latina se construyen sin estudios geotécnicos adecuados y en consecuencia se generan errores en la estimación de asentamientos y fallas estructurales en las cimentaciones. Esta problemática evidencia la necesidad de optimizar el diseño estructural mediante herramientas disponibles actualmente como el “Método de los Elementos Finitos (MEF).^{en} en contraste con los métodos analíticos tradicionales.

La variabilidad del “módulo de reacción del suelo” incide directamente en el comportamiento estructural de edificaciones de cinco o más niveles cimentadas sobre suelos cohesivos y puede provocar asentamientos diferenciales además de fisuras o pérdida de funcionalidad estructural. Tal como lo señala Bowles (1996) el “módulo de reacción del suelo” no corresponde a una propiedad constante del terreno sino que depende de la interacción entre la carga aplicada y la rigidez de la estructura además de la deformabilidad del suelo. En regiones como los Andes peruanos ecuatorianos o bolivianos se ha identificado que la variación en la compresibilidad puede modificar en más del 40 % los resultados del diseño estructural cuando se emplean modelos simplificados (Villavicencio, Quispe, y Alarcón, 2020). Por lo tanto comprender cómo influye la variabilidad del módulo en los resultados de diseño resulta esencial para mejorar la precisión de los modelos estructurales en América Latina.

Como respuesta a estas limitaciones el “Método de los Elementos Finito” ha demostrado

ser una alternativa válida para representar de manera más precisa el comportamiento del suelo. Investigadores como Brinkgreve, Engin, y Swolfs (2016) sostienen que mediante herramientas como *Plaxis 2D* es posible simular escenarios complejos y considerar parámetros como la presión de poros además de la plastificación progresiva y las condiciones de borde variables y esto mejora la estimación de asentamientos y desplazamientos. Aunque el MEF ofrece ventajas técnicas también enfrenta restricciones en América Latina como la escasez de profesionales especializados y la limitada disponibilidad de licencias de software. Sin embargo estudios comparativos realizados en Colombia y México han demostrado que los resultados obtenidos mediante elementos finitos pueden disminuir las desviaciones en el diseño estructural hasta en un 35 % en relación con los métodos empíricos (García y Ramírez, 2021).

Además del esfuerzo admisible y la compresibilidad existen otros parámetros que inciden de forma significativa en la estimación del “módulo de reacción del suelo” tales como la cohesión y el módulo de elasticidad además del contenido de humedad y el ángulo de fricción interna. La exclusión de estas variables puede conducir a diseños estructurales que no alcanzan niveles óptimos y presentan riesgo de falla. Según lo señalado por Terzaghi, Peck, y Mesri (1996) el comportamiento de los suelos cohesivos está condicionado por el tiempo y el historial de carga y esto dificulta su caracterización mediante métodos simplificados. Por lo tanto resulta necesario realizar una evaluación integral de todos los factores que afectan la rigidez del terreno especialmente en zonas sísmicas y de alta altitud como las que se localizan en distintos países de América Latina.

Finalmente el uso de “software numérico” como herramienta de validación y comparación permite obtener coeficientes de rigidez con mayor precisión en función de condiciones reales de carga y deformación. Su aplicación en estudios de cimentaciones realizados en Brasil Perú y Chile ha evidenciado mejoras relevantes en la predicción de asentamientos según lo reportado por el “*International Journal of Geomechanics*” (Santos, Mendes, y Silva, 2020). En consecuencia la pregunta central que orienta esta investigación es cómo puede optimizarse el diseño estructural de cimentaciones mediante un análisis comparativo entre el módulo de reacción obtenido a partir de parámetros tradicionales como el esfuerzo admisible y la compresibilidad y aquel derivado del MEF. Esta problemática de carácter técnico y regional permite avanzar hacia prácticas de ingeniería más seguras y eficientes en el contexto latinoamericano.

1.1.2 Panorama nacional

En el contexto nacional del Perú el diseño estructural de cimentaciones sobre suelos cohesivos representa un reto técnico considerable, especialmente en regiones como la sierra y la selva donde predominan formaciones geológicas con alta plasticidad, además de baja resistencia y elevada compresibilidad. La estimación precisa del “módulo de reacción del suelo” se convierte en un parámetro esencial para evaluar el comportamiento de cimentaciones superficiales, particularmente en edificaciones de mediana altura. No obstante, la práctica habitual en el país continúa utilizando métodos empíricos basados en valores de esfuerzo admisible y fórmulas simplificadas sin incorporar de forma integral las condiciones reales del terreno. Investigaciones realizadas en la Universidad Nacional de Ingeniería han evidenciado que una proporción significativa de proyectos desarrollados en ciudades intermedias no contempla una modelación numérica avanzada del suelo, lo que compromete la seguridad estructural en el largo plazo (Jara, 2015).

La variabilidad propia del “módulo de reacción del suelo” incide de manera directa en la capacidad predictiva de los modelos estructurales, especialmente en suelos cohesivos sometidos a cargas distribuidas de forma no uniforme. En el Perú, estudios desarrollados por Jara (2015) han demostrado que los errores en la estimación de este parámetro pueden generar desviaciones de hasta 30 % en el cálculo de asentamientos en edificaciones de cinco niveles ubicadas en zonas como Cusco, Huancayo o Puno, donde predominan suelos arcillosos con comportamiento reológico complejo.

Ante estas limitaciones, el “Método de los Elementos Finitos (MEF)” se plantea como una alternativa moderna para evaluar la rigidez del terreno y su comportamiento frente a cargas reales. Mediante el uso de software especializado como *Plaxis 2D* es posible incorporar parámetros como la compresibilidad, además del módulo secante y la cohesión, así como el efecto de las condiciones de contorno. No obstante, en el caso peruano su implementación aún es incipiente y se restringe principalmente a proyectos de gran escala. Estudios aplicados en cimentaciones de la ciudad de Cusco han demostrado que el MEF puede reducir el sobredimensionamiento de zapatas y plateas de cimentación hasta en un 20 % (M. A. Cabrera, 1988).

Por lo tanto, se plantea como problemática principal la necesidad de optimizar el diseño

estructural de cimentaciones en edificaciones de cinco niveles en el Perú mediante un análisis comparativo entre enfoques tradicionales y numéricos, y así garantizar mayor precisión, seguridad y sostenibilidad en los proyectos de infraestructura civil del país.

1.1.3 Realidad local

En la región de Cusco el diseño estructural de cimentaciones sobre suelos cohesivos representa un reto importante. Este desafío se intensifica cuando se busca determinar el “módulo de reacción del suelo”. En este contexto un estudio sobre el coeficiente de balasto K_s evidencia una relación directamente proporcional con el número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT). Así, en suelos diatomíticos los valores más altos de SPT (por ejemplo, $N = 14$) corresponden a coeficientes de balasto mayores (aproximadamente 40.787 MPa/m). En cambio, los valores bajos de SPT (por ejemplo, $N = 6.75$) se asocian con coeficientes menores (aproximadamente 36.457 MPa/m) (Quispe Alarcón y Quispe Llanos, 2025). Además, las correcciones basadas en Bazaara (1967), Liao y Whitman (1986) y los ajustes polinómicos de tercer orden incrementan la precisión predictiva de esta correlación hasta alcanzar un coeficiente de determinación $R^2 = 0.7872$ (Quispe Alarcón y Quispe Llanos, 2025).

Por otra parte, en el análisis y diseño estructural de edificaciones la consideración de la interacción suelo–estructura en lugar de asumir una base rígida ofrece una representación más realista del comportamiento sísmico. En una vivienda multifamiliar de siete niveles modelada con ETABS se demostró que incluir la flexibilidad de la cimentación reduce las fuerzas sísmicas, incrementa el período natural y genera mayores desplazamientos. En consecuencia, se obtiene un diseño más fiel a la realidad del sistema suelo–estructura (Escobar Montesinos, 2019b).

De esta forma, surge como problema general la necesidad de optimizar el diseño de cimentaciones en edificaciones de cinco niveles en Cusco. Para ello resulta clave comparar los enfoques tradicionales con metodologías que incorporen la interacción suelo-estructura a fin de mejorar la precisión técnico–económica de los diseños estructural

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema General

- ¿Cómo la comparación y el análisis detallado de los resultados del módulo de reacción del suelo en suelos cohesivos de Cusco (2022), obtenidos mediante el método de elementos finitos y el método tradicional analítico, puede contribuir a desarrollar una metodología de análisis y diseño que ofrezca mayor robustez y confianza para el cálculo de este parámetro y, en consecuencia, optimizar el diseño de plateas de cimentación en la región?

1.2.2 Problemas Específicos

- ¿Cuál es la capacidad de representación del “módulo de reacción del suelo” para suelos cohesivos de Cusco utilizando el método de elementos finitos y el método tradicional analítico, especialmente al considerar la influencia de las cargas puntuales de las columnas sobre una platea?
- ¿Qué impacto tiene la evaluación simplificada del “módulo de reacción del suelo” en el método tradicional analítico sobre el diseño de plateas de cimentación en suelos cohesivos de Cusco, en términos de dimensionamiento y comportamiento, cuando se comparan con los resultados de un análisis más detallado de las cargas de columna?
- ¿Cómo se puede desarrollar y calibrar una metodología más adaptada y efectiva para la determinación del “módulo de reacción del suelo” en función de las cargas de columna, basándose en la comparación del modelado por elementos finitos y los métodos analíticos, utilizando datos geotécnicos y estructurales de Cusco?
- ¿Qué pautas pueden proponerse para la optimización del diseño estructural de plateas de cimentación en suelos cohesivos de Cusco, incorporando la influencia de las cargas individuales de las columnas a través de la metodología desarrollada, para mejorar la eficiencia y la seguridad?

1.3 Justificación de la investigación

La determinación del “módulo de reacción del suelo” (k_s) es un parámetro importante en el diseño de cimentaciones, especialmente en plateas, ya que influye directamente en la distribución de esfuerzos y asentamientos. Sin embargo, en la realidad de los proyectos de construcción en Cusco, particularmente en suelos cohesivos, la obtención de este parámetro presenta incertidumbre considerable. Esta incertidumbre se agudiza al considerar que el método tradicional analítico, de uso extendido, a menudo simplifica la compleja interacción suelo-estructura, especialmente cuando se trata de la distribución real de las cargas transmitidas por cada columna del edificio.

La falta de un análisis que contemple con mayor detalle la influencia de estas cargas puntuales lleva a dos escenarios indeseables en el diseño de plateas de cimentación: diseños excesivamente conservadores (sobredimensionados), lo que implica un uso ineficiente de recursos y mayores costos de construcción; o, por el contrario, diseños con margen de mejora en su comportamiento (subdimensionados o con asentamientos diferenciales no previstos), que pueden comprometer la seguridad estructural y la vida útil del edificio.

El método de elementos finitos (MEF), con su capacidad para modelar la interacción suelo-estructura de manera más robusta y considerar la influencia específica de cada carga de columna, ofrece una oportunidad para contribuir a reducir esta incertidumbre. No obstante, su implementación requiere de una calibración y comparación con los métodos tradicionales para asegurar su aplicabilidad y ventaja en el contexto local de Cusco.

Esta investigación se justifica por la necesidad de proveer una metodología de análisis y diseño más confiable y detallada para el “módulo de reacción del suelo” en suelos cohesivos de Cusco, que incorpore la variabilidad de las cargas de columna. Al reducir la incertidumbre en este parámetro crítico, se espera contribuir a la optimización de los diseños de cimentaciones, lo que se traduce en ahorros económicos significativos, mayor seguridad estructural y una mejor planificación de los recursos en la industria de la construcción local, impactando positivamente en el desarrollo de infraestructura en la región.

1.4 Objetivos de la investigación

1.5 Objetivo General

- Establecer una metodología de análisis y diseño que ofrezca mayor robustez y confianza para la determinación del “módulo de reacción del suelo” en suelos cohesivos de Cusco (2022), a partir de la comparación y el análisis detallado de los resultados obtenidos mediante el método de elementos finitos y el método tradicional analítico, considerando la influencia específica de la distribución y magnitud de las cargas transmitidas por cada columna de un edificio.

1.6 Objetivos Específicos

1. **Evaluar la capacidad de representación** del “módulo de reacción del suelo” para suelos cohesivos de Cusco mediante el método de elementos finitos y el método tradicional analítico, con especial atención a la influencia de las cargas puntuales de las columnas.
2. **Determinar el impacto de la evaluación simplificada del módulo de reacción** en el método tradicional analítico sobre el diseño de plateas de cimentación en suelos cohesivos de Cusco, analizando las implicaciones en términos de dimensionamiento y comportamiento.
3. **Comparar los resultados del coeficiente de balasto (K_s) y los asentamientos (s)** obtenidos a través de un método analítico simplificado con los resultados de una modelación numérica por elementos finitos (MEF), para cuantificar las discrepancias y las ventajas de cada metodología en la predicción del comportamiento de la losa.
4. **Proponer pautas para la optimización del diseño estructural de plateas** en suelos cohesivos de Cusco, incorporando la influencia de las cargas individuales de las columnas a través de la metodología desarrollada, con el fin de mejorar la eficiencia y la seguridad.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Bases Teóricas

2.1.1 *Modulo de Elasticidad.*

El “módulo de elasticidad” constituye un parámetro de la mecánica de suelos y en el diseño estructural ya que permite modelar la deformabilidad del material bajo cargas externas. Su importancia radica en que no solo define la rigidez del suelo o del material de construcción sino que también condiciona la magnitud de los asentamientos y la distribución de esfuerzos en las cimentaciones y elementos estructurales. Cabe señalar que el valor de este módulo depende de factores como el tipo de material el nivel de confinamiento y el historial de cargas lo que explica la variabilidad de sus determinaciones en campo y “laboratorio”(Bowles, 1982).

$$E = \frac{\text{Esfuerzo}}{\text{Deformación unitaria}} = \frac{\Delta P}{\Delta \varepsilon} \quad (2.1)$$

Un valor elevado del “módulo de elasticidad” refleja una mayor rigidez del suelo y por lo tanto una menor deformación bajo cargas externas. Esta característica resulta clave en el análisis de cimentaciones porque influye directamente en la predicción de asentamientos y en la evaluación del desempeño estructural. Los rangos propuestos por Bowles (1996) constituyen una referencia práctica que permite orientar los cálculos preliminares aunque deben contrastarse siempre con resultados obtenidos en ensayos en campo así como también en laboratorio para garantizar mayor confiabilidad en el diseño.

2.1.2 *Coefficiente de Poisson.*

El “coeficiente de Poisson” es un parámetro esencial para caracterizar el comportamiento de los suelos bajo cargas axiales. Su valor permite estimar la magnitud de la deformación lateral en relación con la deformación axial y aporta información clave para modelar la respuesta tridimensional del terreno. Los rangos reportados por Bowles (1996) sirven como referencia inicial en el diseño de cimentaciones aunque siempre deben verificarse mediante ensayos de laboratorio

Tipo de suelo	Rango estimado de E [MPa]
Arcillas:	
Muy blanda	entre 2 y 15
Blanda	entre 5 y 25
Consistencia media	entre 15 y 50
Dura	entre 50 y 100
Limo con arena	entre 25 y 250
Depósitos glaciares:	
Estado suelto	entre 10 y 150
Estado denso	entre 150 y 720
Muy compactos	entre 500 y 1440
Loess	entre 15 y 60
Arenas:	
Con contenido limoso	entre 5 y 20
Sueltas	entre 10 y 25
Densas	entre 50 y 80
Arena con grava:	
Suelta	entre 50 y 150
Densa	entre 100 y 200
Arena limosa:	
Suelta	entre 10 y 70
Densa	entre 35 y 140
Esquistos	entre 150 y 5000
Limos	entre 2 y 20

TABLA N° 2.1: Rangos del M. Elasticidad.
Adaptado de Bowles (1996).

específicos. En conjunto con el “módulo de elasticidad” el coeficiente de Poisson constituye la base de la “teoría de la elasticidad” aplicada a problemas de ingeniería civil.

$$\mu = \frac{\text{Deformación Lateral}}{\text{Deformación Axial}} = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_a} \quad (2.2)$$

Material o suelo	Coef. de Poisson ν
Arcilla saturada	entre 0.40 y 0.50
Arcilla parcialmente saturada	entre 0.10 y 0.30
Arcilla con arena	entre 0.20 y 0.30
Limos	entre 0.30 y 0.35
Arenas y gravas comunes	entre 0.10 y 1.00
Roca (según litología)	entre 0.30 y 0.40
Depósitos de loess	entre 0.10 y 0.30
Hielo	alrededor de 0.36
Concreto estructural	cerca de 0.15
Acero	cerca de 0.33

TABLA N° 2.2: Rangos de Poisson en suelos.
Adaptado de Bowles (1996).

2.1.3 Capacidad Portante de Suelos

2.1.3.1 Definición y Fundamentos Conceptuales La “capacidad portante” constituye un parámetro fundamental en “ingeniería geotécnica”, definida como la presión máxima que el terreno puede soportar sin alcanzar un estado de “falla por corte” o experimentar “asentamientos excesivos” (Das, 2011). Esta propiedad intrínseca del suelo deriva directamente de su “resistencia al corte”, cuantificada mediante el criterio de Mohr-Coulomb expresado en la ecuación (2.3):

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.3)$$

La determinación confiable de estos parámetros requiere la ejecución de ensayos normalizados, tanto de laboratorio como “in situ”, destacándose el “Ensayo de Penetración Estándar” (SPT) y la “prueba de corte con veleta” para suelos cohesivos (Bowles, 1996).

2.1.3.2 Desarrollo Teórico y Evolución de los Modelos de Cálculo La evolución teórica para la determinación de la capacidad portante inicia con la formulación seminal de Terzaghi, quien estableció la base para cimentaciones superficiales mediante la ecuación (2.4):

$$q_u = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma \quad (2.4)$$

Posteriormente, Meyerhof, Hansen y Vesic ampliaron este modelo mediante la incorporación sistemática de “factores de corrección” que consideran la forma de la cimentación, la profundidad de desplante y la inclinación de la carga, permitiendo una modelización más realista del comportamiento geotécnico (Bowles, 1996).

La “norma E.050” (MVCS, 2020b) sintetiza estos avances y establece procedimientos específicos diferenciados para suelos “cohesivos”, según se presenta en la ecuación (2.5):

$$q_c = i_q \cdot \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma \quad (2.5)$$

La transición de la capacidad última q_u a la “capacidad admisible” q_{adm} se realiza aplicando

un “factor de seguridad” $FS \geq 3$ para condiciones estáticas, conforme a la relación establecida en la ecuación (2.6):

$$F.S = \frac{q_u}{q_{adm}} \quad (2.6)$$

2.1.3.3 Factores Incidenciantes y Caso Particular de Losas sobre Arcillas La precisión del cálculo depende críticamente de la correcta evaluación de los “factores de capacidad portante” N_c, N_q, N_γ , los cuales son función del “ángulo de fricción interna” ϕ' y se calculan mediante las expresiones (2.7), (2.8) y (2.9):

$$N_q = e^{(\pi \tan \phi')} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.7)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (2.8)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi') \quad (2.9)$$

Además de las propiedades intrínsecas del suelo (“cohesión” c' , “peso unitario” γ), factores extrínsecos como la geometría de la cimentación, la “profundidad de desplante” D_f y la posición del “nivel freático” influyen determinantemente en la respuesta geotécnica final.

Un caso de especial interés práctico es el análisis de “losas de cimentación” sobre “arcillas saturadas” ($\phi = 0$), donde la evaluación se simplifica al anularse los componentes friccionales. Para esta condición, la “capacidad de carga neta última” se calcula mediante la ecuación (2.10):

$$q_{neta(u)} = 5.14 c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L} \right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right) \quad (2.10)$$

siendo c_u la “cohesión no drenada” del estrato arcilloso (Das, 2011). Esta expresión evidencia la dependencia directa entre la capacidad portante y la geometría de la cimentación (B, L), así como la profundidad de desplante (D_f).

2.1.4 Asentamiento y Compresibilidad de Suelos

La *compresibilidad* del suelo se refiere a su capacidad de reducir su volumen bajo la acción de cargas aplicadas, mientras que el *asentamiento* constituye el desplazamiento vertical resultante de dicho fenómeno. Ambos conceptos son parámetros críticos para el diseño de cimentaciones, presas, carreteras y otras estructuras de ingeniería civil.

El proceso de *consolidación* se define como la disminución de volumen que experimenta un suelo a lo largo de un intervalo temporal determinado como consecuencia de un incremento de cargas Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1963). Específicamente, en suelos finos saturados, este fenómeno corresponde a una deformación por la reducción de la *relación de vacíos* al expulsarse el agua intersticial de sus poros Bowles (1982). Cuando el movimiento de las partículas y el flujo de agua ocurren predominantemente en dirección vertical, el proceso se denomina *consolidación unidimensional*. La caracterización de este fenómeno se realiza mediante el *ensayo de consolidación unidimensional* sobre especímenes representativos e inalterados del estrato de arcilla en estudio Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1963).

El cálculo predictivo de los asentamientos requiere la determinación precisa de parámetros geotécnicos fundamentales como el *módulo de elasticidad* y el *coeficiente de Poisson*. Según la clasificación establecida por Montañez Tupayachi (2022), los asentamientos se categorizan en tres tipos principales: el *asentamiento no uniforme* en cimentaciones rígidas sobre suelos homogéneos; el *asentamiento por vuelco o volteo* en cimentaciones rígidas sobre suelos heterogéneos; y el *asentamiento no uniforme* en cimentaciones flexibles sometidas a presiones diferenciales.

2.1.4.1 Asentamiento diferencial y Distorsión angular. Tal como se observa en la Figura N° 2.1, el *asentamiento total* (δ_{TA}) corresponde al desplazamiento vertical experimentado por una zapata de manera individual. El *asentamiento diferencial* (δ) se define como la diferencia entre los asentamientos totales de elementos adyacentes que se encuentran unidos por un elemento estructural. La *distorsión angular* (α) representa el cociente entre el asentamiento diferencial y la distancia que separa las columnas adyacentes o cualesquiera dos puntos con desplazamientos verticales distintos.

La *distorsión angular* se determina mediante la ecuación expresada en la Ecuación 2.11.

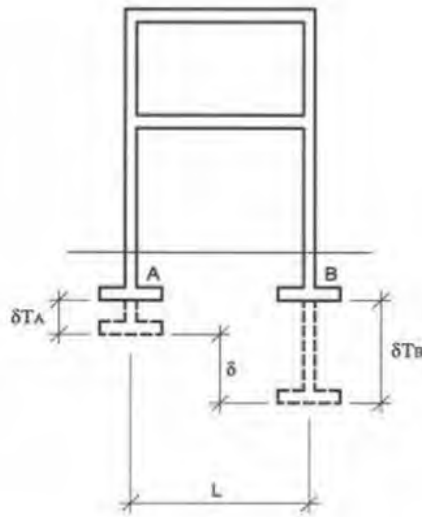


FIGURA N° 2.1: Distorsión angular y asentamiento diferencial en cimentaciones.
Fuente: MVCS (2020b)

Mientras que la Figura N° 2.1 permite una deducción gráfica directa del asentamiento diferencial, el desafío principal reside en la estimación precisa del asentamiento total de la cimentación. Los parámetros involucrados son los siguientes:

- δ_{TA} : Asentamiento Total de A.
- δ_{TB} : Asentamiento Total de B.
- δ : Asentamiento Diferencial.

$$\alpha = \frac{\delta}{L} = \frac{\delta_{TA} - \delta_{TB}}{L} \quad (2.11)$$

La Norma E.050 Suelos y Cimentaciones MVCS (2020b) establece límites recomendados para las distorsiones angulares, los cuales se detallan en la Tabla N° 2.3.

2.1.5 Asentamiento en suelos cohesivos.

Diversos autores, entre ellos Terzaghi y Peck (1967), sostienen que la estimación de los asentamientos del suelo está influenciada por múltiples factores. Entre estos se incluyen las “propiedades del suelo”, la “geometría de la cimentación”, la “profundidad de desplante” y la “ubicación

Valores de referencia para la distorsión angular α	
α	Descripción del efecto esperado
1/150	Umbral a partir del cual pueden aparecer daños estructurales en edificaciones comunes.
1/250	Nivel en el que la desviación de la verticalidad puede notarse en torres y edificios esbeltos.
1/300	Valor cercano al cual se presentan complicaciones en el funcionamiento de puentes grúa.
1/300	Condición donde pueden originarse fisuras iniciales en muros.
1/500	Límite seguro para edificaciones donde no se toleran agrietamientos.
1/500	Restricción aplicable a cimentaciones rígidas circulares o a anillos de fundación en estructuras altas y delgadas.
1/650	Nivel de referencia para construcciones de concreto rígido cimentadas sobre losas de gran espesor (≈ 1.20 m).
1/750	Valor a partir del cual se prevén problemas en equipos o máquinas sensibles a asentamientos.

TABLA N° 2.3: Límites de distorsión angular.
Adaptado de Norma E.050 (MVCS, 2020b).

del nivel freático”. La compleja interacción de estas variables imposibilita un cálculo absolutamente preciso. Por consiguiente, el “asentamiento total”(δ_T) se determina convencionalmente mediante la siguiente expresión de componentes:

$$\delta_T = \delta_i + \delta_{CP} + \delta_{CS} \quad (2.12)$$

Las consideraciones para el cálculo varían significativamente según el tipo de suelo. Para suelos “friccionantes” como arenas, gravas y suelos no saturados en general, se considera $\delta_T \approx \delta_i$. Para “arcillas saturadas”, la contribución principal proviene de la consolidación primaria, por lo que $\delta_T \approx \delta_{CP}$. Finalmente, en suelos “orgánicos” como turbas, el asentamiento total se compone aproximadamente de la suma de la consolidación primaria y la secundaria: $\delta_T \approx \delta_{CP} + \delta_{CS}$ (Terzaghi y Peck, 1967).

2.1.5.1 Asentamiento por Consolidación inmediata o instantánea De acuerdo con Timoshenko y Goodier (1951), el “asentamiento instantáneo” para una cimentación de base rectan-

gular $B \times L$ se calcula aplicando la “Teoría de la Elasticidad”:

$$\Delta H = q_0 B \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (2.13)$$

Donde:

- q_0 : Intensidad de la presión de contacto
- B : Menor dimensión lateral de la cimentación
- I_1, I_2 : Factores de influencia que dependen de la relación L'/B , el espesor del estrato H , el “módulo de Poisson” μ y la profundidad de empotramiento D
- E_s, μ : Parámetros elásticos del suelo (consultar Tablas 2.1 y 2.2)

Bowles (1996) indica que los factores I_1 e I_2 pueden calcularse mediante las ecuaciones propuestas por Steinbrenner (1934):

$$A = \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \cdot \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} \quad (2.14a)$$

$$B = \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \cdot \sqrt{M^2 + N^2}}{(M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} \quad (2.14b)$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} [M \cdot \ln A + \ln B] \quad (2.14c)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (2.14d)$$

Definiendo $M = L'/B$ y $N = H'/B$. Para una organización simplificada de la Ecuación 2.13, se puede definir un “factor de influencia compuesto” I_s :

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \quad (2.15)$$

La expresión para el asentamiento inmediato se reduce entonces a:

$$\Delta H = q_0 B \frac{1-\mu^2}{E_s} m I_s I_F \quad (2.16)$$

El parámetro m depende de la ubicación de la cimentación dentro de la estructura. Según las recomendaciones de Bowles (1996):

$$m = \begin{cases} 4 & \text{para cimentación central} \\ 2 & \text{para cimentación lateral} \\ 1 & \text{para cimentación esquinera} \end{cases}$$

El “factor de influencia por profundidad” (I_F), que considera el efecto del empotramiento (D_f), puede determinarse gráficamente a partir de la Figura N° 2.2 en función de la relación D_f/B y el “coeficiente de Poisson” (μ). Para facilitar la automatización de los cálculos, Mittal et al. (2019) desa-

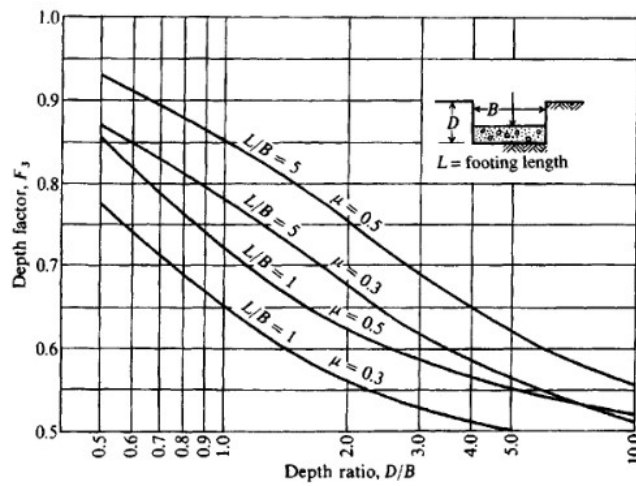


FIGURA N° 2.2: Gráfico del Factor de influencia I_F .
Fuente: Bowles (1996)

rollaron una expresión analítica precisa para el “factor de corrección de profundidad de Fox” (Fox, 1948). La ecuación, basada en un modelo de regresión no lineal con un coeficiente de correlación de 0.987, es de gran utilidad para su implementación en lenguajes de programación:

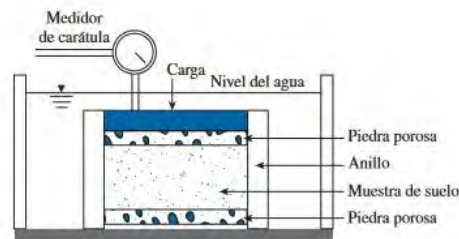
$$I_F = \frac{1.001 + 1.194 \cdot \frac{D_f}{B} + 0.842 \cdot \frac{L}{B} + 7.63 \cdot \mu}{1 + 3.738 \cdot \frac{D_f}{B} + 0.839 \cdot \frac{L}{B} + 7.3 \cdot \mu} \quad (2.17)$$

Donde:

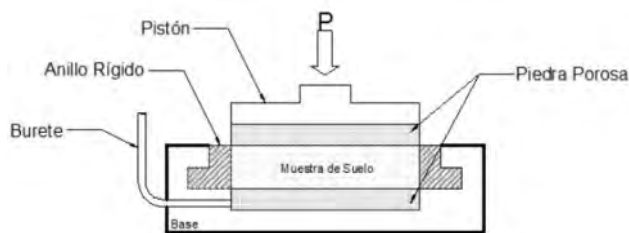
- I_F : Factor de corrección de profundidad de Fox

- D_f : Profundidad de la cimentación
- B : Ancho de la cimentación
- L : Longitud de la cimentación
- μ : Coeficiente de Poisson del suelo

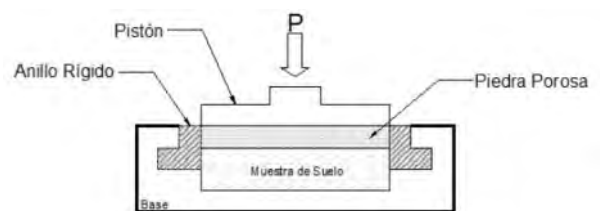
2.1.5.2 Asentamiento por Consolidación Primaria Las características de consolidación del suelo se definen mediante dos parámetros fundamentales: el “índice de compresibilidad”, relacionado con la magnitud de la deformación, y el “coeficiente de consolidación”, asociado al tiempo requerido para que dicha deformación ocurra. Estos parámetros se determinan experimentalmente mediante el “ensayo de consolidación unidimensional”. En este ensayo, una muestra inalterada de suelo se confina en un anillo metálico (con diámetros típicos entre 6.3 y 11.3 cm) y se somete a cargas incrementales. Piedras porosas en la parte superior e inferior permiten el drenaje del agua intersticial, facilitando la compresión de los vacíos del suelo Bowles (1982).



(a) Esquema del ensayo de consolidación unidimensional.
Fuente: Das (2011)



(b) Edómetro con doble piedra porosa.
Fuente: Duque Escobar (2003)



(c) Edómetro con una sola piedra porosa.
Fuente: Duque Escobar (2003)

FIGURA N° 2.3: Esquemas de ensayos de consolidación.

Los resultados del ensayo se interpretan mediante curvas que relacionan el “índice de vacíos” (e) con el logaritmo de la presión aplicada ($\log(\sigma')$), o alternatively, la deformación

versus $\log(\sigma')$. Ocasionamente, se emplean gráficos de e contra p en escalas lineales (Bowles, 1982). De la curva $e-\log(\sigma')$ se extraen tres parámetros críticos para el cálculo de asentamientos: la “presión de preconsolidación”, el “índice de compresión” y el “índice de expansión”.

Presión de preconsolidación La “presión de preconsolidación” (σ'_c o P_c) se define como la máxima presión de sobrecarga efectiva a la que una muestra de suelo ha estado sujeta en su historia geológica (Das, 2011). Su determinación se realiza mediante el método gráfico propuesto por Casagrande (1936), el cual consta de cinco etapas: (1) identificar el punto O de máxima curvatura en la curva $e-\log \sigma'$; (2) trazar una línea horizontal OA desde O ; (3) dibujar una línea tangente OB a la curva en O ; (4) trazar la bisectriz OC del ángulo $\angle AOB$; y (5) prolongar la porción virgen de la curva hasta intersectar la bisectriz OC en el punto D . La presión correspondiente al punto D define el valor de P_c .

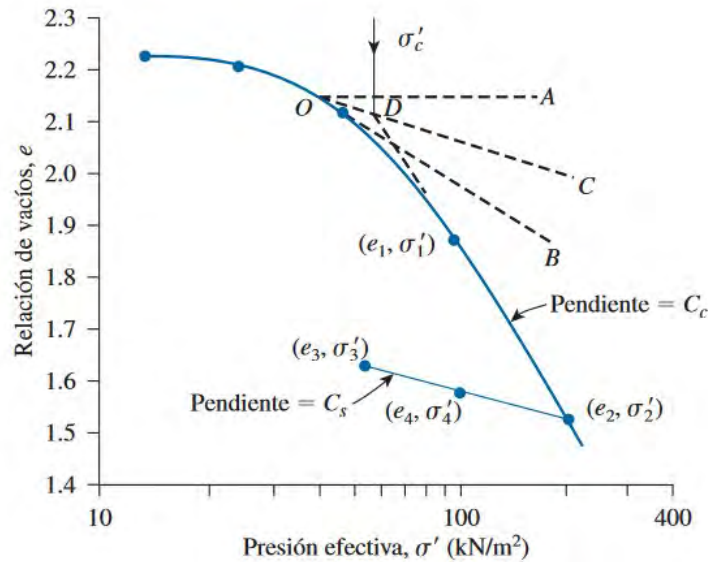


FIGURA N° 2.4: Curva $e-\log(\sigma')$ para una arcilla suave.
Fuente: Das (2011)

Los depósitos naturales se clasifican según su historia de esfuerzos. Un suelo “normalmente consolidado” tiene una presión de sobrecarga efectiva actual (P_0) igual a P_c . Si $P_0 < P_c$, el suelo se clasifica como “sobreconsolidado” o “preconsolidado”. El grado de sobreconsolidación se cuantifica mediante la “relación de sobreconsolidación” (OCR):

$$OCR = \frac{P_c}{P_0} \quad (2.18)$$

2.1.5.3 Casos de consolidación primaria De acuerdo con Montañez Tupayachi (2022), el cálculo del asentamiento por “consolidación primaria” (S_c) considera tres escenarios basados en la comparación entre la presión efectiva inicial (P_0), el incremento de presión (ΔP), y la presión de preconsolidación (P_c).

CASO A: Arcilla normalmente consolidada Cuando $OCR = 1$ (es decir, $P_c = P_0$), el asentamiento se calcula como:

$$S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right) \quad (2.19)$$

donde C_c es el “índice de compresibilidad”.

CASO B: Arcilla preconsolidada Cuando $OCR > 1$ y la presión final no excede la preconsolidación ($P_0 + \Delta P \leq P_c$), el asentamiento es:

$$S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} \cdot C_s \cdot \log \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right) \quad (2.20)$$

donde C_s es el “índice de recompresión” o expansión.

CASO C: Arcilla preconsolidada Cuando $OCR > 1$ pero la presión final supera P_c ($P_0 + \Delta P > P_c$), el asentamiento combina ambos índices:

$$S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} \left[C_s \cdot \log \left(\frac{P_c}{P_0} \right) + C_c \cdot \log \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_c} \right) \right] \quad (2.21)$$

Para arcillas preconsolidadas, es útil definir el “incremento de preconsolidación” (IPC) como $IPC = P_c - P_0$.

2.1.6 Esfuerzos en el suelo

2.1.6.1 Esfuerzo Efectivo El “esfuerzo total” (σ) en un punto del suelo es la suma del “esfuerzo efectivo” (σ') y la “presión de poro” (u), conforme al principio de Terzaghi:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.22)$$

El esfuerzo efectivo, que representa la componente transmitida a través de la matriz sólida del suelo, se calcula como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poros (Das, 2011). Refiriéndose a la Figura N° 2.5b, las componentes en el punto A son:

$$u = h_2 \gamma_w \quad (2.23a)$$

$$\sigma = \gamma h_1 + \gamma_{\text{sat}} h_2 \quad (2.23b)$$

donde γ_w es el peso unitario del agua y γ_{sat} es el peso unitario saturado del suelo. Por lo tanto, el esfuerzo efectivo vertical es:

$$\sigma' = \sigma - u = (\gamma h_1 + \gamma_{\text{sat}} h_2) - (h_2 \gamma_w) = \gamma h_1 + \gamma' h_2 \quad (2.24)$$

donde γ' es el peso unitario sumergido del suelo.

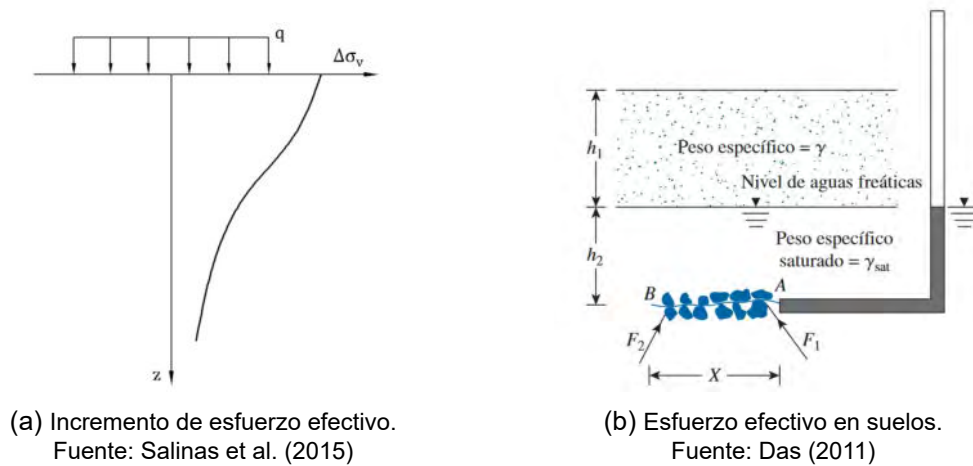


FIGURA N° 2.5: Cálculo de esfuerzo efectivo.

2.1.6.2 Esfuerzos debido a Cargas La distribución de esfuerzos verticales inducidos por una cimentación rectangular se puede estimar aplicando la teoría de Boussinesq. Se definen los parámetros adimensionales m y n en función de la profundidad z :

$$m = \frac{B}{z}, \quad n = \frac{L}{z} \quad (2.25)$$

El “factor de influencia” (I_σ) para el esfuerzo vertical bajo la esquina de un área rectangular cargada uniformemente se calcula con la expresión:

$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1} \cdot \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right) \right] \quad (2.26)$$

Nótese que el argumento de la función tangente inversa (arctan) debe expresarse en radianes. El incremento de esfuerzo vertical ($\Delta\sigma_v$) a la profundidad z es entonces:

$$\Delta\sigma_v = q \cdot I_\sigma \quad (2.27)$$

donde q es la presión de contacto aplicada. Los valores de I_σ también pueden obtenerse de manera expedita mediante el ábaco de la Figura N° 2.6.

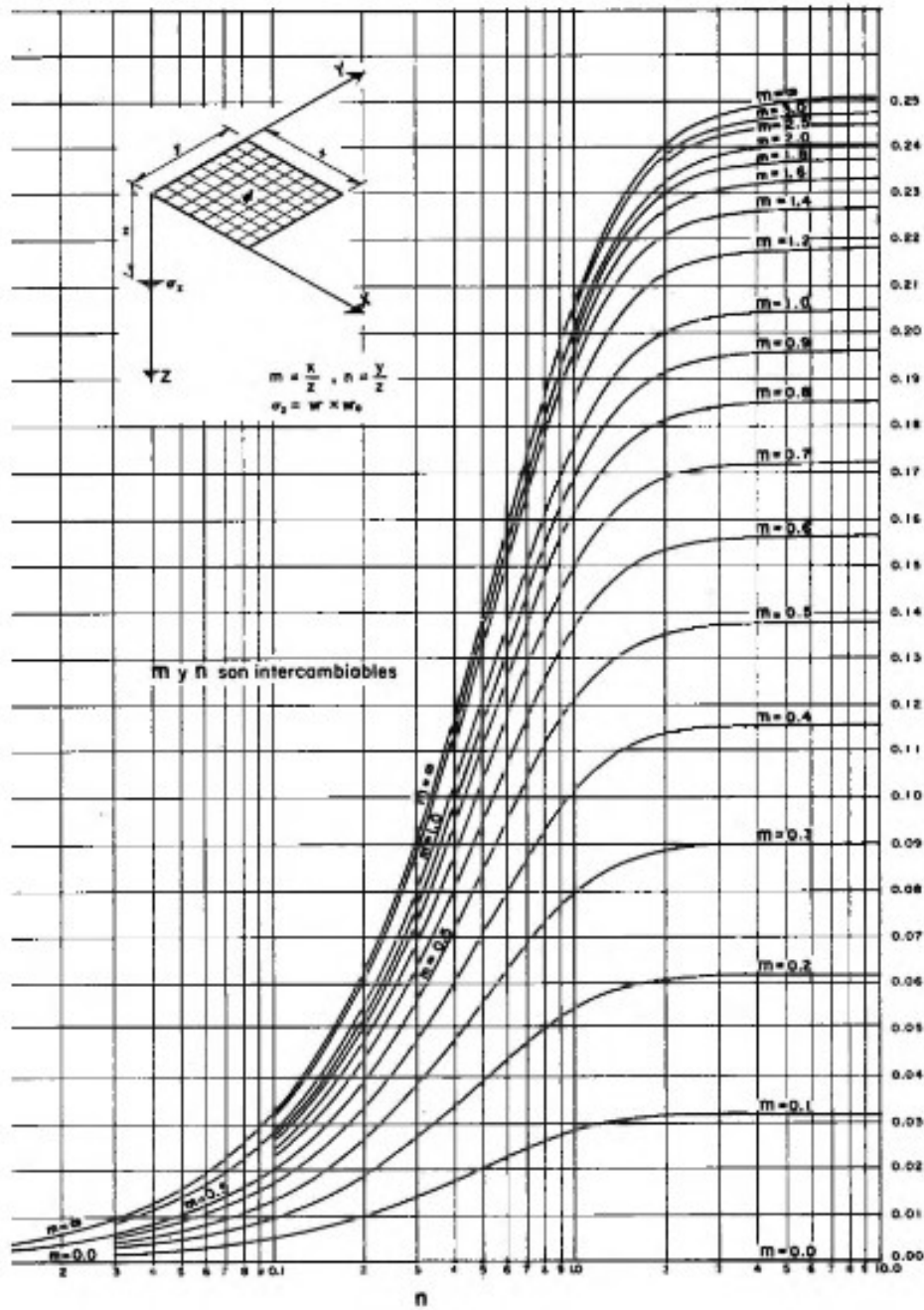


FIGURA N° 2.6: Ábaco de Boussinesq para una superficie rectangular cargada.
Fuente: Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1973)

2.1.7 El módulo de reacción del suelo

2.1.7.1 Introducción El “módulo de reacción del suelo”, también conocido como “módulo de Balasto” o “módulo de Winkler”, fue conceptualizado en 1867 para analizar la interacción entre rieles de ferrocarril y traviesas. Posteriormente, en 1967 y 1974, Gibson sugirió que este método podría considerarse un modelo específico de suelo elástico y lineal, adecuado para suelos isótropos y heterogéneos con un “módulo de Young” que varía linealmente con la profundidad. En 1955, Terzaghi presentó formulaciones clásicas aplicables a arcillas duras y arenas mediante el “ensayo de placa de carga”, lo que expandió su uso en el diseño de cimentaciones superficiales y profundas, así como en programas de diseño asistido por computadora (Freire-Tellado, 1999).

En la actualidad, las aplicaciones del “módulo de Balasto” exceden el ámbito ferroviario. Se emplea críticamente en el diseño de pavimentos para evaluar la respuesta del suelo bajo cargas de tráfico, en estructuras de contención, túneles y cimentaciones de edificios altos, donde la “interacción suelo-estructura” es fundamental para la estabilidad y durabilidad.

2.1.7.2 Definición Según Bowles (1996), el “módulo de reacción del suelo” k_s es un concepto que relaciona la presión aplicada al suelo con su deformación, como se expresa en la Ecuación 2.28, donde q es la carga aplicada y δ es la deformación resultante.

Por su parte, Leoni (2012) define este parámetro como la relación entre la tensión y la penetración de una placa en el terreno correspondiente a una deformación de 0.127cm, representando la pendiente de la curva “tensión-deformación” para dicho asentamiento, como se ilustra en la Figura N° 2.7.

$$k_s = \frac{q}{\delta} \quad (2.28)$$

2.1.8 Métodos de obtención del módulo de balasto

2.1.8.1 Ensayo de Placa de carga De acuerdo con Bowles (1996), resulta complejo obtener el valor del “módulo de balasto” directamente del “ensayo de placa de carga”, incluso utilizando placas de 300, 600 o 750 mm de diámetro. La dificultad radica en determinar con precisión la deformación, ya que la deflexión de la placa no permanece uniforme across toda su superficie.

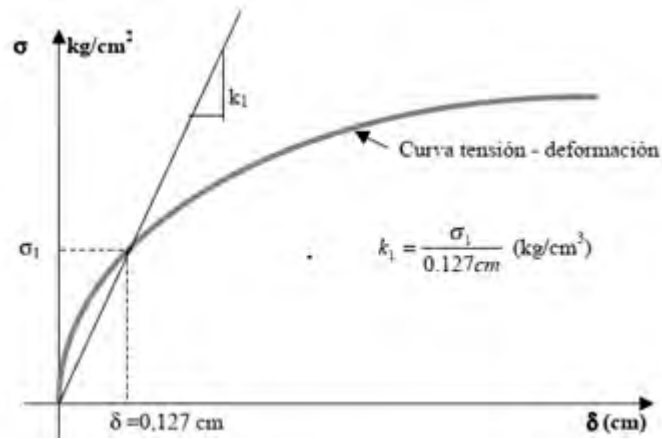


FIGURA N° 2.7: Curva tensión-deformación
Fuente: Leoni (2012)

Este ensayo, propuesto históricamente por Terzaghi en 1955, consiste en aplicar cargas incrementalmente sobre el terreno mediante una placa rígida de 30 cm mediante gatos hidráulicos y medir los asentamientos resultantes. Terzaghi propuso dos ecuaciones distintas para suelos cohesivos y granulares:

$$\text{Para arcilla: } k_s = k_1 \frac{B_1}{B} \quad (2.29a)$$

$$\text{Para arena: } k_s = k_1 \left(\frac{B + B_1}{2B} \right)^2 \quad (2.29b)$$

Algunos profesionales prefieren utilizar directamente los parámetros E_s y μ en análisis de “elementos finitos” en lugar del concepto de “módulo de reacción”. No obstante, Bowles (1996) argumenta que, dada la incertidumbre en la determinación precisa de E_s , el método del “módulo de reacción” resulta preferible por su facilidad de uso y eficiencia computacional. En secciones subsiguientes se explora una relación directa entre E_s y k_s sugerida por el mismo autor.

Un problema persistente es la estimación numérica de k_s . La contribución inicial de Terzaghi (1955) proponía obtener k_s para zapatas de tamaño completo a partir de pruebas con placas utilizando la Ecuación 2.29b para zapatas sobre arena, donde B_1 es la dimensión lateral de la placa de prueba (usualmente 0.3 m) que produce k_1 . Cabe señalar que esta ecuación pierde validez cuando la relación $B/B_1 > 3$.

Para una zapata rectangular sobre “arcilla rígida” o “arena de densidad media” con dimen-

siones $B \times L$ y relación de aspecto $m = L/B$, se puede emplear:

$$k_s = k_1 \frac{m + 0.5}{1.5m} \quad (2.30)$$

donde:

- k_s : valor deseado del “módulo de reacción” para la cimentación de tamaño completo.
- k_1 : valor obtenido de una prueba de placa de carga de 0.3×0.3 m u otro tamaño.

Las Ecuaciones 2.29a, 2.29b y 2.30 se presentan principalmente por su relevancia histórica; Bowles (1996) no recomienda su uso general en la práctica contemporánea.

2.1.8.2 En función al módulo de Elasticidad según Vesic Vesic (1961) propuso calcular el “módulo de reacción del suelo” a partir del “módulo de elasticidad” E_s mediante la siguiente expresión:

$$k'_s = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{1 - \mu^2} \quad (2.31)$$

donde:

- E_s, E_f : módulo de elasticidad del suelo y de la zapata, respectivamente.
- B, I_f : ancho de la zapata y momento de inercia de su sección transversal.

Según Bowles (1996), el valor de k_s para su uso en modelos de Winkler se obtiene como:

$$k_s = \frac{k'_s}{B} \quad (2.32)$$

Dado que el término $\sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \times 0.65$ se aproxima a la unidad para fines prácticos, la ecuación de Vesic se simplifica a:

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \quad (2.33)$$

Reorganizando la Ecuación 2.16 y definiendo $E'_s = (1 - \mu^2)E_s$, la expresión para el asentamiento inmediato queda:

$$\Delta H = \Delta q B E'_s I_s I_f \quad (2.34)$$

Conociendo que $k_s = \Delta q / \Delta H$, se deduce:

$$k_s = \frac{\Delta q}{\Delta H} = \frac{1}{BE_s I_s I_f} \quad (2.35)$$

La Ecuación 2.35 debe preferirse sobre las formulaciones históricas de Terzaghi. Bowles (1996) recomienda utilizarla con cuidado, asegurándose de emplear los valores correctos de B , I_s e I_f según se definen en la sección correspondiente al asentamiento inmediato.

Estas ecuaciones establecen una relación directa entre k_s y E_s . Sin embargo, ante la frecuente falta de valores precisos de E_s , se recurre a aproximaciones satisfactorias. Se ha observado que los momentos flectores y las presiones de contacto calculadas no son extremadamente sensibles al valor específico de k_s , debido a que la rigidez de la estructura usualmente excede en un orden de magnitud la rigidez del suelo. Reconociendo esto, Bowles (1996) sugiere una aproximación práctica para determinar k_s a partir de la “capacidad de carga admisible” q_a proporcionada en el estudio geotécnico:

- En el Sistema Internacional (SI):

$$k_s = 40 \cdot (\text{SF}) \cdot q_a \quad \text{kN/m}^3$$

- En el sistema inglés (Fps):

$$k_s = 12 \cdot (\text{SF}) \cdot q_a \quad \text{k/ft}^3$$

Donde q_a se expresa en kPa o kN/m². Esta relación se basa en $q_a = q_{ult} / \text{SF}$ y considera un asentamiento $\Delta H = 0.0254 \text{ m}$ (1 pulgada). Para otros asentamientos permisibles (ej. 6, 12, 20 mm), los factores 40 y 12 se ajustan proporcionalmente a 160 (48), 83 (24), 50 (16), respectivamente, dado que los desplazamientos se relacionan linealmente con la presión (Bowles, 1996).

2.1.8.3 Modelo dinámico DD. Barkan-O A.Savinov Propuesto por Barkan (1948) en su obra “Dinámica de cimientos y fundamentos”, este modelo determina el “módulo de Balasto” para

una zapata mediante las siguientes expresiones:

$$k_z = C_z \times A \quad (2.36a)$$

$$k_x = C_x \times A \quad (2.36b)$$

$$k_\varphi = C_\varphi \times I \quad (2.36c)$$

Donde:

C_ϕ, C_z : coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme.

C_x : coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.

A : área de la base de la cimentación.

I : momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal perpendicular al plano de vibración.

Las investigaciones de Barkan (1948) establecieron relaciones entre los coeficientes C_φ , C_z , C_x y la presión estática, derivando las fórmulas:

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right] \quad (2.37a)$$

$$C_x = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right] \quad (2.37b)$$

$$C_\varphi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right] \quad (2.37c)$$

Donde:

C_0, D_0 : coeficientes determinados experimentalmente para $\rho = \rho_0$.

a, b : dimensiones en planta de la cimentación.

Δ : coeficiente empírico, usualmente $\Delta = m^{-1}$ para cálculos prácticos.

Para el coeficiente D_0 , Barkan (1948) propuso la siguiente relación basada en ensayos experimentales:

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0.5\mu} \cdot C_0 \quad (2.38)$$

Además, el coeficiente C_0 puede determinarse mediante la expresión práctica:

$$C_0 = 1.7 \left(\frac{E_0}{1 - \mu^2} \right) \cdot 10^{-3} (\text{kg/cm}^3) \quad (2.39)$$

o a partir de valores tabulados para $\rho_0 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ según el tipo de suelo. Es crucial destacar que estas ecuaciones fueron desarrolladas específicamente para el análisis de “interacción suelo-estructura” bajo cargas sísmicas.

2.1.9 Plateas de cimentación

2.1.9.1 Definición Una “platea de cimentación” constituye una estructura de concreto de gran extensión superficial cuyo propósito es conectar múltiples columnas con el terreno de fundación. Puede abarcar la totalidad del área de cimentación o solo una porción de la misma. Este tipo de cimentación se torna necesaria cuando la “capacidad portante” del suelo es baja, de modo que el área requerida por zapatas aisladas convencionales excedería el 50 % del área disponible.

Una ventaja primordial de las plateas radica en su capacidad para mitigar el “asentamiento diferencial” al distribuir las cargas de manera más uniforme. Bajo el supuesto de una distribución uniforme de presiones en la base, es posible realizar estimaciones conservadoras de los “momentos flectores”.

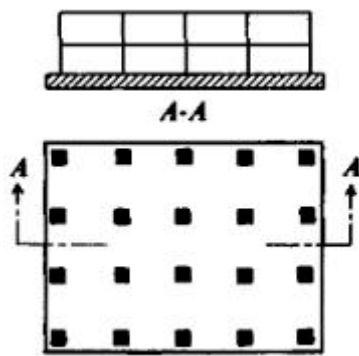
Entre la tipología de plateas, las configuraciones más comunes se ilustran en la Figura N° 2.8.

2.1.9.2 Asentamiento en suelo cohesivo Las plateas de cimentación funcionan como sistemas estructurales que distribuyen las cargas de la superestructura sobre una amplia superficie, reduciendo así las “presiones de contacto” ejercidas sobre el suelo. En suelos de baja “capacidad portante”, las plateas resultan particularmente ventajosas, ya que disminuyen el riesgo de “asentamientos excesivos” y “diferenciales”.

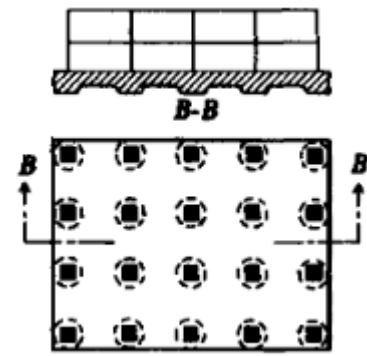
El asentamiento de una platea sobre “suelo cohesivo” se caracteriza por la deformación de la estructura, la cual tiende a ser máxima en el centro bajo cargas uniformemente distribuidas. No obstante, se ha observado que las columnas perimetrales, que frecuentemente soportan muros de fachada, ejercen presiones superiores a las columnas interiores. Este efecto puede conducir a un perfil de asentamiento más uniforme, contrarrestando la tendencia a formar una depresión cóncava.

Tipos de Asentamiento El asentamiento en una platea de cimentación se clasifica en dos categorías principales:

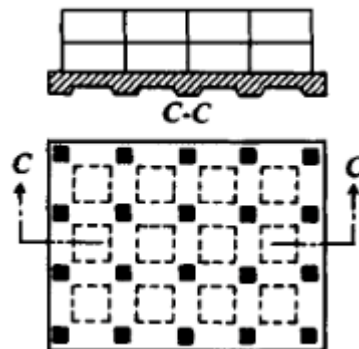
- “Asentamiento Uniforme”: Corresponde al descenso homogéneo de toda la platea sin gene-



(a) Placa de cimentación típica.
Fuente: Bowles (1996)



(b) Placa nervada en una dirección.
Fuente: Bowles (1996)



(c) Placa nervada en dos direcciones.
Fuente: Bowles (1996)

FIGURA N° 2.8: Tipos comunes de plateas de cimentación.

rar deformaciones angulares significativas. Aunque indeseable, este tipo de asentamiento generalmente no provoca daños estructurales críticos.

- “Asentamiento Diferencial”: Ocurre cuando distintas porciones de la placa experimentan magnitudes de asentamiento dispares. Este fenómeno induce deformaciones y esfuerzos adicionales en la superestructura, pudiendo causar fisuras y grietas.

Cálculo del Asentamiento Diferencial La magnitud del “asentamiento diferencial” puede estimarse mediante el “factor de rigidez” K_r , definido como:

$$K_r = \frac{E_{lb}}{E_s B^3} \quad (2.40)$$

Donde:

- E_{lb} : Rigidez flexional combinada de la platea y la superestructura.
- E_s : “Módulo de elasticidad” del suelo.
- B : Dimensión característica (ancho) de la platea en la dirección perpendicular al asentamiento evaluado.

La rigidez flexional E_{lb} se calcula integrando las contribuciones de todos los elementos resistentes:

$$E_{lb} = EI_f + \sum E_{lb_i} + \sum \frac{Eah^3}{12} \quad (2.41)$$

Donde:

- EI_f : Rigidez flexional de la platea de cimentación.
- E_{lb_i} : Rigidez flexional de cada elemento estructural de la superestructura que aporta resistencia.
- $\frac{Eah^3}{12}$: Rigidez efectiva aportada por los muros, siendo a el espesor del muro y h su altura.

2.1.9.3 Capacidad de Corte De acuerdo con Bowles (1996), el diseño de plateas de cimentación debe garantizar que los asentamientos de la estructura se mantengan dentro de límites tolerables. Para ello, es imperativo considerar los efectos de la “consolidación” (primaria y secundaria) junto con los “asentamientos inmediatos” o elásticos. Frecuentemente, se presenta una combinación de ambos mecanismos, la cual debe ser incorporada en el análisis.

Adicionalmente, la cimentación debe poseer estabilidad suficiente para resistir “fallas profundas por corte”. Dos modos de falla comunes en plateas son la “falla rotacional” y la “falla por punzonamiento”. Es preferible que una eventual falla por punzonamiento sea uniforme y vertical, ya que los “asentamientos uniformes” son más manejables que los “asentamientos diferenciales”, los cuales exigen medidas correctivas complejas para evitar daños estructurales.

La “capacidad de carga última”, q_{ult} , de una platea representa la presión máxima que el suelo subyacente puede soportar antes de alcanzar un estado de falla por corte. Su expresión general es:

$$q_{ult} = cN_c s_c i_c d_c + \gamma D N_q s_q i_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma + \bar{q} \quad (2.42)$$

Donde:

- c : “Cohesión” del suelo.
- γ : “Peso unitario” del suelo.
- D : “Profundidad de desplante”.
- B : “Ancho” de la cimentación.
- N_c, N_q, N_γ : “Factores de capacidad portante” (función del “ángulo de fricción interna” ϕ).
- s_c, s_q, s_γ : “Factores de forma”.
- i_c, i_q, i_γ : “Factores de inclinación de la carga”.
- d_c, d_q, d_γ : “Factores de profundidad”.
- $\bar{q}$: “Presión de sobrecarga” efectiva a la profundidad D .

La Ecuación 2.42 combina tres contribuciones fundamentales:

- Contribución de la “cohesión”: $cN_c s_c i_c d_c$.
- Contribución de la “sobrecarga”: $\gamma D N_q s_q i_q d_q$.
- Contribución del “peso del suelo”: $\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$.

Bowles (1996) presenta también una versión simplificada para casos con información limitada:

$$q_{ult} = 5.14 s_w (1 + s'_c + d'_c - i'_c) + \bar{q} \quad (2.43)$$

donde s_w es un factor que incorpora la influencia del tamaño de la platea y las condiciones del suelo, y s'_c, d'_c, i'_c son factores simplificados.

Cuando se dispone de resultados de “ensayos de penetración estándar” (SPT), la capacidad admisible q_a puede estimarse con:

$$q_a = \frac{N_{SS}}{0.08} \left(\frac{\Delta H_a}{25.0} \right) K_d \quad (\text{kPa}) \quad (2.44)$$

donde:

- N_{SS} : “Número de golpes SPT”.
- ΔH_a : “Asentamiento permitido” (mm).
- K_d : “Factor de corrección por profundidad”, $K_d = 1 + 0.33(D/B) \leq 1.33$.

Según Meyerhof (1965), el factor 0.08 ajusta la ecuación original para permitir un incremento del 50 % en la capacidad portante, proporcionando un resultado en kPa acorde con las prácticas de diseño habituales.

2.1.10 Obtención de la ecuación para plateas de cimentación

El documento 336 (2002), publicado por el “ACI Committee 336”, establece los procedimientos para el análisis y diseño de plateas de cimentación utilizando el “modelo de Winkler” o “subrasante elástica”. Este enfoque, basado en la teoría de la elasticidad, considera la “interacción bidimensional” entre la platea y el suelo de soporte (336, 2002). A continuación se detalla el desarrollo del parámetro λ , fundamental en este análisis.

2.1.10.1 Modelo de subrasante elástica. El comportamiento de la platea se modela suponiendo que el suelo reacciona con una rigidez proporcional a la carga aplicada, caracterizada por el “coeficiente de balasto” K_s (en kN/m^3). Este coeficiente define la resistencia del suelo a las deformaciones verticales (336, 2002).

2.1.10.2 Rigidez de la platea. La rigidez flexional de la platea depende de sus propiedades materiales y geométricas:

- “Módulo de elasticidad” E : Rigidez del material de la platea (ej. concreto), en kN/m^2 .
- “Espesor” T : Grosor de la platea, en metros.
- “Momento de inercia por unidad de ancho” I : Para una sección rectangular, $I = T^3/12$. Cuantifica la resistencia a la flexión.

2.1.10.3 Obtención de λ El parámetro λ se deriva al equilibrar las deformaciones de la platea con la respuesta elástica del suelo, resultando en:

$$\lambda = \left(\frac{3K_s}{ET^3} \right)^{1/4}$$

donde:

- K_s : “Coeficiente de balasto” (kN/m^3).
- E : “Módulo de elasticidad” de la platea (kN/m^2).
- T : “Espesor” de la platea (m).

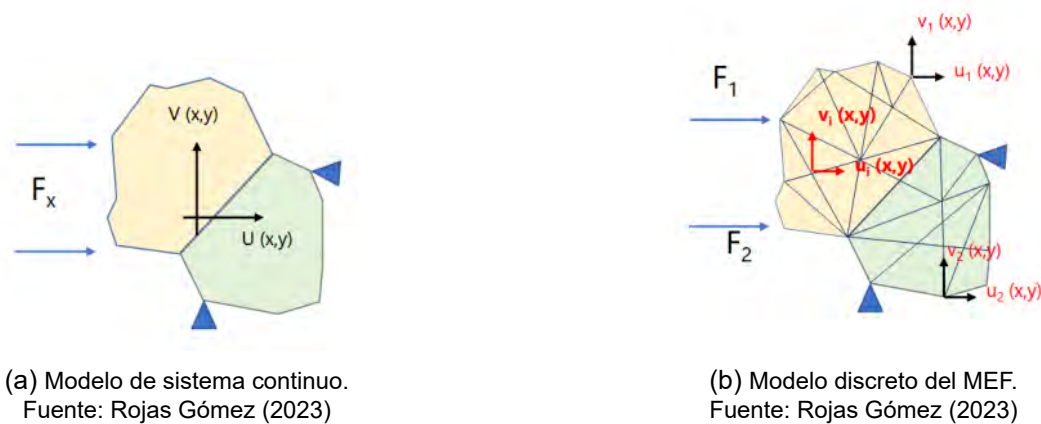
El exponente $1/4$ refleja la naturaleza bidimensional del problema de interacción (336, 2002).

2.1.10.4 Interpretación de λ . El parámetro λ se utiliza para clasificar el comportamiento de la platea:

- Si $1.75/\lambda > L$ (dimensión característica), la platea se considera “rígida” y pueden aplicarse métodos simplificados de análisis estático.
- Si $1.75/\lambda \leq L$, las deformaciones flexibles son significativas, requiriendo un análisis detallado mediante “teoría de placas sobre fundación elástica”.

2.1.11 Método de Elementos Finitos

2.1.11.1 Definición. El “Método de Elementos Finitos” (MEF) constituye una técnica numérica que aproxima el comportamiento de un sistema continuo mediante su subdivisión en partes más pequeñas y manejables, denominadas “elementos finitos”. Estos elementos, que pueden adoptar diversas formas y tamaños, conservan las propiedades del sistema original y se interconectan a través de “nodos”, permitiendo el cálculo de esfuerzos y deformaciones. La unión de estos elementos conforma una “malla” que representa el dominio de estudio. Este método se implementa computacionalmente en programas especializados como Plaxis 2D, Midas GTS NX y Slide (Rojas Gómez, 2023).



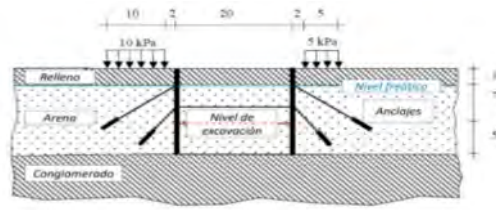
(a) Modelo de sistema continuo.
Fuente: Rojas Gómez (2023)

(b) Modelo discreto del MEF.
Fuente: Rojas Gómez (2023)

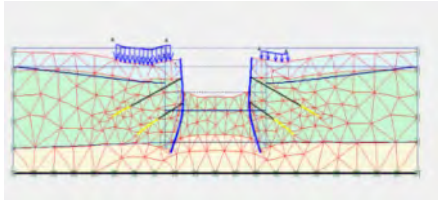
FIGURA N° 2.9: Esquema de discretización de un modelo continuo.

2.1.11.2 Aplicación en Geotecnia. El MEF se emplea en geotecnia para modelar el comportamiento del suelo bajo diversas condiciones de carga, permitiendo la determinación de parámetros críticos como el “módulo de reacción del terreno”. Esta técnica facilita la simulación de condiciones complejas y heterogéneas propias de los materiales geotécnicos.

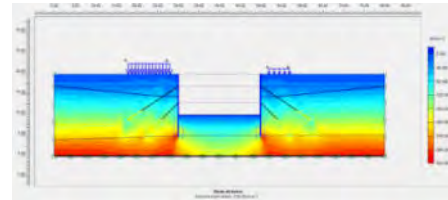
2.1.11.3 Discretización. La “discretización” de un medio continuo implica su división en formas geométricas simples interconectadas mediante puntos denominados “nodos”. Las incógnitas primarias del problema son los “desplazamientos” en estos nodos, los cuales definen la configuración deformada de la estructura discretizada. Esta relación se expresa matemáticamente en la Ecuación 2.45a. En el software Plaxis 2D, la discretización se realiza predominantemente



(a) Esquema de muro pantalla.
Fuente: Rojas Gómez (2023)



(b) Modelamiento MEF de muro pantalla.
Fuente: Rojas Gómez (2023)



(c) Deformaciones del muro pantalla (Output).
Fuente: Rojas Gómez (2023)

FIGURA N° 2.10: Modelamiento de muro pantalla mediante MEF.

mediante “elementos triangulares” (Celigüeta Lizarza, 2011).

$$\mathbf{u} = \begin{pmatrix} u(x, y, z) \\ v(x, y, z) \\ w(x, y, z) \end{pmatrix} \quad (2.45a)$$

$$\mathbf{u} = \mathbf{N} \cdot \mathbf{q} \quad (2.45b)$$

Donde $\mathbf{u}$ es el vector de “desplazamientos globales”, $\mathbf{N}$ representa la “matriz de funciones de forma” o interpolación, y $\mathbf{q}$ es el vector de “desplazamientos nodales”.

2.1.11.4 Funciones de interpolación. Las “funciones de interpolación” permiten estimar los campos de desplazamientos $\mathbf{u}$ y deformaciones en el interior de cada elemento a partir de los valores nodales. Estas funciones garantizan la continuidad y suavidad en las transiciones entre elementos adyacentes. La precisión de los resultados del MEF está directamente relacionada con la adecuada selección de estas funciones (Celigüeta Lizarza, 2011).

Plaxis 2D emplea “elementos triangulares de 15 nodos” para la interpolación de despla-

mientos, como se ilustra en la Figura N° 2.11.

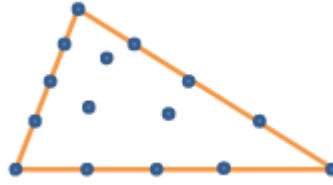


FIGURA N° 2.11: Elemento triangular de 15 nodos.
Fuente: Rojas Gómez (2023)

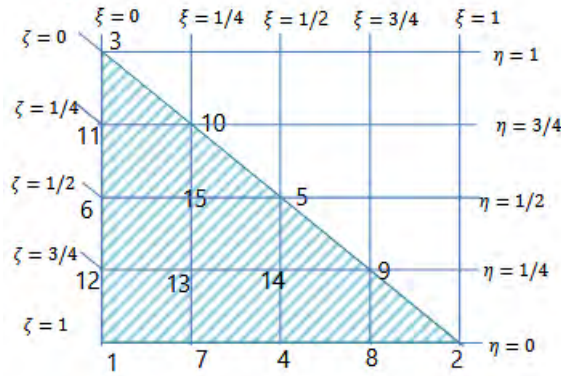


FIGURA N° 2.12: Elemento isoparamétrico.
Fuente: Rojas Gómez (2023)

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2)(4\zeta - 3)}{6} \\
 N_2 &= \frac{\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2)(4\xi - 3)}{6} \\
 N_3 &= \frac{\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2)(4\eta - 3)}{6} \\
 N_4 &= 4\zeta\xi(4\zeta - 1)(4\xi - 1) \\
 N_5 &= 4\xi\eta(4\xi - 1)(4\eta - 1) \\
 N_6 &= 4\eta\zeta(4\eta - 1)(4\zeta - 1) \\
 N_7 &= \xi\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) * 8/3 \\
 N_8 &= \xi\zeta(4\xi - 1)(4\xi - 2) * 8/3 \\
 N_9 &= \xi\eta(4\xi - 1)(4\xi - 2) * 8/3 \\
 N_{10} &= \xi\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) * 8/3 \\
 N_{11} &= \zeta\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) * 8/3 \\
 N_{12} &= \zeta\eta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) * 8/3 \\
 N_{13} &= \eta\xi\zeta(4\zeta - 1) \\
 N_{14} &= \eta\xi\zeta(4\xi - 1) \\
 N_{15} &= \eta\xi\zeta(4\eta - 1)
 \end{aligned}$$

FIGURA N° 2.13: Funciones de interpolación.
Fuente: Rojas Gómez (2023)

2.1.11.5 Compatibilidad de nodos. La “compatibilidad nodal” es un principio fundamental en el MEF, ya que asegura la continuidad del campo de desplazamientos en las interfaces entre elementos. La Figura N° 2.14 presenta ejemplos de mallas compatibles e incompatibles.



FIGURA N° 2.14: Compatibilidad nodal en discretización.

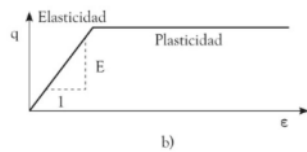
2.1.11.6 Matriz de rigidez. La “matriz de rigidez elemental” $\mathbf{K}^e$ se obtiene mediante la integración del producto entre la “matriz deformación-desplazamiento” $\mathbf{B}$, la “matriz constitutiva” $\mathbf{D}$ y la transpuesta de $\mathbf{B}$ sobre el volumen del elemento. Esta matriz cuantifica la resistencia del elemento a las deformaciones aplicadas.

$$\mathbf{K}^e = \int_V \mathbf{B}^T \cdot \mathbf{D}^e \cdot \mathbf{B} dV \quad (2.46a)$$

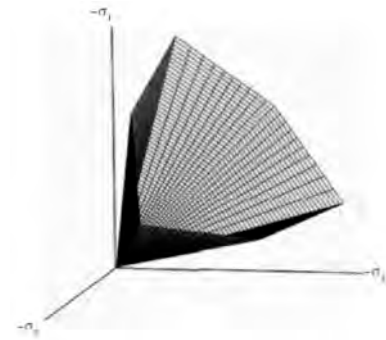
$$\mathbf{Q} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{q} \quad (2.46b)$$

2.1.11.7 Modelos constitutivos. Los “modelos constitutivos” son relaciones matemáticas que simulan la respuesta mecánica del suelo bajo diferentes estados de carga. Son componentes esenciales para realizar simulaciones precisas con el MEF en software especializado como PLAXIS o MIDAS GTS NX (Vintimilla Ávila y Avila Redrovan, 2016).

Modelo Mohr-Coulomb El “modelo Mohr-Coulomb” representa una aproximación “elasto-plástica” para describir el comportamiento no lineal del suelo, combinando la “ley de Hooke” para la fase elástica con el “criterio de falla de Mohr-Coulomb” para la fase plástica (Nieto Leal, 2007). Sus parámetros fundamentales incluyen el “módulo de elasticidad” E , la “cohesión” c y el “ángulo de fricción interna” ϕ .



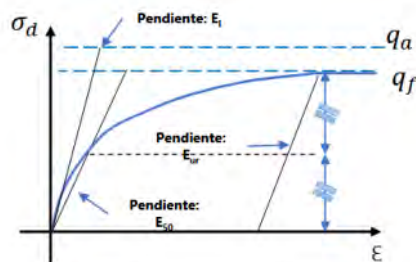
(a) Modelo Mohr-Coulomb.
Fuente: Rojas Gómez (2023)



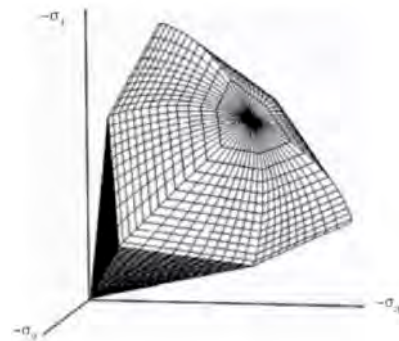
(b) Superficie de fluencia Mohr-Coulomb.
Fuente: Nieto Leal (2007)

FIGURA N° 2.15: Modelo constitutivo Mohr-Coulomb.

Modelo Hardening Soil El “modelo Hardening Soil” es una formulación avanzada que simula con mayor precisión el comportamiento de suelos cohesivos y granulares. Utiliza la “teoría de la plasticidad” para representar el “endurecimiento por deformación” del suelo bajo carga, incorporando parámetros como la “rigidez secante triaxial” E_{50} y la “rigidez de recarga” E_{ur} (Vintimilla Ávila y Avila Redrovan, 2016).



(a) Modelo Hardening Soil.
Fuente: Rojas Gómez (2023)



(b) Superficie de fluencia Hardening Soil.
Fuente: Nieto Leal (2007)

FIGURA N° 2.16: Modelo constitutivo Hardening Soil.

Símbolo	Definición
c	Parámetro de cohesión del suelo
ϕ	Ángulo que define la fricción interna
ψ	Ángulo asociado a la dilatancia
E	Módulo de elasticidad (Young)
ν	Coeficiente de Poisson

TABLA N° 2.4: Principales parámetros Modelo Mohr-Coulomb.
Adaptado de (Nieto Leal, 2007).

Símbolo	Definición
c	Valor de cohesión del material
ϕ	Ángulo que representa la fricción interna
ψ	Ángulo que describe la dilatancia
E_{ref50}	Módulo secante obtenido en un ensayo triaxial estándar
E_{refOED}	Rigidez tangente asociada a una carga primaria edométrica
m	Exponente que refleja la dependencia de la rigidez con el nivel de esfuerzos
E_{ur}	Módulo de rigidez en procesos de descarga o recarga
ν_{ur}	Coeficiente de Poisson correspondiente a descarga-recarga
k_0nc	Coeficiente de presión lateral en condiciones no consolidadas
R_f	Factor que define la relación de falla

TABLA N° 2.5: Conjunto de parámetros Hardening Soil.
Adaptado de (Nieto Leal, 2007).

2.2 Antecedentes

2.2.1 Antecedentes a nivel internacional

Turcios (2020), en su artículo “Comparación de diseño estructural para cimentaciones superficiales utilizando el método rígido convencional y el método Winkler por elementos finitos”, realizó un análisis comparativo del diseño y costos de cimentaciones cuadradas superficiales para edificios de dos a cinco pisos. El estudio aplicó el “método rígido convencional” y el “método de Winkler” mediante “elementos finitos” en dos tipos de suelos. Tras evaluar los esfuerzos en las cimentaciones y los costos asociados, los resultados indicaron que para edificios de dos pisos las variaciones en los esfuerzos no inciden significativamente en los costos. No obstante, en estructuras de más de cuatro pisos, el método convencional incrementa los costos en al menos un 8 % en comparación con el “método de interacción suelo-estructura”. Para el caso de edificios de tres pisos, no se obtuvo una conclusión definitiva debido a la insuficiencia de datos representativos.

Echezuría et al. (2021), en su artículo “Definición de coeficientes de Balasto para el diseño de fundaciones”, sostiene que los “coeficientes de balasto”, tanto verticales como horizontales, están influenciados por las dimensiones y la geometría de la cimentación, así como por las propiedades intrínsecas del suelo. Los autores enfatizan que estos coeficientes no deben interpretarse como propiedades del suelo per se, sino como parámetros de cálculo que permiten incorporar la “no linealidad” en la respuesta de los sistemas “suelo-fundación”. Según su investigación, el “coeficiente de balasto vertical” resulta aceptable para la mayoría de aplicaciones prácticas, dado que se trabaja con deformaciones inferiores al 0,2%. Por otro lado, los “coeficientes de balasto horizontales” incrementan considerablemente con la profundidad y dependen de la movilización del suelo para alcanzar su “capacidad portante”. Los valores de estos coeficientes horizontales deben especificarse indicando la profundidad, los niveles de deflexión, el tipo de suelo y su consistencia. Para determinar el “coeficiente de balasto vertical” en perfiles geotécnicos estratificados, se recomienda emplear programas de análisis estructural basados en el “método de elementos finitos”.

Khosravifardshirazi et al. (2022), en su artículo “Role of Subgrade Reaction Modulus in Soil-Foundation-Structure Interaction in Concrete Buildings”, evalúan la “interacción suelo-estructura”

utilizando el “método de elementos finitos” para edificios de seis, ocho y diez pisos. Los resultados demuestran una reducción del 32 % en el peso de acero de refuerzo requerido en las cimentaciones para edificios de seis pisos, del 37 % para ocho pisos y del 38 % para diez pisos. Adicionalmente, los autores proponen una ecuación que simplifica la consideración de los efectos de la “interacción suelo-estructura”, la cual puede alterar significativamente los patrones de asentamiento y deformación de la fundación. Esta investigación contribuye con una herramienta analítica para facilitar la incorporación de los efectos de la interacción en el diseño de cimentaciones.

Mughieda, Mehana, y Hazirbaba (2017), en su conferencia “Effect of soil subgrade modulus on raft foundation behavior”, investigaron la influencia del “módulo de subrasante” en el comportamiento de plateas de cimentación, específicamente en lo concerniente a “momentos flectores”, “fuerzas cortantes” y “deformaciones”. El estudio empleó el “método de Winkler” y el software SAFE V2014 para modelar la interacción entre el suelo y la cimentación. Según sus hallazgos, el “módulo de reacción del suelo” no ejerce un efecto significativo sobre la magnitud de los momentos flectores y las fuerzas cortantes.

2.2.2 Antecedentes a nivel nacional

Berrocal Canchari (2013), en su investigación “Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo”, evaluó una “zapata continua” sobre un “medio elástico” mediante diversos métodos de análisis, incluyendo el de “viga de cimentación” y el de “diferencias finitas”. Los resultados indican que las “presiones de contacto” son similares en todos los casos, aunque las obtenidas mediante el “método de elementos finitos” resultaron inferiores en aproximadamente un 8 %. Respecto a las “deflexiones”, se observó un comportamiento uniforme atribuible a las dimensiones del elemento estructural. Tanto las deflexiones como los “momentos flectores” calculados por elementos finitos fueron menores que aquellos derivados de otros métodos. Adicionalmente, se identificó una diferencia en la “rigidez” de la viga: en configuraciones flexibles las deflexiones son mayores y los momentos flectores menores en un 15 %. El estudio también señala que los “parámetros de deformabilidad” del terreno obtenidos por correlación con el “coeficiente de balasto” para vigas continuas son compatibles con suelos granulares, pero exhiben poca sensibilidad a las variaciones en los momentos

flectores finales (Berrocal Canchari, 2013).

Socualaya Cárdenas (2019), en su tesis titulada “Caracterización de suelos para la obtención de coeficiente de balasto, Distrito San Agustín de Cajas, año 2017”, tuvo como objetivo caracterizar dos tipos de suelos: un “suelo arcilloso de baja plasticidad” (CL) y un “suelo arenoso limoso” (SM). Los valores del “coeficiente de balasto” obtenidos fueron 9.20, 11.35 y 7.25 kg/cm³ para el suelo arcilloso, y 20.75 y 21.91 kg/cm³ para el suelo arenoso limoso, utilizando los métodos del “Nomograma de Relación”, la “Curva Logarítmica” y la “Capacidad Admisible del Suelo”. Esta investigación demostró que el comportamiento de las “zapatas de cimentación” varía significativamente según el tipo de suelo y el método empleado para determinar el coeficiente de balasto. En conclusión, los suelos arcillosos presentan “asentamientos mayores” cuando se utiliza el método del Nomograma de Relación, mientras que los suelos arenosos limosos exhiben “asentamientos menores” con este mismo método. Por el contrario, los suelos arcillosos registran “asentamientos reducidos” con el método de la Curva Logarítmica, en tanto que los suelos arenosos limosos muestran “asentamientos incrementados” bajo esta metodología.

2.2.3 Antecedentes a nivel local

Escobar Montesinos (2019a), en su tesis “Análisis y diseño estructural con interacción suelo estructura de una vivienda multifamiliar de 7 niveles”, tuvo como objetivo principal realizar el análisis y diseño estructural considerando apoyos elásticos que representen el “comportamiento flexible” del terreno de fundación. Los resultados de esta investigación demuestran que la consideración de la “interacción suelo-estructura” conlleva una disminución de las “fuerzas sísmicas”, un aumento del “periodo natural” de vibración de la estructura, así como incrementos en los “desplazamientos” laterales.

Laquice Huamantupa (2017), en su tesis titulada “Influencia de la interacción sísmica suelo-estructura en la reducción de esfuerzos en una edificación aporticada con zapatas y vigas de conexión en la localidad de Tankarpata, distrito de San Sebastián, Cusco”, se centró en el estudio de la “interacción suelo-estructura” (ISE) dentro del análisis estructural, contrastando sus resultados con aquellos obtenidos bajo el supuesto de “empotramiento perfecto”. El estudio se desarrolló para una institución educativa ubicada en Tankarpata, Cusco, cuyos suelos fueron identificados como

“arenosos” (SC) y “arcillosos” (CL-ML). La incorporación de la ISE reveló diferencias significativas en los “periodos naturales” de la estructura en comparación con el método tradicional. La “flexibilidad del terreno” de fundación demostró tener una influencia crucial en la absorción de “energía sísmica”. La investigación concluye que la inclusión de la ISE conduce a un diseño estructural que se aproxima de manera más fiel al comportamiento real de la edificación bajo solicitaciones sísmicas.

CAPÍTULO III: METODOLOGIA

3.1 Hipótesis

3.1.1 *Hipótesis General*

La determinación del “módulo de reacción del suelo” con un mayor nivel de detalle en suelos cohesivos de Cusco, considerando la “distribución y magnitud de las cargas transmitidas por cada columna” de un edificio y comparando los resultados del “método de elementos finitos” con el “método tradicional analítico”, permitirá desarrollar una “metodología de análisis y diseño” que ofrezca mayor “robustez y confianza” en la caracterización del suelo. Esta metodología contribuirá a reducir la “incertidumbre” en el cálculo del módulo de reacción, conduciendo a “diseños de cimentaciones” (particularmente plateas) más “optimizados y seguros”, y a una mejor gestión de las “solicitaciones en la interfaz suelo-estructura” en la región.

3.1.2 *Hipótesis Específicas*

1. **Capacidad de representación por método y carga:** El “método de elementos finitos” proporciona una representación más completa del “módulo de reacción del suelo” para suelos cohesivos de Cusco, al considerar de manera más exhaustiva la “influencia de las cargas puntuales de las columnas”, en comparación con el método tradicional analítico.
2. **Impacto de la incertidumbre en el diseño de plateas:** La “evaluación simplificada del módulo de reacción del suelo” debido a la consideración menos detallada de la distribución de cargas de columna en el método tradicional analítico conduce a “diseños de plateas de cimentación con margen de mejora” (ej. sobredimensionadas, con asentamientos diferenciales que requieren mayor atención) en suelos cohesivos de Cusco.
3. **Desarrollo de metodología para cargas puntuales:** La “calibración de los modelos de elementos finitos” utilizando datos de cargas reales de columnas y propiedades de suelos cohesivos de Cusco, junto con una evaluación comparativa con métodos analíticos que consideren la distribución de cargas, resultará en una “metodología más adaptada y efectiva” para determinar el módulo de reacción en función de las cargas de columna.

4. **Optimización del diseño de cimentaciones:** La aplicación de una nueva metodología que integre la influencia de las cargas individuales de las columnas a través del método de elementos finitos permitirá “optimizar el diseño estructural de las plateas de cimentación” en suelos cohesivos de Cusco, logrando una asignación más eficiente de materiales y una mayor “seguridad estructural”.

3.1.3 Variables

Para la investigación, se identificarán las siguientes variables:

3.1.3.1 Variables Independientes

- **Cargas sobre cada columna (magnitud y ubicación):** Se refiere a la magnitud de las fuerzas verticales y horizontales transmitidas por cada columna de un edificio a la cimentación, así como su posición en el plano de la losa.
- **Método de Elementos Finitos (MEF):** Aplicación de modelos numéricos para simular la “interacción suelo-estructura”, incluyendo la distribución de esfuerzos bajo las cargas de columna con un mayor nivel de detalle.
- **Método Tradicional Analítico (MTA):** Fórmulas y procedimientos analíticos convencionales para el cálculo del módulo de reacción y el diseño de cimentaciones, con consideraciones simplificadas o menos detalladas de las cargas de columna.

3.1.3.2 Variables Dependientes

- **Módulo de Reacción del Suelo (k_s):** El valor numérico que representa la “rigidez del suelo” bajo la cimentación, influenciado por las cargas concentradas de las columnas. La “robustez y confiabilidad” de su determinación son cruciales.
- **Robustez y Confiabilidad del Cálculo del Módulo de Reacción:** Grado de “consistencia y representatividad” de los valores obtenidos, especialmente en puntos de aplicación de cargas concentradas.

- **Comportamiento de la Losa de Cimentación:** Incluye “asentamientos” (diferenciales y totales), “distribución de esfuerzos”, “momentos flectores” y “cortantes” en la losa, y su adecuación al diseño estructural.

3.2 Diseño metodológico

3.2.1 Tipo y nivel de investigación

La investigación es de tipo “aplicada”, dado que busca generar una metodología concreta para optimizar el proceso de diseño de cimentaciones en una problemática específica. Su naturaleza es “experimental” en su fase de modelamiento y simulación numérica, ya que implica la manipulación de variables en modelos computacionales para observar y medir sus efectos.

En cuanto al nivel, se clasifica como “descriptivo-comparativo”. Es descriptiva porque caracteriza y detalla el comportamiento del módulo de reacción bajo diferentes condiciones de carga y métodos de análisis. Es comparativa porque contrasta de manera sistemática los resultados obtenidos mediante el “Método de Elementos Finitos” (MEF) y el “Método Tradicional Analítico” (MTA), con el objetivo de identificar y cuantificar diferencias significativas en la precisión, robustez y confiabilidad de los resultados.

3.2.2 Diseño del Estudio

El diseño de la investigación será de tipo “descriptivo-comparativo” con un “enfoque cuantitativo”.

- **Descriptivo:** Se caracterizará la respuesta del “módulo de reacción del suelo” bajo cargas puntuales de columnas en suelos cohesivos de Cusco, y se describirán las metodologías de cálculo (MEF y MTA) bajo este nuevo enfoque, resaltando su nivel de detalle.
- **Comparativo:** Se realizará una comparación directa de los valores del módulo de reacción y del comportamiento de la losa obtenidos por el MEF (considerando cargas por columna) y el MTA (con sus simplificaciones) para identificar las diferencias en robustez y confiabilidad.
- **Enfoque Cuantitativo:** Se utilizarán “datos numéricos” y “análisis estadísticos” para evaluar

las diferencias entre los métodos y su impacto en el diseño de las plateas de cimentación.

3.2.3 Unidad de análisis

La “unidad de análisis” está constituida por cada “columna individual” y su carga axial correspondiente, perteneciente a edificios con “cimentación tipo losa” construidos o proyectados sobre “suelos cohesivos” en la ciudad del Cusco. Cada columna, con su carga específica y ubicación dentro de la losa, representa la unidad elemental a partir de la cual se analiza la interacción con el suelo y su efecto en la determinación del módulo de reacción local y global.

3.2.4 Población de estudio

La “población de estudio” está conformada por la totalidad de las “cargas axiales” transmitidas por todas las columnas de todos los edificios con “cimentación tipo losa” que fueron construidos o se encontraban en etapa de diseño sobre suelos cohesivos en la ciudad del Cusco durante el año 2022. Esta población define el universo de solicitudes que interactúan con el terreno de fundación en las condiciones específicas de interés para esta investigación.

3.2.5 Tamaño de muestra

El “tamaño de muestra” será determinado mediante un “muestreo no probabilístico por conveniencia”, seleccionando un conjunto de casos de estudio que cumplan con los criterios de disponibilidad de información integral. Se proyecta incluir todos los ejes de la edificación planteada, es decir 15 columnas individuales para su análisis. Este rango permitirá capturar una variabilidad representativa en las magnitudes de carga (desde columnas ligeras en áreas de servicio hasta columnas pesadas en núcleos de rigidez) y su distribución espacial dentro de la losa (columnas en esquina, borde e interior), asegurando la robustez del análisis comparativo.

3.2.6 Técnicas de selección de muestra

La técnica de selección de la muestra será “no probabilística intencional por criterio”. Los criterios de selección incluirán:

- **Accesibilidad y completitud de la data:** Priorización de proyectos para los cuales se tenga

acceso completo a los “planos estructurales” (con metrado de cargas por columna), “informes geotécnicos” detallados (con ensayos de laboratorio y campo) y “memorias de cálculo” de la cimentación.

- **Representatividad geotécnica:** Selección de casos que se apoyen sobre “suelos cohesivos” (arcillas) cuyas propiedades (resistencia, compresibilidad) sean representativas de las condiciones predominantes en la región.
- **Variabilidad estructural:** Inclusión intencional de edificios con diferentes alturas (número de pisos) y configuraciones estructurales, para abarcar un espectro diverso de cargas y disposiciones de columnas.

3.2.7 Estrategia de Trabajo

La estrategia de trabajo para esta investigación se adaptará al enfoque de las cargas de columna:

Métodos de Estudio

1. Recopilación de Información Geotécnica y Estructural:

- Obtención de datos de “ensayos de campo y laboratorio” específicos de suelos cohesivos en Cusco.
- Recopilación de “planos estructurales” de edificios reales en Cusco que utilicen plateas de cimentación, incluyendo:
 - Geometría de la losa y de las columnas.
 - Magnitud y distribución de las “cargas de servicio y últimas” sobre cada columna (cargas axiales, momentos).
 - Dimensiones y propiedades de las columnas.

2. Modelado por Elementos Finitos (MEF):

- Desarrollo de “modelos 3D detallados” de plateas de cimentación en software especializado (ej. PLAXIS 3D, SAP2000) que permitan la aplicación de cargas puntuales en la

ubicación exacta de cada columna.

- Simulación de la “interacción suelo-estructura” considerando las propiedades no lineales del suelo cohesivo y la rigidez de la losa.
- Obtención del “módulo de reacción efectivo” bajo cada columna y la respuesta global de la losa (asentamientos, presiones, esfuerzos).

3. Cálculo Tradicional Analítico (MTA):

- Aplicación de “métodos analíticos convencionales” (ej. teoría de la viga o placa sobre medio elástico de Winkler o Pasternak) para el cálculo del módulo de reacción.
- Se emplearán las mismas propiedades del suelo y las mismas cargas totales de la losa para la comparación.

4. Análisis Comparativo y Estadístico:

- Comparación de los valores del “módulo de reacción” y los “resultados de diseño” (asentamientos, esfuerzos en la losa) obtenidos del MEF y el MTA.
- “Análisis estadístico” para cuantificar las diferencias, evaluar la dispersión y la correlación entre los métodos.

5. Desarrollo y Calibración de la Metodología Propuesta:

- Formulación de una “nueva metodología” que incorpore la consideración de las cargas de columna para una determinación más completa del módulo de reacción del suelo.
- Posible desarrollo de “factores de modificación” o “procedimientos de ajuste” para los métodos analíticos basados en los resultados del MEF.

6. Validación y Aplicación al Diseño:

- Aplicación de la metodología propuesta a “casos de estudio” de plateas de cimentación en Cusco, con énfasis en la “optimización del diseño” (ej. reducción de espesores, optimización de refuerzo).

3.2.8 Técnicas de recolección de información

Las técnicas de recolección de información serán las siguientes:

1. **Revisión documental:** Recolección sistemática de datos de:
 - “Informes geotécnicos”: Para obtener parámetros del suelo como cohesión (c), ángulo de fricción (ϕ), módulo de elasticidad (E_s), relación de Poisson (μ) y resultados de ensayos SPT o CPTu.
 - “Planos estructurales y memorias de cálculo”: Para extraer la geometría de la losa, ubicación y dimensiones de columnas, y las “cargas de servicio y últimas” (axiales, momentos) para cada columna.
2. **Modelamiento numérico:** Generación de “modelos de elementos finitos” 3D en software especializado (Plaxis 3D, SAP2000, o similares) que representen fielmente la losa, el suelo y las cargas puntuales aplicadas en las ubicaciones de las columnas.
3. **Aplicación de métodos analíticos:** Empleo de fórmulas y procedimientos convencionales (ej. Vesic, Bowles) para el cálculo del módulo de reacción (k_s) utilizando los mismos datos base, permitiendo la comparación posterior.

3.2.9 Técnicas de interpretación de la información

El análisis e interpretación de la información recolectada se realizará mediante las siguientes técnicas:

1. **Análisis comparativo:** Contrastación cuantitativa y cualitativa de los resultados obtenidos mediante MEF y MTA. Se compararán valores de “módulo de reacción” (k_s), “asentamientos” (totales y diferenciales), “distribución de presiones de contacto” y “esfuerzos internos” en la losa (momentos, cortantes).
2. **Análisis estadístico descriptivo e inferencial:** Utilización de medidas de tendencia central (media, mediana) y dispersión (desviación estándar, rango) para resumir los datos. Se emplearán pruebas de hipótesis (ej. prueba t para muestras relacionadas) para determinar si las diferencias observadas entre los métodos son estadísticamente significativas.

3. **Análisis de sensibilidad:** Evaluación de cómo varían los resultados del MEF en función de cambios en los parámetros de entrada clave (ej. módulo de elasticidad del suelo, magnitud de la carga de una columna específica), para identificar los factores de mayor influencia.
4. **Interpretación ingenieril:** Análisis crítico de las diferencias encontradas desde la perspectiva del diseño geotécnico y estructural, evaluando su impacto en la “seguridad”, “economía” y “optimización” del diseño de las plateas de cimentación.

CAPÍTULO IV: CASO DE ESTUDIO

En esta sección se presenta el proceso de diseño de la cimentación para una edificación de cinco niveles. El desarrollo del proyecto consideró los parámetros geotécnicos del suelo obtenidos mediante ensayos de laboratorio y de campo, los cuales caracterizan las propiedades mecánicas del terreno de fundación. Paralelamente, se ejecutó el análisis estructural integral de la edificación, basado en una distribución arquitectónica típica de vivienda multifamiliar.

El diseño de la cimentación se abordó considerando la interacción suelo-estructura mediante la aplicación de dos metodologías contrastantes: el método tradicional analítico (MTA) y el método de elementos finitos (MEF). Esta aproximación comparativa permitió evaluar la influencia de la distribución detallada de cargas puntuales de las columnas en el cálculo del módulo de reacción del suelo (k_s) y, consecuentemente, en el “comportamiento estructural” de la “platea de cimentación.

4.1 Estudio de Mecánica de Suelos

4.1.1 Información del Proyecto

La presente investigación considera un terreno ubicado en la provincia y departamento del Cusco. Según los antecedentes de estudio y los planos geológicos desarrollados por Carlotto et al. (2011), el terreno presenta un suelo clasificado como cohesivo.

- El predio urbano se encuentra en la Fracción A-1, Lote L-5, Urbanización San Judas, distrito de Wanchaq, provincia de Cusco. Las coordenadas UTM correspondientes son: 19L, 180287.00 m E, 8502279.00 m S.
- La edificación materia de investigación es un edificio de cinco niveles, con un área de 10 m x 23 m y distancias entre columnas que varían de 4.55 m a 6.55 m. Se realizó el estudio de suelos correspondiente para identificar y obtener los parámetros geotécnicos necesarios para el diseño de la cimentación, así como el análisis sismorresistente de la edificación.

El emplazamiento del proyecto se encuentra en una zona de características geotécnicas



FIGURA N° 4.1: Ubicación del terreno Lote L-5, Urbanización San Judas.
Fuente: Google Earth

representativas de los suelos cohesivos de la región del Cusco, lo que lo convierte en un caso de estudio idóneo para la investigación. La configuración estructural de la edificación, con una distribución de columnas que genera cargas puntuales variables, permite evaluar la influencia de la distribución de cargas en la determinación del módulo de reacción del suelo y el comportamiento de la platea de cimentación.

De este correspondiente estudio de mecánica de suelos se obtiene la siguiente Tabla N° 4.1 resumen de la Condiciones de Cimentación y Parámetros Sísmicos.

4.1.2 Ubicación y características geológicas

A partir de las coordenadas UTM proporcionadas, se determinó la localización exacta del área de estudio dentro de la *Carta Geológica Nacional*. De acuerdo con esta referencia, la zona corresponde a la *Formación San Sebastián* (Q-sa), unidad litológica conformada principalmente por depósitos de *arcillas* y *arenas fluvio-lacustres*, intercalados con niveles de *turba* y *diatomitas*. Esta formación, cuya edad se asigna al *Pleistoceno*, dentro del *Sistema Cuaternario del Eratema Cenozoico*, fue definida inicialmente por Gregory (1916) en la *Depresión de Cusco*.

4.1.2.1 Definición y relaciones estratigráficas La *Formación San Sebastián*, propuesta inicialmente por Gregory (1916), se desarrolla sobre la *Depresión de Cusco*, donde reposa

TABLA N° 4.1: Resumen de las Condiciones de Cimentación y Parámetros de Diseño

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
Tesista:	Bach. Beto Humberto Callapiña Quispe
Tipo de Cimentación:	Platea de cimentación
Estrato de apoyo a la cimentación:	Limo de alta plasticidad MH
Profundidad Nivel Freático: NP	Fecha: Abril del 2023
Parámetros de Diseño de Cimentación:	
Profundidad de cimentación: 1.50m	
Presión Admisible: 100.6 kN/m ² o 1.03 Kg/cm ²	
Factor de seguridad por corte (estático): 3.00	
Asentamiento diferencial máximo aceptable: 2.50cm	
Asentamiento calculado: 1.840 cm. es tolerable.	
Parámetros Sísmicos del Suelo (Norma e-030)	
Zona Sísmica: 2	Factor de zona: 0.25
Perfil de Suelo: Tipo S2, Suelos blandos y finos	Factor del Suelo S: 1.20
Periodo predominante Tp: 0.6 seg.	Periodo TI: 2.00 seg.
Agresividad del suelo a la cimentación: No presenta	
Problemas especiales en suelo de fundación:	
Licuación: No presenta.	Colapso: No presenta.
Expansión: No presenta.	Indicaciones adicionales: Ninguna

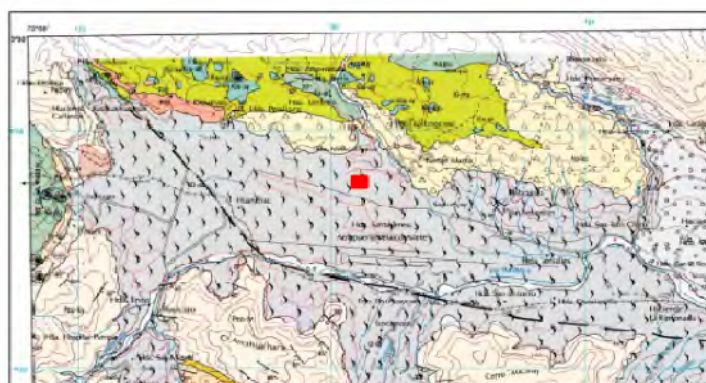


FIGURA N° 4.2: Zonificación del terreno en Carta Nacional 28s.
Fuente: Carlotto et al. (2011)

de manera discordante sobre el *basamento Cretácico y Terciario* y sobre la *Formación Chinche-ro*. Esta unidad también se identifica en las depresiones de Ccatca y Ayusbamba. Debido a las limitaciones de escala cartográfica, la formación incluye conglomerados de *conos aluviales* (con

espesores de 50 a 70 m) del Plioceno, los cuales en las cuencas de Cusco y Ccatca corresponden estratigráficamente a la *Formación Chinchero*.

4.1.2.2 Litología y ambiente de sedimentación De acuerdo con la descripción realizada por L. Cabrera (1988), la *Formación San Sebastián* está compuesta por dos secuencias litológicas principales:

- **Primera secuencia:** Presenta una granulometría decreciente, conformada por *areniscas fluviales* de canales entrelazados de origen deltaico, sobre las cuales se disponen *lutitas lacustres o palustres*. En su parte superior se distinguen niveles de *diatomitas* y materiales *calcáreos*.
- **Segunda secuencia:** Exhibe una granulometría creciente, integrada por *conglomerados* y *areniscas* vinculados a ambientes de *conos aluviales* y *terrazas fluio-torrenciales*. Este conjunto refleja el proceso de colmatación y cierre de la cuenca sedimentaria, evidenciado por la presencia de *estructuras compresivas sinsedimentarias*.

En síntesis, las características geológicas y estratigráficas permiten establecer que el área de estudio se asienta sobre depósitos de naturaleza *cohesiva*, propios de ambientes lacustres y fluviales de baja energía. Este contexto tiene repercusiones directas en su comportamiento geotécnico y en la definición de los parámetros de diseño para la *platea de cimentación*.

4.1.3 Condiciones sísmicas del área de estudio

El Perú se localiza dentro del “Cinturón de Fuego del Pacífico”, reconocida como una de las regiones con mayor “actividad sísmica” a nivel global. Esta posición geodinámica convierte al país en un territorio de “alta vulnerabilidad sísmica”. De acuerdo con la zonificación establecida en el “Mapa de Zonificación Sísmica” del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) - Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, y basándose en el “Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas” (el cual integra isosistas de sismos históricos y recientes), el área de estudio se clasifica dentro de la “Zona 2”, como se observa en la Figura N° 4.3. Esta zona está considerada de “sismicidad media”, lo que implica la probabilidad de ocurrencia de sismos

de magnitudes significativas, con intensidades esperadas entre IV y VII en la “Escala de Mercalli Modificada” (MM). Conforme a las “características geológicas” del terreno descritas y lo estipulado por el Reglamento Nacional de Edificaciones, los “parámetros sísmicos” de diseño para el proyecto son los detallados en la Tabla N° 4.2.

TABLA N° 4.2: Parámetros sísmicos según RNE E.030.
Fuente: MVCS (2020a)

Parámetro	Valor
Factor de zona (Z)	0.25
Clasificación del suelo	Tipo S2
Parámetro de sitio (T_p)	0.60
Parámetro de sitio (T_L)	2.00
Factor de suelo (S)	1.2



FIGURA N° 4.3: Zonas sísmicas según el RNE E.030.
Fuente: MVCS (2020a)

La clasificación en la Zona 2 conlleva requisitos específicos de diseño sismorresistente orientados a garantizar el comportamiento adecuado de las estructuras frente a movimientos sísmicos de intensidad media. Estos parámetros, en conjunto con las propiedades “dinámicas del suelo” cohesivo subyacente, son fundamentales para el análisis de la “interacción suelo-estructura” y para el diseño de la “platea de cimentación”, asegurando su estabilidad y capacidad

de disipación de energía durante un evento sísmico.

4.1.4 Investigaciones de campo

Las investigaciones de campo se ejecutaron “a cielo abierto” e incluyeron la realización de dos “ensayos de auscultación con DPL” (Dynamic Probing Light) y una “perforación” (denominada P-1), cuya ubicación específica se detalla en la sección de “Planos” del presente informe. El objetivo principal de estas actividades fue caracterizar las “propiedades geotécnicas” del subsuelo destinado a soportar las cargas transmitidas por la estructura proyectada.

En la perforación P-1 se recolectaron “muestras representativas” de suelo, las cuales fueron sometidas posteriormente a una batería de “ensayos de laboratorio” para la determinación de los “parámetros geotécnicos” necesarios para el diseño.

El ensayo DPL (Dynamic Probing Light) o “ensayo de penetración ligera”, proporcionó valores de resistencia penetrométrica que fueron correlacionados con los valores equivalentes del “ensayo de penetración estándar” (N_{60}). Los resultados de esta correlación se presentan en la Figura N° 4.4.

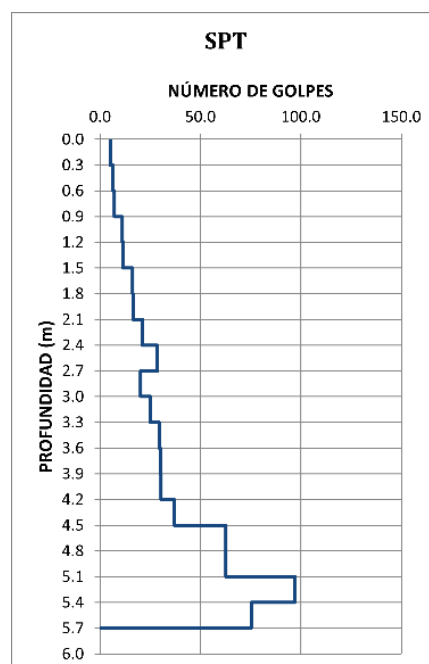


FIGURA N° 4.4: Gráfico N_{60} vs profundidad.
Fuente: Elaboración propia.

Del análisis de la Figura N° 4.4 se desprende que la transición hacia un estrato de suelo con una resistencia $N_{60} > 50$ golpes se produce entre las profundidades de 4.50 m y 5.40 m.

Durante la ejecución de la perforación P-1, se identificó la presencia del “nivel freático” a una profundidad de 0.50 m desde la superficie natural del terreno. Este hallazgo es de crucial importancia para el diseño de la “platea de cimentación”, ya que la presencia de agua intersticial a escasa profundidad influye significativamente en la “capacidad portante” del suelo, los “asentamientos esperados” y las presiones intersticiales, aspectos todos ellos críticos para la estabilidad a corto y largo plazo de la cimentación.

4.1.5 Programa de Ensayos de Campo y Laboratorio

Los ensayos de laboratorio se llevaron a cabo rigurosamente bajo los **procedimientos estandarizados** definidos por las correspondientes normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM). La tipología completa de las pruebas ejecutadas se presenta en la Tabla N° 4.3.

TABLA N° 4.3: Ensayos realizados en laboratorios y normas aplicadas.
Fuente: Elaboración Propia

Ensayo realizado	Norma aplicable
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D6913
Contenido de humedad	ASTM D2216
Límites de Atterberg (LL, LP)	ASTM D4318
Gravedad específica de los sólidos	ASTM D854
Peso unitario húmedo	ASTM D7263
Densidad de campo (método del cono de arena)	ASTM D1556
Consolidación unidimensional de suelos	ASTM D2435
Compresión no confinada	ASTM D2166

Estos ensayos permitieron caracterizar las **propiedades físicas y mecánicas** del suelo, lo cual constituye la base informativa esencial para el **análisis y diseño geotécnico** de la cimentación de la estructura proyectada.

4.1.5.1 Análisis Granulométrico por Tamizado El **análisis granulométrico por tamizado** es un método normalizado cuyo objetivo es determinar la **distribución de tamaños de

partículas** presentes en el suelo. El proceso consiste en hacer pasar una muestra de suelo seco a través de una serie de tamices con aberturas de tamaño decreciente, permitiendo así clasificar el material según su granulometría.

TABLA N° 4.4: Distribución granulométrica de las muestras analizadas.
Fuente: Elaboración propia.

Muestra	% Grava	% Arena	% Finos
E01	0.0	0.74	99.26
E02	0.0	8.04	91.96
E03	14.9	64.35	20.75

4.1.5.2 Contenido de humedad El “contenido de humedad” (w) es un parámetro fundamental que cuantifica la cantidad de agua presente en una muestra de suelo en relación con el peso de sus sólidos. Se determina según la norma ASTM D2216.

TABLA N° 4.5: Resultados del contenido de humedad.
Fuente: Elaboración Propia.

Muestra	Humedad (%)
E01	41.0
E02	42.0
E03	9.0

4.1.5.3 Límites de Atterberg (LL, LP) Los “límites de Atterberg” son índices que definen los estados de consistencia de los suelos finos.

- **Límite Líquido (LL):** Contenido de humedad que marca la transición del estado plástico al líquido. Se determina mediante el ensayo de la copa de Casagrande (ASTM D4318).
- **Límite Plástico (LP):** Contenido de humedad mínimo para el cual el suelo puede ser moldeado sin agrietarse (ASTM D4318).
- **Índice Plástico (IP):** Diferencia numérica entre el Límite Líquido y el Límite Plástico ($IP = LL - LP$). Caracteriza el rango de humedad dentro del cual el suelo se comporta plásticamente.

TABLA N° 4.6: Límites de Atterberg obtenidos en laboratorio.
Fuente: Elaboración Propia.

Muestra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
E01	64	26	38
E02	52	30	22
E03	NP	NP	NP

4.1.5.4 Gravedad específica de los sólidos La “gravedad específica de los sólidos” (G_s) representa la relación entre la densidad de las partículas sólidas del suelo y la densidad del agua a 4°C. Se determina según la norma ASTM D854. El valor promedio obtenido para las muestras analizadas es de $G_s = 2.64$, como se observa en la Tabla N° 4.7.

TABLA N° 4.7: Resultados de gravedad específica de sólidos.
Fuente: Elaboración Propia.

Muestra	Gravedad Específica, G_s
E02(M1)	2.661
E02(M2)	2.627

4.1.5.5 Compresión no confinada El “ensayo de compresión no confinada” (ASTM D2166) se realiza en muestras de suelo cohesivo saturado para determinar su “resistencia a la compresión simple” (q_u) y su “cohesión no drenada” (c_u), asumiendo que el ángulo de fricción interna (ϕ) es cero en condiciones no drenadas. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla N° 4.8.

TABLA N° 4.8: Resultados del ensayo de compresión no confinada.
Fuente: Elaboración Propia.

Muestra	Prof. (m)	Cohesión, c_u (kg/cm ²)
E02(M1)	-1.00	0.42
E02(M2)	-1.70	0.52
E02(M3)	-2.90	0.61

Resumen de parámetros obtenidos Los valores de “cohesión no drenada” obtenidos reflejan las “propiedades mecánicas” del suelo, parámetros esenciales para el cálculo de la “capacidad portante” y el diseño de la “platea de cimentación”. A continuación, en la ??, se presenta un resumen comprehensivo de los parámetros que caracterizan al estrato de interés para fines de

diseño de cimentación.

TABLA N° 4.9: Resumen de parámetros de Suelo E2
Fuente: Elaboración propia

Tipo de Suelo		Limo (MH)	
Prof. Inicial		-0.90m	
		a	
Prof. Final		-4.80m	
Parámetro	Símbolo		Unidad
Densidad natural	γ_{nat}	16.05	kN/m^3
Densidad saturada	γ_{sat}	16.06	kN/m^3
Relación de vacíos	e	1.576	—
Presión de preconsolidación	ipc	149.06	kN/m^2
Índice de compresibilidad	C_c	0.486	—
Índice de recompresión	C_r	0.025	—
Ángulo de fricción interna	ϕ	-	°
Cohesión	C	50.994	kN/m^2
Módulo de Elasticidad	E_s	11849.64	kPa
Coefficiente de Poisson	μ	0.30	—

4.1.6 Sistema de fundación

El proyecto corresponde a una edificación clasificada como tipo “II”, según la Norma E-050 del Reglamento Nacional de Edificaciones. En el nivel de cimentación, el suelo predominante es un limo de alta plasticidad (MH), lo que requiere evaluar los asentamientos diferenciales en el diseño estructural.

Para garantizar la estabilidad de la edificación, que contará con cinco niveles, se estableció una profundidad de cimentación de -1.50 m respecto al Nivel de Piso Terminado (NPT), debido a la inclusión de un semisótano. Como sistema de fundación, la opción más adecuada es una losa de cimentación.

4.1.7 Perfiles Estratigráficos y Caracterización Geotécnica

La definición de los perfiles geológicos y las propiedades de los estratos se basó en una campaña de investigación de campo. Dicha campaña incluyó exploraciones in situ y la descripción

visual y manual de los materiales, adherida a las directrices de la norma ASTM D2488. Estas observaciones fueron validadas mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según la norma ASTM D2487, y se complementaron con métodos establecidos por la AASHTO M-145. De este modo, la identificación y clasificación de los suelos se ejecutó de forma estandarizada, asegurando la uniformidad en la caracterización geotécnica.

Los suelos principales identificados en la zona del proyecto son arenas, arcillas y limos. Estos materiales muestran una distribución uniforme y son consistentes con la geología del cuadrángulo geológico de referencia. Adicionalmente, presentan una potencia geológica considerable. Esta correspondencia y potencia geológica permiten establecer un vínculo de correlación fiable entre los datos geotécnicos recogidos en campo y la información geológica a nivel regional.

4.1.7.1 Estratigrafía predominante. En la calicata denominada “P-1” se reconocieron las capas estratigráficas indicadas en la Tabla 4.10. Dichas capas comprenden suelos de alta plasticidad y arenas limosas que reflejan la secuencia deposicional local.

TABLA N° 4.10: Estratigrafía del suelo.
Fuente: Elaboración propia

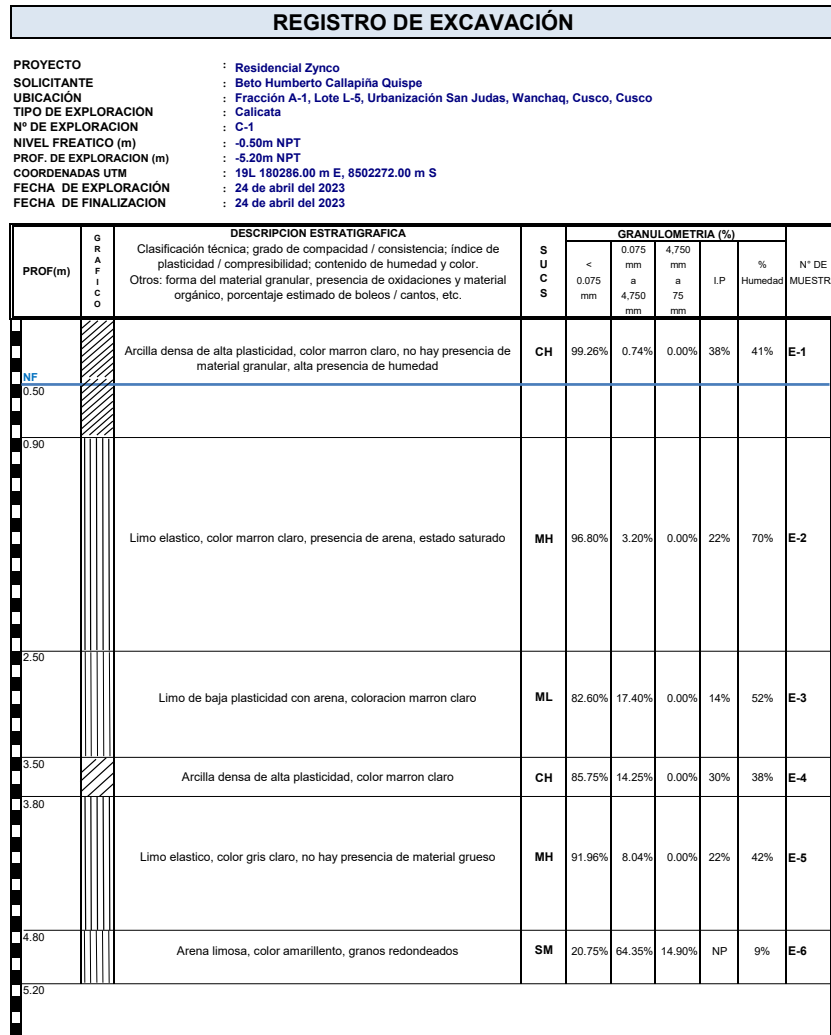
Tipo de suelo	Profundidad
Arcilla de alta plasticidad (CH)	+0.50 m a -0.90 m
Limo de alta plasticidad (MH)	-0.90 m a -4.80 m
Arena limosa (SM)	-4.80 m a -5.20 m

4.1.7.2 Resultados de la auscultación (DPL). La auscultación se efectuó mediante pruebas de penetración dinámica ligera (DPL) y pruebas estándar de penetración (SPT). Los resultados se muestran en la Tabla 4.11, donde se incluyen los valores promedio de $\bar{N}_{60}$ para cada punto de ensayo.

TABLA N° 4.11: Auscultación del suelo.
Fuente: Elaboración propia

Punto	Profundidad	Prom. de $\bar{N}_{60}$
A-1	5.10 m	35
A-2	5.00 m	23
	>-5.00 m	>50

Dado que $\bar{N}_{60} > 15$, el suelo del área se clasifica como “suelo intermedio” según los criterios normativos aplicables.



OBSERVACIONES : Presencia de NF a la profundidad 0.50m, la excavación se realizó manualmente.

FIGURA N° 4.5: Perfiles Estratigráficos del Suelo.
Fuente: Elaboración Propia.

4.2 Análisis estructural

4.2.1 Generalidades

4.2.1.1 Normas de diseño El proceso de diseño estructural se desarrolló tomando como referencia principal el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.). En la Tabla N° 4.12 se presentan las disposiciones normativas aplicadas en este estudio, junto con su correspondiente denominación.

TABLA N° 4.12: Normas aplicadas al informe.
Fuente: Elaboración propia.

R.N.E. E.020 Cargas
R.N.E. E.030 Diseño Sismo-Resistente
R.N.E. E.060 Concreto Armado

4.2.1.2 Datos de la edificación La Tabla N° 4.13 expone los datos generales de la edificación objeto de análisis. Esta información constituye la base descriptiva sobre la cual se efectuó el estudio estructural.

TABLA N° 4.13: Datos de Análisis Estructural
Fuente: Elaboración Propia.

Edificación	:	Vivienda multifamiliar
Ubicación	:	Urb, San Judas L-5
Distrito	:	Wanchaq
Provincia	:	Cusco
Departamento	:	Cusco

4.2.1.3 Especificaciones de la estructura Las propiedades de los materiales empleados en la edificación se presentan en la Tabla N° 4.14. Estos parámetros constituyen datos de entrada fundamentales para el modelado sísmico desarrollado mediante el software “ETABS”.

4.2.1.4 Asignación de cargas Las cargas consideradas en el proyecto se muestran en la Tabla N° 4.15, las cuales se establecieron de acuerdo con los valores mínimos definidos por la Norma E.020 del R.N.E. Además del cálculo automático del peso propio realizado por “ETABS”, se

TABLA N° 4.14: Especificaciones de la estructura

Concreto		
Resistencia del concreto	:	$f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico	:	2.4 kg/m^3
Modulo de elasticidad del concreto	:	$E = 2347.87 \text{ kg/mm}^2$
Relacion de Poisson	:	0.15
Amortiguamiento del Concreto	:	0.05
Acero		
Resistencia del acero	:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de elasticidad del acero	:	$E = 200,000 \text{ MPa}$

incorporaron cargas adicionales. Para el peso de ladrillo de dimensiones $30 \times 30 \times 15 \text{ cm}$, se adoptó un valor de 67 kg/m^2 . La “carga muerta” (CM) se determinó como la suma de los acabados y la tabiquería.

TABLA N° 4.15: Asignación de Cargas.
Fuente: Elaboración propia.

Elemento	:	Valor	Unidad
Tabiquería	:	150	kg/m^2
Peso Ladrillo en 1D	:	78	kg/m^2
Acabado	:	120	kg/m^2
S/C entre piso	:	200	kg/m^2
Losa Maciza (CM+CV)	:	270	kg/m^2

4.2.1.5 Combinaciones de carga En el diseño de los elementos de concreto armado se utilizaron las combinaciones de cargas necesarias para el análisis sísmico, tanto estático como dinámico, descritas en la Tabla N° 4.16. En lo referido al diseño de la cimentación, se adoptó la “carga de servicio”, definida como la suma de la carga muerta (CM) y la carga viva (CV).

4.2.1.6 Factores de resistencia Los factores de resistencia empleados ajustan la resistencia nominal de las secciones estructurales a fin de representar de manera más precisa las condiciones reales. Dichos factores consideran la variabilidad en las propiedades de los materiales, las diferencias dimensionales, las aproximaciones inherentes a la modelación y los posibles modos de falla. Los valores utilizados se detallan en la Tabla N° 4.17.

TABLA N° 4.16: Combinaciones de carga
Fuente:Elaboración propia.

Comb1	:	$1.4CM + 1.7CV$
Comb2	:	$1.25(CM + CV) + CS$
Comb3	:	$1.25(CM + CV) + CS$
Comb4	:	$0.9CM + CS$
Comb5	:	$0.9CM - CS$
Comb6	:	$CM + CV$

TABLA N° 4.17: Factores de resistencia.
Fuente: Elaboración propia.

Solicitación		Factor de reducción
Flexión	:	0.90
Tracción y tracción + flexión	:	0.90
Cortante	:	0.85
Torsión	:	0.85
Cortante y torsión	:	0.85
Compresión y flexocompresión		
Elementos con estribos	:	0.70
Aplastamiento en el concreto	:	0.70
Concreto Simple	:	0.65

4.2.2 Estructuración

4.2.2.1 Criterios de estructuración

Simplicidad y simetría Las estructuras de configuración simple ofrecen un mejor desempeño frente a solicitaciones sísmicas debido a que su comportamiento es más predecible en el proceso de diseño. Asimismo, resultan más fáciles de idealizar en los modelos de análisis, mientras que las configuraciones complejas requieren simplificaciones que se apartan de la realidad. La “simetría” desempeña un papel igualmente relevante, ya que al existir en ambas direcciones se reduce la discrepancia entre el centro de masas y el centro de rigidez. En consecuencia, disminuyen las fuerzas torsionales inducidas por el sismo, lo que limita el incremento de los esfuerzos y reduce la probabilidad de daños severos en la estructura.

Resistencia y ductilidad La estructura debe garantizar “resistencia” suficiente frente a cargas permanentes (peso propio y cargas de uso) y cargas eventuales como los sismos. Aunque la duración de las solicitaciones sísmicas es breve, su efecto puede compensarse mediante una adecuada “ductilidad” en los elementos estructurales. Este atributo permite que algunos componentes ingresen en la etapa plástica formando rótulas que disipan energía sísmica. Dado que el concreto es un material frágil, resulta indispensable que los elementos se diseñen de manera que la falla inicial sea dúctil, preferentemente por flexión antes que por corte, con el fin de garantizar un comportamiento seguro y controlado.

Hiperestaticidad y monolitismo La “hiperestaticidad” incrementa la capacidad resistente de la estructura frente a fuerzas sísmicas, dado que posibilita la formación de múltiples rótulas plásticas que favorecen la disipación progresiva de energía. Por su parte, el “monolitismo” asegura que todos los elementos actúen como un sistema integrado gracias a la continuidad del material, lo que refuerza la estabilidad global del conjunto estructural.

Uniformidad y continuidad de la estructura La estructura debe mantener “continuidad” tanto en sentido vertical como horizontal, evitando variaciones abruptas de rigidez que concentren esfuerzos. Esta condición mejora la respuesta sísmica y favorece un comportamiento más uniforme ante cargas extremas.

Rigidez lateral La “rigidez lateral” es esencial para limitar deformaciones excesivas frente a fuerzas horizontales. Para garantizarla, se incorporan elementos resistentes como muros estructurales o placas en conjunto con pórticos conformados por vigas y columnas. La acción combinada de estos elementos eleva la rigidez global y optimiza el desempeño estructural.

Existencia de diafragmas rígidos Las losas deben poseer suficiente rigidez axial para comportarse como “diafragmas rígidos”, condición fundamental en el análisis estructural. Para asegurarla, se debe evitar la presencia de ductos o aberturas excesivas que reduzcan la continuidad y comprometan su capacidad de transmitir esfuerzos durante un evento sísmico.

4.2.2.2 Planta arquitectónica El diseño arquitectónico se desarrolló conforme a criterios normativos y de funcionalidad constructiva. La disposición espacial se representa en la Figura N° 4.6.

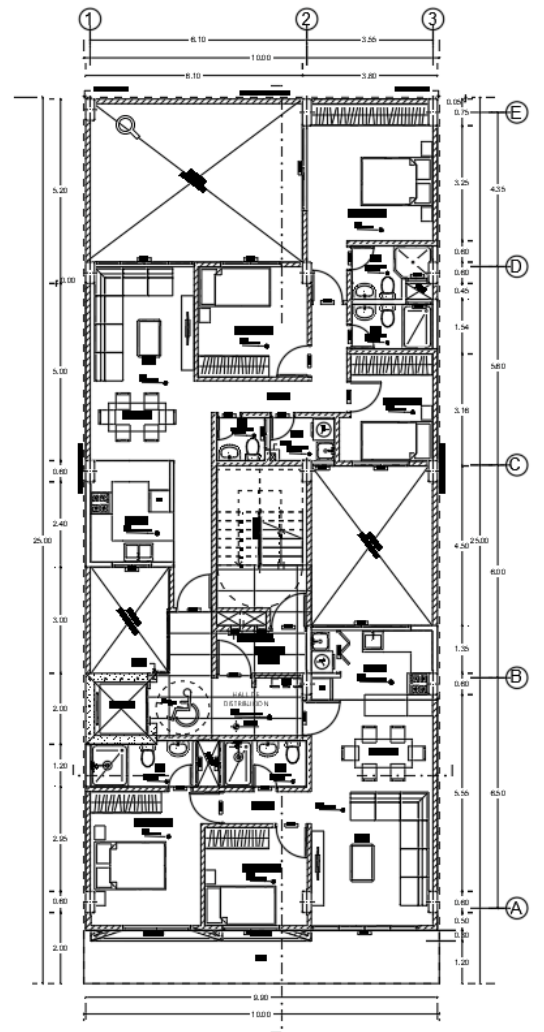


FIGURA N° 4.6: Planta arquitectónica.
Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.3 Planta estructurada La “planta estructurada” se elaboró aplicando los criterios de simplicidad, resistencia, ductilidad, hiperestaticidad y rigidez previamente expuestos. Su disposición se muestra en la Figura N° 4.7.

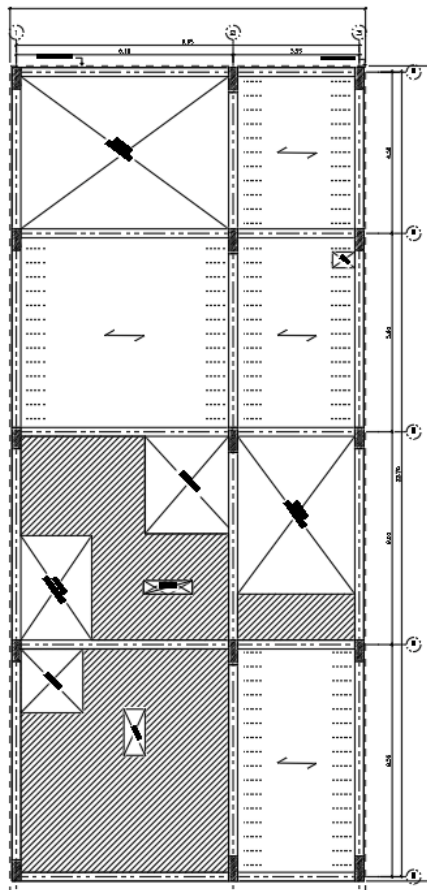


FIGURA N° 4.7: Planta estructurada.
Fuente: Elaboración propia.

4.2.3 Predimensionamiento

4.2.3.1 Losas aligeradas En el caso de las “losas aligeradas” armadas en una dirección, se aplica una regla práctica ampliamente utilizada para estimar su espesor. Esta consiste en dividir la menor longitud de luz libre (l_n) del paño entre 25. El espesor resultante considera tanto el bloque de aligeramiento como la capa superior de concreto de 5 cm, tal como se presenta en la ??.

De acuerdo con este criterio, y considerando que la luz libre no supera los 6.00 m en la mayoría de los casos, se adoptó un peralte de 20 cm para las losas.

4.2.3.2 Vigas peraltadas El “predimensionamiento de vigas peraltadas” se efectúa considerando como referencia un peralte equivalente a un décimo o un doceavo de la luz libre (l_n) entre apoyos. En este proyecto se estableció lo siguiente:

TABLA N° 4.18: Predimensionamiento de losas.
Fuente: MVCS (2020c)

Espesor de aligerado (cm)	Espesor de ladrillo (cm)	Uso de luces (cm)
17	12	menores a 4.00 m
20	15	entre 5.0 y 5.50 m
25	20	entre 6.0 y 6.50 m
30	25	entre 7.0 y 7.50 m

- Vigas principales: con luces de hasta 6.55 m en uno de sus tramos, se adoptó un peralte de 0.50 m.
- Vigas secundarias: con luces de hasta 6.10 m, también se predimensionaron con un peralte de 0.50 m.

El ancho de las vigas se definió en función del peralte y de condicionantes arquitectónicas. Se seleccionó un ancho de 25 cm para armonizar la estética y reducir concentraciones críticas de esfuerzos.

4.2.3.3 Vigas chatas Las “vigas chatas”, localizadas dentro del espesor de la losa, tienen como función principal transmitir los esfuerzos provenientes de tabiques o muros que siguen la dirección de la losa aligerada hacia vigas principales, muros o columnas. Estas vigas son apropiadas únicamente para luces reducidas.

Dado que su ubicación limita la magnitud de los momentos flectores, el diseño de las vigas chatas se orienta principalmente a resistir esfuerzos cortantes, los cuales suelen ser elevados. En su predimensionamiento, el peralte se asimila al espesor de la losa, mientras que el ancho se ajusta de acuerdo con los requerimientos de resistencia al corte.

4.2.3.4 Columnas El “predimensionamiento de columnas” se fundamenta principalmente en la capacidad de resistir cargas de compresión. En este proyecto se consideran cargas superiores a 200 toneladas, optimizando las secciones para aumentar la rigidez lateral en los ejes $X-X$ y $Y-Y$. El sistema estructural adoptado corresponde a pórticos de concreto armado combinados con muros estructurales, vinculados entre sí mediante vigas. Con el fin de prevenir daños en vanos de

ventanas, se dispuso el aislamiento de los muros respecto a los elementos estructurales, ya que estos incrementan la rigidez no contemplada en el modelo de análisis.

Las dimensiones adoptadas para columnas y vigas son las siguientes:

- Columnas rectangulares con secciones de 25×60 cm y 25×70 cm, dispuestas en ejes laterales y centrales.
- Vigas de 25×50 cm, definidas en concordancia con la altura mínima de entrepiso.
- Losa aligerada con un peralte de 20 cm en un sentido y losa maciza de 20 cm, distribuidas según la estructuración planteada.

4.2.4 Análisis Sísmico

El “análisis sísmico” tiene como objetivo verificar que el proyecto cumpla con las “solicitaciones sísmicas” estipuladas por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones. Este proceso considera factores como la “rigidez del edificio”, sus “irregularidades geométricas” y otras propiedades relevantes para el diseño de todos los elementos estructurales.

El análisis se realizará mediante un “modelo matemático tridimensional” en el que los elementos verticales, con varios grados de libertad, están conectados a través de un “diafragma horizontal”. Este diafragma se asume como infinitamente rígido en su plano, lo que permite reducir los grados de libertad de los elementos verticales a tres: dos de traslación y uno de rotación. Adicionalmente, se considera, para cada dirección, una “excentricidad accidental” equivalente al 5 % de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la acción de las fuerzas.

4.2.4.1 Modelo Estructural La “estructuración del modelo” consiste en seleccionar el “sistema resistente” de la edificación y definir la disposición de los elementos que lo integran. En este proyecto, se ha adoptado un “sistema estructural dual” compuesto por “pórticos” y “muros estructurales”, conforme a los lineamientos de la Norma E.030. Este sistema se recomienda para estructuras de concreto armado de “categoría C” situadas en la “Zona 2”, ya que ofrece un adecuado desempeño frente a las solicitaciones sísmicas.

El diseño estructural propuesto incluye pórticos combinados con muros estructurales, cumpliendo con las normativas vigentes. Para el modelado y análisis de los módulos correspondientes a este proyecto, se utilizó el software “ETABS”. A continuación, se presentan las representaciones gráficas del modelo tridimensional desarrollado:

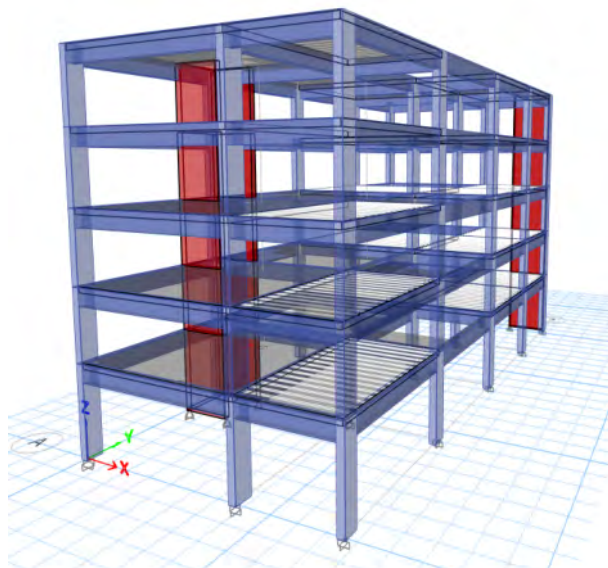


FIGURA N° 4.8: Modelo de edificación 3D desarrollado en ETABS.
Fuente: Elaboración propia.

4.2.4.2 Parámetros de Sitio El territorio nacional se encuentra dividido en cuatro “zonas sísmicas”, como se detalla en la Figura N°1 de la Norma E.030. Esta zonificación se fundamenta en la distribución espacial de la “sismicidad observada”, las características generales de los “movimientos sísmicos”, la “atenuación” de estos con la distancia al epicentro y la información “geotectónica” disponible. La clasificación de estas zonas puede apreciarse gráficamente en la Figura N° 4.3, mientras que sus valores específicos se presentan en la Tabla N° 4.19.

4.2.4.3 Condiciones Geotécnicas La edificación se encuentra cimentada sobre un suelo clasificado como “Tipo S_2 ” (suelo intermedio), según el “Estudio de Mecánica de Suelos” (EMS) realizado. Este tipo de suelo define los valores del “factor de suelo” (S), como se indica en la Tabla N° 4.20, así como los “períodos característicos” T_P y T_L , que se detallan en la Tabla N° 4.21.

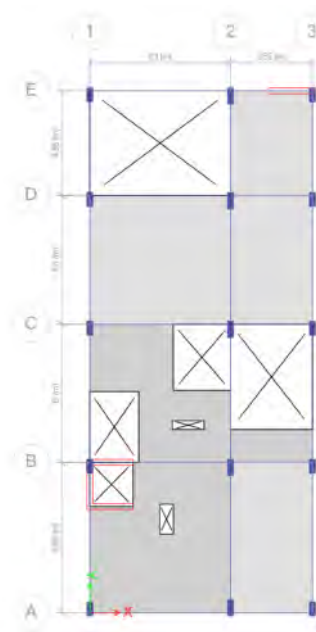


FIGURA N° 4.9: Planta piso 1 modelado en ETABS.
Fuente: Elaboración propia.

TABLA N° 4.19: Parámetros de sitio (Z).
Fuente: MVCS (2020a).

Zona	Z
Z1	0.45
Z2	0.35
Z3	0.25
Z4	0.10

TABLA N° 4.20: Factor de suelo S según zona sísmica y tipo de perfil de suelo.
Fuente: MVCS (2020a).

Zona de Suelo	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

4.2.4.4 Análisis Estático El “análisis sísmico estático” se desarrolló siguiendo las recomendaciones establecidas en la norma vigente E.030. A continuación, en la Tabla N° 4.22, se presentan los principales “parámetros de diseño sísmico” utilizados:

TABLA N° 4.21: Períodos T_P y T_L según perfil de suelo.
Fuente: MVCS (2020a).

Perfil de Suelo	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

TABLA N° 4.22: Parámetros de diseño sísmico.
Fuente: Elaboración propia.

Parámetro	Valor
Zona Sísmica	Zona 2
Categoría de Ocupación	C
Tipo de Suelo	S_2
Factor de Irregularidad I_a	1.0
Factor de Irregularidad I_p	0.9
Factor Básico de Modificación de Respuesta R_0	7.0

4.2.4.5 Período de Masas Participantes Para cumplir con los requerimientos establecidos en la norma E.030, se realizó el análisis sísmico considerando un nivel de “participación de masa” superior al 90 % en ambas direcciones principales. Los “períodos de vibración” correspondientes a los modos dominantes de movimiento en las direcciones $X-X$ e $Y-Y$ fueron obtenidos y analizados.

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.42	0.6423	0.0504	0	0.6423	0.0504	0	0.0118
Modal	2	0.355	0.1046	0.5819	0	0.747	0.6323	0	0.1423
Modal	3	0.28	0.0262	0.1916	0	0.7732	0.8239	0	0.0551
Modal	4	0.111	0.0624	0.0506	0	0.8356	0.8746	0	0.2956
Modal	5	0.1	0.1026	0.0483	0	0.9381	0.9229	0	0.2243
Modal	6	0.075	0.0027	0.0378	0	0.9409	0.9607	0	0.136
Modal	7	0.055	0.0045	0.0203	0	0.9453	0.9811	0	0.0603
Modal	8	0.047	0.0406	0.0035	0	0.9859	0.9845	0	0.011
Modal	9	0.037	0.001	0.0097	0	0.9869	0.9942	0	0.0353
Modal	10	0.035	0.0003	0.0027	0	0.9872	0.9969	0	0.0157
Modal	11	0.03	0.0106	0.0095	0	0.9979	0.9974	0	0.0023
Modal	12	0.027	0.0001	0.0012	0	0.9979	0.9986	0	0.0044

FIGURA N° 4.10: Períodos de vibración.
Fuente: Elaboración propia.

Se definió un “patrón de carga sísmica” en el software ETABS para realizar el análisis

estático. Los patrones de carga para las direcciones S_x y S_y se presentan a continuación:



(a) Patrón de carga S_x .
Fuente: Elaboración propia.



(b) Patrón de carga S_y .
Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N° 4.11: Asignación de patrones de carga S_x y S_y .

4.2.4.6 Análisis Dinámico Para complementar el análisis sísmico, se asignó el “espectro de respuesta” definido por la norma al modelo estructural generado. Esto permitió evaluar las “respuestas dinámicas” de la edificación considerando las condiciones sísmicas especificadas.

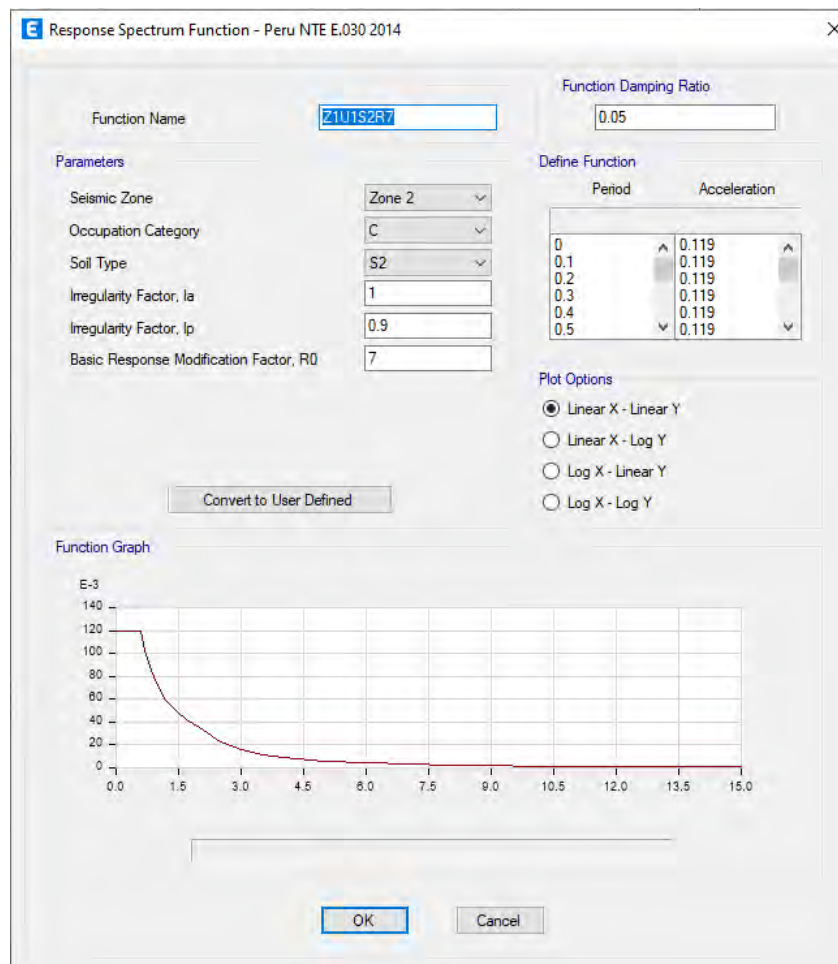
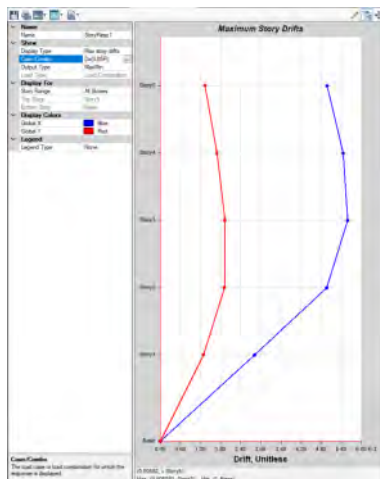
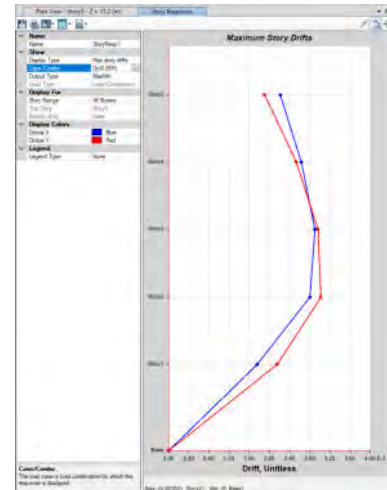


FIGURA N° 4.12: Espectro de Respuesta.
Fuente: Elaboración propia.

4.2.4.7 Control de Desplazamientos Laterales De acuerdo con el artículo 15.1 de la norma E.030, se establece un límite máximo de “distorsión” para el desplazamiento lateral entre pisos. Este límite es $D_i/h_{e_i} = 0.007$ para estructuras de concreto y $D_i/h_{e_i} = 0.005$ para estructuras de albañilería confinada.



(a) Verificación de derivas en X .
Fuente: Elaboración propia.



(b) Verificación de derivas en Y .
Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N° 4.13: Verificación de derivas del modelo.

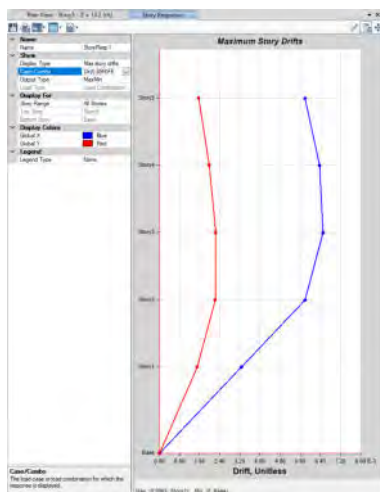
4.2.4.8 Análisis de Cortante en la Base Se realizó una comparación entre el “cortante dinámico en la base” y el “cortante estático”, conforme a lo estipulado en el artículo 18.2C de la norma E.030. Esta establece que el cortante dinámico debe ser al menos igual al 80 % del cortante estático para estructuras regulares y al 90 % para estructuras irregulares.

Asimismo, se evaluaron las “derivas del modelo” utilizando el “factor de escala” ($F.E.$):

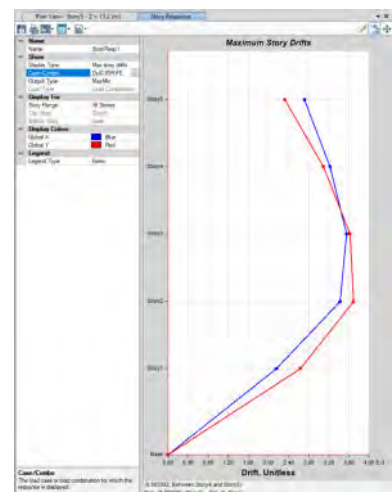
En la Figura N° 4.15 se observa que las derivas no superan los límites máximos permitidos para el desplazamiento lateral de 0.007.

Base Reactions										
File Edit Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None										
Filter: None										
	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m
▶	SDx	LnRespSpec	Max	69.5967	27.5719	0	258.6694	680.2493	633.6974	0
	SDy	LnRespSpec	Max	27.5719	66.1627	0	633.7569	267.9149	749.2432	0
	0.9Sx	Combination		-80.8853	0	0	0	-774.9998	861.8597	0
	0.9Sy	Combination		0	-80.8853	0	771.5936	0	-403.0952	0

FIGURA N° 4.14: Análisis de cortante estático-dinámico.
Fuente: Elaboración propia.



(a) Verificación de derivas en X con $F.E.$.
Fuente: Elaboración propia.



(b) Verificación de derivas en Y con $F.E.$.
Fuente: Elaboración propia.

FIGURA N° 4.15: Verificación de derivas del modelo con factor de escala.

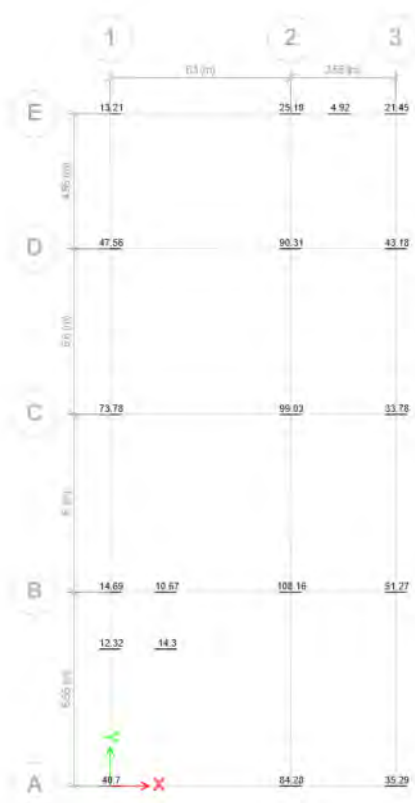


FIGURA N° 4.16: Cargas de Servicio resultantes (CM+CV).
Fuente: Elaboración propia.

PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO		
Zona sísmica	2	
Categoría de la edificación	C	
Factor de zona	0.25	
Factor de ductilidad	7	
Factores I_a , I_p	1.0	0.9
Factor de ductilidad corregido	7,0	
Factor de amplificación sísmica	2,5	
Período de suelo	$T_p = 1.0$; $T_l = 2.0$	
Parámetro de suelo	1.20 seg	
Planteamiento estructural	regular	
Sistema estructural	dual	
Período fundamental	$X = 0.42$	$Y = 0,355$
Fuerza cortante en base (ambas direcciones)	69 597 kgf	
Desplazamiento del último nivel	$X = 0,005593$ m	$Y = 0,003021$ m

TABLA N° 4.23: Parámetros de diseño sísmico de la edificación analizada.

CAPÍTULO V: MÉTODO ANALÍTICO

En esta sección se presenta el diseño de la platea de la edificación materia de estudio considerando el MTA. Para ello, se consideraron los parámetros del suelo obtenidos mediante “estudio de suelos” respectivo. Asimismo, se llevó a cabo el “análisis estructural” de la edificación, tomando en cuenta la distribución planteada por la arquitectura del proyecto.

5.1 Cálculo de la “capacidad de carga” última neta

Para el cálculo de la “capacidad de carga” última neta de una losa de cimentación se consideraron los siguientes parámetros:

$$B = 9.65 \text{ m} \quad L = 22.35 \text{ m} \quad D_f = 1.50 \text{ m}$$

$$c_u = 50.99 \text{ kN/m}^2 \quad \phi = 0$$

Según la ecuación (2.10), para arcillas saturadas sin fricción interna ($\phi = 0$), la capacidad de carga última neta se obtiene como:

$$q_{\text{neta(u)}} = q_u - q = 5.14 \times 50.99 \left(1 + \frac{0.195 \times 9.65}{22.35} \right) \left(1 + 0.4 \times \frac{1.50}{9.65} \right)$$

Simplificando la ecuación se tiene:

$$q_{\text{neta(u)}} = 5.14 \times 50.99 \times 1.08 \times 1.06 = 301.8 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{\text{adm}} = \frac{301.8}{3} = 100.6 \text{ kN/m}^2$$

La “capacidad de carga” última neta para la platea de cimentación sobre arcilla saturada sin fricción interna es de aproximadamente 301.8 kN/m^2 . Esta capacidad representa el esfuerzo neto máximo que el suelo puede soportar antes de alcanzar la falla, mientras que la capacidad admisible es aproximadamente 100.6 kN/m^2 .

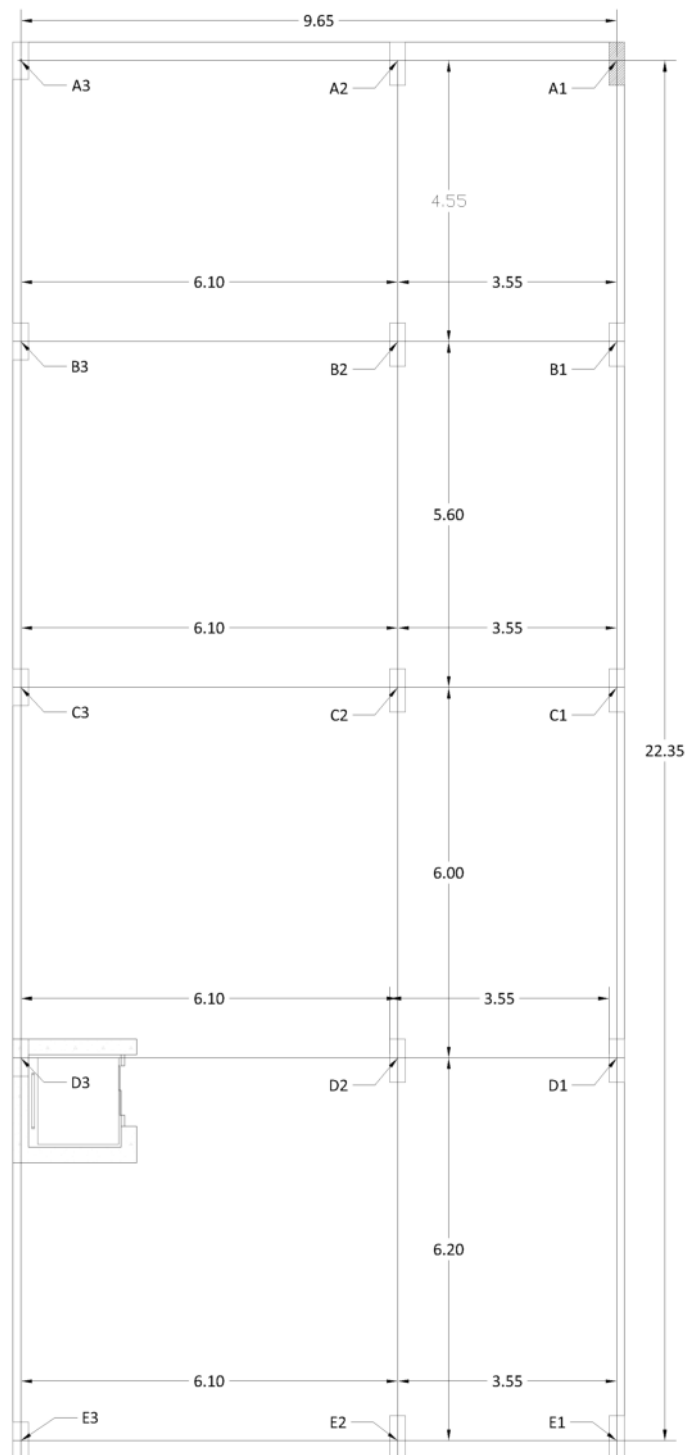


FIGURA N° 5.1: Esquema de Punto de análisis de platea A1.
Fuente: Elaboración propia.

5.2 Módulo de reacción del suelo en el Eje A1

La “rigidez del suelo” para el punto A1 se determina considerando la contribución de múltiples sub-áreas rectangulares. Este enfoque permite una modelación más detallada de la interacción suelo-estructura, especialmente en cimentaciones complejas o irregulares. A continuación, se presenta la Tabla N° 5.1 que resume los parámetros clave y los factores de influencia calculados para cada sub-área, los cuales son fundamentales para la evaluación de la rigidez global del suelo de fundación.

TABLA N° 5.1: Cálculo de Balasto en el Eje A1.
Fuente: Elaboración propia.

Componente	B' (m)	L' (m)	M	N	I_1	I_2	I_s	I_F	$1/K_s$ (m ³ /kN)
1	9.65	22.35	2.32	0.40	0.274	0.074	0.317	0.976	2.291e-04
Suma de flexibilidades:									2.291e-04 m ³ /kN
Módulo de reacción del suelo (k_s):									4364.8 kN/m ³

A continuación se presenta el detalle de los cálculos individuales para cada componente, siguiendo el método analítico propuesto por Bowles (1996). Este método es fundamental para la determinación detallada del “módulo de reacción del suelo” en la presente investigación, considerando las particularidades geométricas y mecánicas de cada sub-área. Los cálculos paso a paso permiten una total trazabilidad y validación de los resultados.

5.2.0.1 Cálculos para la componente 1. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 1. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 9.7 m
- Longitud efectiva (L'): 22.4 m
- Relación de aspecto (L/B): 2.32
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.40
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 11850 kN/m²

- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 0.9 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 2.32$ y $n = 0.40$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 2.32 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{2.32^2 + 1})\sqrt{2.32^2 + 0.40^2}}{2.32(1 + \sqrt{2.32^2 + 0.40^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.014$$

$$B = \ln \left(\frac{(2.32 + \sqrt{2.32^2 + 1})\sqrt{2.32^2 + 0.40^2}}{2.32 + \sqrt{2.32^2 + 0.40^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.848$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.014 + 0.848) = 0.274$$

$$I_2 = \frac{0.40}{2\pi} \arctan \left(\frac{2.32}{0.40\sqrt{2.32^2 + 0.40^2 + 1}} \right) = 0.074$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor,

se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.274 + \frac{1-2 \times 0.30}{1-0.30} \times 0.074 = 0.317$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{0.9}{9.7} \right) + 0.842 \left(\frac{22.4}{9.7} \right) + 7.63 \times 0.30 = 5.351$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{0.9}{9.7} \right) + 0.839 \left(\frac{22.4}{9.7} \right) + 7.3 \times 0.30 = 5.482$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{5.351}{5.482} = 0.976$$

5.2.1 Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje A1

El “módulo de reacción del suelo” combinado para el punto A1 se obtiene mediante la suma de las flexibilidades individuales de cada sub-área rectangular. Esta aproximación se basa en el principio de superposición, donde la deformación total del suelo bajo una cimentación compleja se considera como la suma de las deformaciones generadas por cada una de sus componentes simplificadas. La rigidez combinada se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=1}^n \left(B_i' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_{s,i} I_{f,i} \right)$$

Aplicando esta fórmula con los valores calculados:

$$\begin{aligned} \frac{1}{k_{s(A1)}} &= (9.7 \times 7.7e-05 \times 0.317 \times 0.976) \\ \frac{1}{k_{s(A1)}} &= (2.291e-04) \\ \frac{1}{k_{s(A1)}} &= 2.291e-04 \text{ m}^3/\text{kN} \end{aligned}$$

Finalmente, el “módulo de reacción del suelo” $k_{s(A1)}$ se obtiene invirtiendo la suma de las flexibilidades, lo que nos da el valor de la rigidez global para el punto de análisis:

$$\begin{aligned} k_{s(A1)} &= \frac{1}{2.291e-04} \\ &= 4364.8 \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 4400 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Este valor de $k_{s(A1)}$ representa la rigidez global efectiva del suelo en el punto de interés, esencial para el análisis estructural de la cimentación. Este módulo captura la interacción compleja entre el suelo y la estructura, siendo un parámetro crítico en el diseño geotécnico. Se ha redondeado a un valor práctico para su aplicación en el diseño.

5.3 Módulo de reacción del suelo en el Eje B1

La “rigidez del suelo” para el punto B1 se determina considerando la contribución de múltiples sub-áreas rectangulares. Este enfoque permite una modelación más detallada de la interacción suelo-estructura, especialmente en cimentaciones complejas o irregulares. A continuación, se presenta la Tabla N° 5.2 que resume los parámetros clave y los factores de influencia calculados para cada sub-área, los cuales son fundamentales para la evaluación de la rigidez global del suelo de fundación.

A continuación se presenta el detalle de los cálculos individuales para cada componente,

TABLA N° 5.2: Cálculo de Balasto en el Eje B1.
Fuente: Elaboración propia.

Componente	B' (m)	L' (m)	M	N	I_1	I_2	I_s	I_F	$1/K_s$ (m ³ /kN)
1	3.55	22.35	6.30	1.10	0.593	0.127	0.665	0.944	4.726e-05
2	6.10	22.35	3.66	0.64	0.420	0.100	0.477	0.961	5.933e-05
Suma de flexibilidades:									1.066e-04 m ³ /kN
Módulo de reacción del suelo (k_s):									9381.9 kN/m ³

siguiendo el método analítico propuesto por Bowles (1996). Este método es fundamental para la determinación detallada del “módulo de reacción del suelo” en la presente investigación, considerando las particularidades geométricas y mecánicas de cada sub-área. Los cálculos paso a paso permiten una total trazabilidad y validación de los resultados.

5.3.0.1 Cálculos para la componente 1. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 1. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 3.5 m
- Longitud efectiva (L'): 22.4 m
- Relación de aspecto (L/B): 6.30
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 1.10
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 0.9 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 6.30$ y $n = 1.10$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 6.30 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{6.30^2 + 1})\sqrt{6.30^2 + 1.10^2}}{6.30(1 + \sqrt{6.30^2 + 1.10^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.015$$

$$B = \ln \left(\frac{(6.30 + \sqrt{6.30^2 + 1})\sqrt{6.30^2 + 1.10^2}}{6.30 + \sqrt{6.30^2 + 1.10^2 + 1}} \right)$$

$$B = 1.847$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.015 + 1.847) = 0.593$$

$$I_2 = \frac{1.10}{2\pi} \arctan \left(\frac{6.30}{1.10\sqrt{6.30^2 + 1.10^2 + 1}} \right) = 0.127$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.593 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.127 = 0.665$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{0.9}{3.5} \right) + 0.842 \left(\frac{22.4}{3.5} \right) + 7.63 \times 0.30 = 8.894$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{0.9}{3.5} \right) + 0.839 \left(\frac{22.4}{3.5} \right) + 7.3 \times 0.30 = 9.420$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{8.894}{9.420} = 0.944$$

5.3.0.2 Cálculos para la componente 2. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 2. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 6.1 m
- Longitud efectiva (L'): 22.4 m
- Relación de aspecto (L/B): 3.66
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.64
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 0.9 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 3.66$ y $n = 0.64$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 3.66 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{3.66^2 + 1}) \sqrt{3.66^2 + 0.64^2}}{3.66(1 + \sqrt{3.66^2 + 0.64^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.014$$

$$B = \ln \left(\frac{(3.66 + \sqrt{3.66^2 + 1}) \sqrt{3.66^2 + 0.64^2}}{3.66 + \sqrt{3.66^2 + 0.64^2 + 1}} \right)$$

$$B = 1.306$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.014 + 1.306) = 0.420$$

$$I_2 = \frac{0.64}{2\pi} \arctan \left(\frac{3.66}{0.64 \sqrt{3.66^2 + 0.64^2 + 1}} \right) = 0.100$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.420 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.100 = 0.477$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{0.9}{6.1} \right) + 0.842 \left(\frac{22.4}{6.1} \right) + 7.63 \times 0.30 = 6.551$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{0.9}{6.1} \right) + 0.839 \left(\frac{22.4}{6.1} \right) + 7.3 \times 0.30 = 6.816$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{6.551}{6.816} = 0.961$$

5.3.1 Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje B1

El “módulo de reacción del suelo” combinado para el punto B1 se obtiene mediante la suma de las flexibilidades individuales de cada sub-área rectangular. Esta aproximación se basa en el principio de superposición, donde la deformación total del suelo bajo una cimentación compleja se considera como la suma de las deformaciones generadas por cada una de sus componentes simplificadas. La rigidez combinada se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=1}^n \left(B'_i \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_{s,i} I_{f,i} \right)$$

Aplicando esta fórmula con los valores calculados:

$$\begin{aligned}\frac{1}{k_{s(B1)}} &= (3.5 \times 2.1e-05 \times 0.665 \times 0.944) + (6.1 \times 2.1e-05 \times 0.477 \times 0.961) \\ \frac{1}{k_{s(B1)}} &= (4.726e-05) + (5.933e-05) \\ \frac{1}{k_{s(B1)}} &= 1.066e-04 \text{ m}^3/\text{kN}\end{aligned}$$

Finalmente, el “módulo de reacción del suelo” $k_{s(B1)}$ se obtiene invirtiendo la suma de las flexibilidades, lo que nos da el valor de la rigidez global para el punto de análisis:

$$\begin{aligned}k_{s(B1)} &= \frac{1}{1.066e-04} \\ &= 9381.9 \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 9400 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Este valor de $k_{s(B1)}$ representa la rigidez global efectiva del suelo en el punto de interés, esencial para el análisis estructural de la cimentación. Este módulo captura la interacción compleja entre el suelo y la estructura, siendo un parámetro crítico en el diseño geotécnico. Se ha redondeado a un valor práctico para su aplicación en el diseño.

5.4 Módulo de reacción del suelo en el Eje A2

La “rigidez del suelo” para el punto A2 se determina considerando la contribución de múltiples sub-áreas rectangulares. Este enfoque permite una modelación más detallada de la interacción suelo-estructura, especialmente en cimentaciones complejas o irregulares. A continuación, se presenta la Tabla N° 5.3 que resume los parámetros clave y los factores de influencia calculados para cada sub-área, los cuales son fundamentales para la evaluación de la rigidez global del suelo de fundación.

A continuación se presenta el detalle de los cálculos individuales para cada componente, siguiendo el método analítico propuesto por Bowles (1996). Este método es fundamental para la determinación detallada del “módulo de reacción del suelo” en la presente investigación, conside-

TABLA N° 5.3: Cálculo de Balasto en el Eje A2.
Fuente: Elaboración propia.

Componente	B' (m)	L' (m)	M	N	I_1	I_2	I_s	I_F	$1/K_s$ (m ³ /kN)
1	4.60	9.65	2.10	0.85	0.270	0.106	0.331	0.931	3.005e-05
2	9.65	17.75	1.84	0.40	0.205	0.073	0.247	0.974	4.912e-05
Suma de flexibilidades:									7.917e-05 m ³ /kN
Módulo de reacción del suelo (k_s):									12631.0 kN/m ³

rando las particularidades geométricas y mecánicas de cada sub-área. Los cálculos paso a paso permiten una total trazabilidad y validación de los resultados.

5.4.0.1 Cálculos para la componente 1. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 1. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 4.6 m
- Longitud efectiva (L'): 9.7 m
- Relación de aspecto (L/B): 2.10
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.85
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 0.9 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 2.10$ y $n = 0.85$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 2.10 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{2.10^2 + 1})\sqrt{2.10^2 + 0.85^2}}{2.10(1 + \sqrt{2.10^2 + 0.85^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.066$$

$$B = \ln \left(\frac{(2.10 + \sqrt{2.10^2 + 1})\sqrt{2.10^2 + 0.85^2}}{2.10 + \sqrt{2.10^2 + 0.85^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.783$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.066 + 0.783) = 0.270$$

$$I_2 = \frac{0.85}{2\pi} \arctan \left(\frac{2.10}{0.85\sqrt{2.10^2 + 0.85^2 + 1}} \right) = 0.106$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.270 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.106 = 0.331$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{0.9}{4.6} \right) + 0.842 \left(\frac{9.7}{4.6} \right) + 7.63 \times 0.30 = 5.290$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{0.9}{4.6} \right) + 0.839 \left(\frac{9.7}{4.6} \right) + 7.3 \times 0.30 = 5.681$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{5.290}{5.681} = 0.931$$

5.4.0.2 Cálculos para la componente 2. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 2. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 9.7 m
- Longitud efectiva (L'): 17.8 m
- Relación de aspecto (L/B): 1.84
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.40
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 0.9 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.84$ y $n = 0.40$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.84 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.84^2 + 1}) \sqrt{1.84^2 + 0.40^2}}{1.84(1 + \sqrt{1.84^2 + 0.40^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.021$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.84 + \sqrt{1.84^2 + 1}) \sqrt{1.84^2 + 0.40^2}}{1.84 + \sqrt{1.84^2 + 0.40^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.623$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.021 + 0.623) = 0.205$$

$$I_2 = \frac{0.40}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.84}{0.40 \sqrt{1.84^2 + 0.40^2 + 1}} \right) = 0.073$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.205 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.073 = 0.247$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{0.9}{9.7} \right) + 0.842 \left(\frac{17.8}{9.7} \right) + 7.63 \times 0.30 = 4.950$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{0.9}{9.7} \right) + 0.839 \left(\frac{17.8}{9.7} \right) + 7.3 \times 0.30 = 5.082$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{4.950}{5.082} = 0.974$$

5.4.1 Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje A2

El “módulo de reacción del suelo” combinado para el punto A2 se obtiene mediante la suma de las flexibilidades individuales de cada sub-área rectangular. Esta aproximación se basa en el principio de superposición, donde la deformación total del suelo bajo una cimentación compleja se considera como la suma de las deformaciones generadas por cada una de sus componentes simplificadas. La rigidez combinada se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=1}^n \left(B'_i \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_{s,i} I_{f,i} \right)$$

Aplicando esta fórmula con los valores calculados:

$$\begin{aligned}\frac{1}{k_{s(A2)}} &= (4.6 \times 2.1e-05 \times 0.331 \times 0.931) + (9.7 \times 2.1e-05 \times 0.247 \times 0.974) \\ \frac{1}{k_{s(A2)}} &= (3.005e-05) + (4.912e-05) \\ \frac{1}{k_{s(A2)}} &= 7.917e-05 \text{ m}^3/\text{kN}\end{aligned}$$

Finalmente, el “módulo de reacción del suelo” $k_{s(A2)}$ se obtiene invirtiendo la suma de las flexibilidades, lo que nos da el valor de la rigidez global para el punto de análisis:

$$\begin{aligned}k_{s(A2)} &= \frac{1}{7.917e-05} \\ &= 12631.0 \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 12600 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Este valor de $k_{s(A2)}$ representa la rigidez global efectiva del suelo en el punto de interés, esencial para el análisis estructural de la cimentación. Este módulo captura la interacción compleja entre el suelo y la estructura, siendo un parámetro crítico en el diseño geotécnico. Se ha redondeado a un valor práctico para su aplicación en el diseño.

5.5 Módulo de reacción del suelo en el Eje B2

La “rigidez del suelo” para el punto B2 se determina considerando la contribución de múltiples sub-áreas rectangulares. Este enfoque permite una modelación más detallada de la interacción suelo-estructura, especialmente en cimentaciones complejas o irregulares. A continuación, se presenta la Tabla N° 5.4 que resume los parámetros clave y los factores de influencia calculados para cada sub-área, los cuales son fundamentales para la evaluación de la rigidez global del suelo de fundación.

A continuación se presenta el detalle de los cálculos individuales para cada componente, siguiendo el método analítico propuesto por Bowles (1996). Este método es fundamental para la determinación detallada del “módulo de reacción del suelo” en la presente investigación, conside-

TABLA N° 5.4: Cálculo de Balasto en el Eje B2.
Fuente: Elaboración propia.

Componente	B' (m)	L' (m)	M	N	I_1	I_2	I_s	I_F	$1/K_s$ (m ³ /kN)
1	3.55	4.60	1.30	1.10	0.197	0.094	0.251	0.834	1.573e-05
2	4.60	6.10	1.33	0.85	0.165	0.094	0.218	0.869	1.849e-05
3	6.10	17.75	2.91	0.64	0.351	0.098	0.407	0.921	4.850e-05
4	3.55	17.75	5.00	1.10	0.523	0.125	0.595	0.893	3.999e-05
Suma de flexibilidades:									1.227e-04 m ³ /kN
Módulo de reacción del suelo (k_s):									8149.2 kN/m ³

rando las particularidades geométricas y mecánicas de cada sub-área. Los cálculos paso a paso permiten una total trazabilidad y validación de los resultados.

5.5.0.1 Cálculos para la componente 1. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 1. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 3.5 m
- Longitud efectiva (L'): 4.6 m
- Relación de aspecto (L/B): 1.30
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 1.10
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.30$ y $n = 1.10$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.30 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.30^2 + 1})\sqrt{1.30^2 + 1.10^2}}{1.30(1 + \sqrt{1.30^2 + 1.10^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.196$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.30 + \sqrt{1.30^2 + 1})\sqrt{1.30^2 + 1.10^2}}{1.30 + \sqrt{1.30^2 + 1.10^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.422$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.196 + 0.422) = 0.197$$

$$I_2 = \frac{1.10}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.30}{1.10\sqrt{1.30^2 + 1.10^2 + 1}} \right) = 0.094$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.197 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.094 = 0.251$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.842 \left(\frac{4.6}{3.5} \right) + 7.63 \times 0.30 = 4.886$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.839 \left(\frac{4.6}{3.5} \right) + 7.3 \times 0.30 = 5.857$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{4.886}{5.857} = 0.834$$

5.5.0.2 Cálculos para la componente 2. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 2. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 4.6 m
- Longitud efectiva (L'): 6.1 m
- Relación de aspecto (L/B): 1.33
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.85
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.33$ y $n = 0.85$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.33 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.33^2 + 1}) \sqrt{1.33^2 + 0.85^2}}{1.33(1 + \sqrt{1.33^2 + 0.85^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.129$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.33 + \sqrt{1.33^2 + 1}) \sqrt{1.33^2 + 0.85^2}}{1.33 + \sqrt{1.33^2 + 0.85^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.388$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.129 + 0.388) = 0.165$$

$$I_2 = \frac{0.85}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.33}{0.85 \sqrt{1.33^2 + 0.85^2 + 1}} \right) = 0.094$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.165 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.094 = 0.218$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{4.6} \right) + 0.842 \left(\frac{6.1}{4.6} \right) + 7.63 \times 0.30 = 4.796$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{4.6} \right) + 0.839 \left(\frac{6.1}{4.6} \right) + 7.3 \times 0.30 = 5.521$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{4.796}{5.521} = 0.869$$

5.5.0.3 Cálculos para la componente 3. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 3. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 6.1 m
- Longitud efectiva (L'): 17.8 m
- Relación de aspecto (L/B): 2.91
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.64
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²

- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 2.91$ y $n = 0.64$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 2.91 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{2.91^2 + 1})\sqrt{2.91^2 + 0.64^2}}{2.91(1 + \sqrt{2.91^2 + 0.64^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.022$$

$$B = \ln \left(\frac{(2.91 + \sqrt{2.91^2 + 1})\sqrt{2.91^2 + 0.64^2}}{2.91 + \sqrt{2.91^2 + 0.64^2 + 1}} \right)$$

$$B = 1.081$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.022 + 1.081) = 0.351$$

$$I_2 = \frac{0.64}{2\pi} \arctan \left(\frac{2.91}{0.64\sqrt{2.91^2 + 0.64^2 + 1}} \right) = 0.098$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor,

se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.351 + \frac{1-2 \times 0.30}{1-0.30} \times 0.098 = 0.407$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.842 \left(\frac{17.8}{6.1} \right) + 7.63 \times 0.30 = 6.034$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.839 \left(\frac{17.8}{6.1} \right) + 7.3 \times 0.30 = 6.551$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{6.034}{6.551} = 0.921$$

5.5.0.4 Cálculos para la componente 4. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 4. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 3.5 m
- Longitud efectiva (L'): 17.8 m
- Relación de aspecto (L/B): 5.00

- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 1.10
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 5.00$ y $n = 1.10$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 5.00 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{5.00^2 + 1}) \sqrt{5.00^2 + 1.10^2}}{5.00(1 + \sqrt{5.00^2 + 1.10^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.023$$

$$B = \ln \left(\frac{(5.00 + \sqrt{5.00^2 + 1}) \sqrt{5.00^2 + 1.10^2}}{5.00 + \sqrt{5.00^2 + 1.10^2 + 1}} \right)$$

$$B = 1.621$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.023 + 1.621) = 0.523$$

$$I_2 = \frac{1.10}{2\pi} \arctan \left(\frac{5.00}{1.10 \sqrt{5.00^2 + 1.10^2 + 1}} \right) = 0.125$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.523 + \frac{1-2 \times 0.30}{1-0.30} \times 0.125 = 0.595$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.842 \left(\frac{17.8}{3.5} \right) + 7.63 \times 0.30 = 8.005$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.839 \left(\frac{17.8}{3.5} \right) + 7.3 \times 0.30 = 8.964$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{8.005}{8.964} = 0.893$$

5.5.1 Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje B2

El “módulo de reacción del suelo” combinado para el punto B2 se obtiene mediante la suma de las flexibilidades individuales de cada sub-área rectangular. Esta aproximación se basa en el principio de superposición, donde la deformación total del suelo bajo una cimentación compleja

se considera como la suma de las deformaciones generadas por cada una de sus componentes simplificadas. La rigidez combinada se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=1}^n \left(B'_i \frac{1-\mu^2}{E_s} I_{s,i} I_{f,i} \right)$$

Aplicando esta fórmula con los valores calculados:

$$\begin{aligned} \frac{1}{k_{s(B2)}} &= (3.5 \times 2.1e-05 \times 0.251 \times 0.834) + (4.6 \times 2.1e-05 \times 0.218 \times 0.869) \\ &\quad (6.1 \times 2.1e-05 \times 0.407 \times 0.921) + (3.5 \times 2.1e-05 \times 0.595 \times 0.893) \\ \frac{1}{k_{s(B2)}} &= (1.573e-05) + (1.849e-05) + (4.850e-05) + (3.999e-05) \\ \frac{1}{k_{s(B2)}} &= 1.227e-04 \text{ m}^3/\text{kN} \end{aligned}$$

Finalmente, el “módulo de reacción del suelo” $k_{s(B2)}$ se obtiene invirtiendo la suma de las flexibilidades, lo que nos da el valor de la rigidez global para el punto de análisis:

$$\begin{aligned} k_{s(B2)} &= \frac{1}{1.227e-04} \\ &= 8149.2 \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 8100 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Este valor de $k_{s(B2)}$ representa la rigidez global efectiva del suelo en el punto de interés, esencial para el análisis estructural de la cimentación. Este módulo captura la interacción compleja entre el suelo y la estructura, siendo un parámetro crítico en el diseño geotécnico. Se ha redondeado a un valor práctico para su aplicación en el diseño.

5.6 Módulo de reacción del suelo en el Eje A3

La “rigidez del suelo” para el punto A3 se determina considerando la contribución de múltiples sub-áreas rectangulares. Este enfoque permite una modelación más detallada de la interacción suelo-estructura, especialmente en cimentaciones complejas o irregulares. A continuación, se presenta la Tabla N° 5.5 que resume los parámetros clave y los factores de influencia calcula-

dos para cada sub-área, los cuales son fundamentales para la evaluación de la rigidez global del suelo de fundación.

TABLA N° 5.5: Cálculo de Balasto en el Eje A3.
Fuente: Elaboración propia.

Componente	B' (m)	L' (m)	M	N	I_1	I_2	I_s	I_F	$1/K_s$ (m ³ /kN)
1	9.65	10.20	1.06	0.40	0.048	0.067	0.086	0.937	1.657e-05
2	9.65	12.15	1.26	0.40	0.095	0.070	0.135	0.940	2.599e-05
Suma de flexibilidades:									4.256e-05 m ³ /kN
Módulo de reacción del suelo (k_s):									23495.6 kN/m ³

A continuación se presenta el detalle de los cálculos individuales para cada componente, siguiendo el método analítico propuesto por Bowles (1996). Este método es fundamental para la determinación detallada del “módulo de reacción del suelo” en la presente investigación, considerando las particularidades geométricas y mecánicas de cada sub-área. Los cálculos paso a paso permiten una total trazabilidad y validación de los resultados.

5.6.0.1 Cálculos para la componente 1. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 1. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 9.7 m
- Longitud efectiva (L'): 10.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 1.06
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.40
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.06$ y $n = 0.40$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.06 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.06^2 + 1}) \sqrt{1.06^2 + 0.40^2}}{1.06(1 + \sqrt{1.06^2 + 0.40^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.049$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.06 + \sqrt{1.06^2 + 1}) \sqrt{1.06^2 + 0.40^2}}{1.06 + \sqrt{1.06^2 + 0.40^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.102$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.049 + 0.102) = 0.048$$

$$I_2 = \frac{0.40}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.06}{0.40 \sqrt{1.06^2 + 0.40^2 + 1}} \right) = 0.067$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.048 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.067 = 0.086$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{9.7} \right) + 0.842 \left(\frac{10.2}{9.7} \right) + 7.63 \times 0.30 = 4.366$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{9.7} \right) + 0.839 \left(\frac{10.2}{9.7} \right) + 7.3 \times 0.30 = 4.658$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{4.366}{4.658} = 0.937$$

5.6.0.2 Cálculos para la componente 2. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 2. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 9.7 m
- Longitud efectiva (L'): 12.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 1.26
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.40
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²

- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.26$ y $n = 0.40$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.26 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.26^2 + 1})\sqrt{1.26^2 + 0.40^2}}{1.26(1 + \sqrt{1.26^2 + 0.40^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.038$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.26 + \sqrt{1.26^2 + 1})\sqrt{1.26^2 + 0.40^2}}{1.26 + \sqrt{1.26^2 + 0.40^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.262$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.038 + 0.262) = 0.095$$

$$I_2 = \frac{0.40}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.26}{0.40\sqrt{1.26^2 + 0.40^2 + 1}} \right) = 0.070$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor,

se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.095 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.070 = 0.135$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{9.7} \right) + 0.842 \left(\frac{12.2}{9.7} \right) + 7.63 \times 0.30 = 4.536$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{9.7} \right) + 0.839 \left(\frac{12.2}{9.7} \right) + 7.3 \times 0.30 = 4.827$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{4.536}{4.827} = 0.940$$

5.6.1 Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje A3

El “módulo de reacción del suelo” combinado para el punto A3 se obtiene mediante la suma de las flexibilidades individuales de cada sub-área rectangular. Esta aproximación se basa en el principio de superposición, donde la deformación total del suelo bajo una cimentación compleja se considera como la suma de las deformaciones generadas por cada una de sus componentes simplificadas. La rigidez combinada se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=1}^n \left(B_i' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_{s,i} I_{f,i} \right)$$

Aplicando esta fórmula con los valores calculados:

$$\begin{aligned} \frac{1}{k_{s(A3)}} &= (9.7 \times 2.1e-05 \times 0.086 \times 0.937) + (9.7 \times 2.1e-05 \times 0.135 \times 0.940) \\ \frac{1}{k_{s(A3)}} &= (1.657e-05) + (2.599e-05) \\ \frac{1}{k_{s(A3)}} &= 4.256e-05 \text{ m}^3/\text{kN} \end{aligned}$$

Finalmente, el “módulo de reacción del suelo” $k_{s(A3)}$ se obtiene invirtiendo la suma de las flexibilidades, lo que nos da el valor de la rigidez global para el punto de análisis:

$$\begin{aligned} k_{s(A3)} &= \frac{1}{4.256e-05} \\ &= 23495.6 \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 23500 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Este valor de $k_{s(A3)}$ representa la rigidez global efectiva del suelo en el punto de interés, esencial para el análisis estructural de la cimentación. Este módulo captura la interacción compleja entre el suelo y la estructura, siendo un parámetro crítico en el diseño geotécnico. Se ha redondeado a un valor práctico para su aplicación en el diseño.

5.7 Módulo de reacción del suelo en el Eje B3

La “rigidez del suelo” para el punto B3 se determina considerando la contribución de múltiples sub-áreas rectangulares. Este enfoque permite una modelación más detallada de la interacción suelo-estructura, especialmente en cimentaciones complejas o irregulares. A continuación, se presenta la Tabla N° 5.6 que resume los parámetros clave y los factores de influencia calculados para cada sub-área, los cuales son fundamentales para la evaluación de la rigidez global del suelo de fundación.

A continuación se presenta el detalle de los cálculos individuales para cada componente,

TABLA N° 5.6: Cálculo de Balasto en el Eje B3.
Fuente: Elaboración propia.

Componente	B' (m)	L' (m)	M	N	I_1	I_2	I_s	I_F	$1/K_s$ (m ³ /kN)
1	3.55	10.20	2.87	1.10	0.367	0.119	0.435	0.865	2.835e-05
2	6.10	10.20	1.67	0.64	0.195	0.092	0.247	0.906	2.896e-05
3	3.55	12.15	3.42	1.10	0.414	0.122	0.484	0.874	3.182e-05
4	6.10	12.15	1.99	0.64	0.242	0.095	0.296	0.910	3.484e-05
Suma de flexibilidades:									1.240e-04 m³/kN
Módulo de reacción del suelo (k_s):									8066.5 kN/m³

siguiendo el método analítico propuesto por Bowles (1996). Este método es fundamental para la determinación detallada del “módulo de reacción del suelo” en la presente investigación, considerando las particularidades geométricas y mecánicas de cada sub-área. Los cálculos paso a paso permiten una total trazabilidad y validación de los resultados.

5.7.0.1 Cálculos para la componente 1. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 1. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 3.5 m
- Longitud efectiva (L'): 10.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 2.87
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 1.10
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 2.87$ y $n = 1.10$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 2.87 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{2.87^2 + 1}) \sqrt{2.87^2 + 1.10^2}}{2.87(1 + \sqrt{2.87^2 + 1.10^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.063$$

$$B = \ln \left(\frac{(2.87 + \sqrt{2.87^2 + 1}) \sqrt{2.87^2 + 1.10^2}}{2.87 + \sqrt{2.87^2 + 1.10^2 + 1}} \right)$$

$$B = 1.092$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.063 + 1.092) = 0.367$$

$$I_2 = \frac{1.10}{2\pi} \arctan \left(\frac{2.87}{1.10 \sqrt{2.87^2 + 1.10^2 + 1}} \right) = 0.119$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.367 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.119 = 0.435$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.842 \left(\frac{10.2}{3.5} \right) + 7.63 \times 0.30 = 6.214$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.839 \left(\frac{10.2}{3.5} \right) + 7.3 \times 0.30 = 7.180$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{6.214}{7.180} = 0.865$$

5.7.0.2 Cálculos para la componente 2. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 2. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 6.1 m
- Longitud efectiva (L'): 10.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 1.67
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.64
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²

- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.67$ y $n = 0.64$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.67 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.67^2 + 1})\sqrt{1.67^2 + 0.64^2}}{1.67(1 + \sqrt{1.67^2 + 0.64^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.057$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.67 + \sqrt{1.67^2 + 1})\sqrt{1.67^2 + 0.64^2}}{1.67 + \sqrt{1.67^2 + 0.64^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.554$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.057 + 0.554) = 0.195$$

$$I_2 = \frac{0.64}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.67}{0.64\sqrt{1.67^2 + 0.64^2 + 1}} \right) = 0.092$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor,

se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.195 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.092 = 0.247$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.842 \left(\frac{10.2}{6.1} \right) + 7.63 \times 0.30 = 4.992$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.839 \left(\frac{10.2}{6.1} \right) + 7.3 \times 0.30 = 5.512$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{4.992}{5.512} = 0.906$$

5.7.0.3 Cálculos para la componente 3. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 3. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 3.5 m
- Longitud efectiva (L'): 12.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 3.42

- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 1.10
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 3.42$ y $n = 1.10$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 3.42 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{3.42^2 + 1}) \sqrt{3.42^2 + 1.10^2}}{3.42(1 + \sqrt{3.42^2 + 1.10^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.046$$

$$B = \ln \left(\frac{(3.42 + \sqrt{3.42^2 + 1}) \sqrt{3.42^2 + 1.10^2}}{3.42 + \sqrt{3.42^2 + 1.10^2 + 1}} \right)$$

$$B = 1.256$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.046 + 1.256) = 0.414$$

$$I_2 = \frac{1.10}{2\pi} \arctan \left(\frac{3.42}{1.10 \sqrt{3.42^2 + 1.10^2 + 1}} \right) = 0.122$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.414 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.122 = 0.484$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.842 \left(\frac{12.2}{3.5} \right) + 7.63 \times 0.30 = 6.676$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.839 \left(\frac{12.2}{3.5} \right) + 7.3 \times 0.30 = 7.641$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{6.676}{7.641} = 0.874$$

5.7.0.4 Cálculos para la componente 4. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 4. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 6.1 m

- Longitud efectiva (L'): 12.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 1.99
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.64
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.99$ y $n = 0.64$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.99 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.99^2 + 1}) \sqrt{1.99^2 + 0.64^2}}{1.99(1 + \sqrt{1.99^2 + 0.64^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.043$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.99 + \sqrt{1.99^2 + 1}) \sqrt{1.99^2 + 0.64^2}}{1.99 + \sqrt{1.99^2 + 0.64^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.717$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.043 + 0.717) = 0.242$$

$$I_2 = \frac{0.64}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.99}{0.64\sqrt{1.99^2 + 0.64^2 + 1}} \right) = 0.095$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.242 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.095 = 0.296$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.842 \left(\frac{12.2}{6.1} \right) + 7.63 \times 0.30 = 5.261$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.839 \left(\frac{12.2}{6.1} \right) + 7.3 \times 0.30 = 5.780$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{5.261}{5.780} = 0.910$$

5.7.1 Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje B3

El “módulo de reacción del suelo” combinado para el punto B3 se obtiene mediante la suma de las flexibilidades individuales de cada sub-área rectangular. Esta aproximación se basa en el principio de superposición, donde la deformación total del suelo bajo una cimentación compleja se considera como la suma de las deformaciones generadas por cada una de sus componentes simplificadas. La rigidez combinada se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=1}^n \left(B'_i \frac{1-\mu^2}{E_s} I_{s,i} I_{f,i} \right)$$

Aplicando esta fórmula con los valores calculados:

$$\begin{aligned} \frac{1}{k_{s(B3)}} &= (3.5 \times 2.1e-05 \times 0.435 \times 0.865) + (6.1 \times 2.1e-05 \times 0.247 \times 0.906) \\ &\quad (3.5 \times 2.1e-05 \times 0.484 \times 0.874) + (6.1 \times 2.1e-05 \times 0.296 \times 0.910) \\ \frac{1}{k_{s(B3)}} &= (2.835e-05) + (2.896e-05) + (3.182e-05) + (3.484e-05) \\ \frac{1}{k_{s(B3)}} &= 1.240e-04 \text{ m}^3/\text{kN} \end{aligned}$$

Finalmente, el “módulo de reacción del suelo” $k_{s(B3)}$ se obtiene invirtiendo la suma de las flexibilidades, lo que nos da el valor de la rigidez global para el punto de análisis:

$$\begin{aligned} k_{s(B3)} &= \frac{1}{1.240e-04} \\ &= 8066.5 \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 8100 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Este valor de $k_{s(B3)}$ representa la rigidez global efectiva del suelo en el punto de interés, esencial para el análisis estructural de la cimentación. Este módulo captura la interacción compleja entre el suelo y la estructura, siendo un parámetro crítico en el diseño geotécnico. Se ha redondeado a un valor práctico para su aplicación en el diseño.

5.8 Módulo de reacción del suelo en el Eje A4

La “rigidez del suelo” para el punto A4 se determina considerando la contribución de múltiples sub-áreas rectangulares. Este enfoque permite una modelación más detallada de la interacción suelo-estructura, especialmente en cimentaciones complejas o irregulares. A continuación, se presenta la Tabla N° 5.7 que resume los parámetros clave y los factores de influencia calculados para cada sub-área, los cuales son fundamentales para la evaluación de la rigidez global del suelo de fundación.

TABLA N° 5.7: Cálculo de Balasto en el Eje A4.
Fuente: Elaboración propia.

Componente	B' (m)	L' (m)	M	N	I_1	I_2	I_s	I_F	$1/K_s$ (m ³ /kN)
1	9.65	16.20	1.68	0.40	0.178	0.072	0.219	0.944	4.232e-05
2	6.15	9.65	1.57	0.63	0.178	0.091	0.230	0.905	2.707e-05
Suma de flexibilidades:									6.939e-05 m ³ /kN
Módulo de reacción del suelo (k_s):									14411.6 kN/m ³

A continuación se presenta el detalle de los cálculos individuales para cada componente, siguiendo el método analítico propuesto por Bowles (1996). Este método es fundamental para la determinación detallada del “módulo de reacción del suelo” en la presente investigación, considerando las particularidades geométricas y mecánicas de cada sub-área. Los cálculos paso a paso permiten una total trazabilidad y validación de los resultados.

5.8.0.1 Cálculos para la componente 1. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 1. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 9.7 m
- Longitud efectiva (L'): 16.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 1.68
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.40

- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.68$ y $n = 0.40$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.68 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.68^2 + 1})\sqrt{1.68^2 + 0.40^2}}{1.68(1 + \sqrt{1.68^2 + 0.40^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.024$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.68 + \sqrt{1.68^2 + 1})\sqrt{1.68^2 + 0.40^2}}{1.68 + \sqrt{1.68^2 + 0.40^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.535$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.024 + 0.535) = 0.178$$

$$I_2 = \frac{0.40}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.68}{0.40\sqrt{1.68^2 + 0.40^2 + 1}} \right) = 0.072$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula

utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.178 + \frac{1-2 \times 0.30}{1-0.30} \times 0.072 = 0.219$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{9.7} \right) + 0.842 \left(\frac{16.2}{9.7} \right) + 7.63 \times 0.30 = 4.889$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{9.7} \right) + 0.839 \left(\frac{16.2}{9.7} \right) + 7.3 \times 0.30 = 5.180$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{4.889}{5.180} = 0.944$$

5.8.0.2 Cálculos para la componente 2. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 2. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 6.2 m
- Longitud efectiva (L'): 9.7 m

- Relación de aspecto (L/B): 1.57
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.63
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.57$ y $n = 0.63$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.57 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.57^2 + 1}) \sqrt{1.57^2 + 0.63^2}}{1.57(1 + \sqrt{1.57^2 + 0.63^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.062$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.57 + \sqrt{1.57^2 + 1}) \sqrt{1.57^2 + 0.63^2}}{1.57 + \sqrt{1.57^2 + 0.63^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.496$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.062 + 0.496) = 0.178$$

$$I_2 = \frac{0.63}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.57}{0.63\sqrt{1.57^2 + 0.63^2 + 1}} \right) = 0.091$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.178 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.091 = 0.230$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{6.2} \right) + 0.842 \left(\frac{9.7}{6.2} \right) + 7.63 \times 0.30 = 4.902$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{6.2} \right) + 0.839 \left(\frac{9.7}{6.2} \right) + 7.3 \times 0.30 = 5.418$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{4.902}{5.418} = 0.905$$

5.8.1 Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje A4

El “módulo de reacción del suelo” combinado para el punto A4 se obtiene mediante la suma de las flexibilidades individuales de cada sub-área rectangular. Esta aproximación se basa en el principio de superposición, donde la deformación total del suelo bajo una cimentación compleja se considera como la suma de las deformaciones generadas por cada una de sus componentes simplificadas. La rigidez combinada se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=1}^n \left(B'_i \frac{1-\mu^2}{E_s} I_{s,i} I_{f,i} \right)$$

Aplicando esta fórmula con los valores calculados:

$$\begin{aligned} \frac{1}{k_{s(A4)}} &= (9.7 \times 2.1e-05 \times 0.219 \times 0.944) + (6.2 \times 2.1e-05 \times 0.230 \times 0.905) \\ \frac{1}{k_{s(A4)}} &= (4.232e-05) + (2.707e-05) \\ \frac{1}{k_{s(A4)}} &= 6.939e-05 \text{ m}^3/\text{kN} \end{aligned}$$

Finalmente, el “módulo de reacción del suelo” $k_{s(A4)}$ se obtiene invirtiendo la suma de las flexibilidades, lo que nos da el valor de la rigidez global para el punto de análisis:

$$\begin{aligned} k_{s(A4)} &= \frac{1}{6.939e-05} \\ &= 14411.6 \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 14400 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Este valor de $k_{s(A4)}$ representa la rigidez global efectiva del suelo en el punto de interés, esencial para el análisis estructural de la cimentación. Este módulo captura la interacción compleja entre el suelo y la estructura, siendo un parámetro crítico en el diseño geotécnico. Se ha redondeado a un valor práctico para su aplicación en el diseño.

5.9 Módulo de reacción del suelo en el Eje B4

La “rigidez del suelo” para el punto B4 se determina considerando la contribución de múltiples sub-áreas rectangulares. Este enfoque permite una modelación más detallada de la interacción suelo-estructura, especialmente en cimentaciones complejas o irregulares. A continuación, se presenta la Tabla N° 5.8 que resume los parámetros clave y los factores de influencia calculados para cada sub-área, los cuales son fundamentales para la evaluación de la rigidez global del suelo de fundación.

TABLA N° 5.8: Cálculo de Balasto en el Eje B4.
Fuente: Elaboración propia.

Componente	B' (m)	L' (m)	M	N	I_1	I_2	I_s	I_F	$1/K_s$ (m ³ /kN)
1	3.55	16.20	4.56	1.10	0.496	0.125	0.568	0.888	3.795e-05
2	6.10	16.20	2.66	0.64	0.324	0.098	0.380	0.918	4.511e-05
3	3.55	6.15	1.73	1.10	0.249	0.106	0.310	0.844	1.967e-05
4	6.10	6.15	1.01	0.64	0.075	0.081	0.121	0.895	1.405e-05
Suma de flexibilidades:									1.168e-04 m³/kN
Módulo de reacción del suelo (k_s):									8563.8 kN/m³

A continuación se presenta el detalle de los cálculos individuales para cada componente, siguiendo el método analítico propuesto por Bowles (1996). Este método es fundamental para la determinación detallada del “módulo de reacción del suelo” en la presente investigación, considerando las particularidades geométricas y mecánicas de cada sub-área. Los cálculos paso a paso permiten una total trazabilidad y validación de los resultados.

5.9.0.1 Cálculos para la componente 1. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 1. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 3.5 m
- Longitud efectiva (L'): 16.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 4.56
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m

- Relación de profundidad (H/B'): 1.10
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 4.56$ y $n = 1.10$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 4.56 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{4.56^2 + 1})\sqrt{4.56^2 + 1.10^2}}{4.56(1 + \sqrt{4.56^2 + 1.10^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.027$$

$$B = \ln \left(\frac{(4.56 + \sqrt{4.56^2 + 1})\sqrt{4.56^2 + 1.10^2}}{4.56 + \sqrt{4.56^2 + 1.10^2 + 1}} \right)$$

$$B = 1.533$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.027 + 1.533) = 0.496$$

$$I_2 = \frac{1.10}{2\pi} \arctan \left(\frac{4.56}{1.10\sqrt{4.56^2 + 1.10^2 + 1}} \right) = 0.125$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.496 + \frac{1-2 \times 0.30}{1-0.30} \times 0.125 = 0.568$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.842 \left(\frac{16.2}{3.5} \right) + 7.63 \times 0.30 = 7.637$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.839 \left(\frac{16.2}{3.5} \right) + 7.3 \times 0.30 = 8.598$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{7.637}{8.598} = 0.888$$

5.9.0.2 Cálculos para la componente 2. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 2. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 6.1 m

- Longitud efectiva (L'): 16.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 2.66
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.64
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 2.66$ y $n = 0.64$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 2.66 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{2.66^2 + 1}) \sqrt{2.66^2 + 0.64^2}}{2.66(1 + \sqrt{2.66^2 + 0.64^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.026$$

$$B = \ln \left(\frac{(2.66 + \sqrt{2.66^2 + 1}) \sqrt{2.66^2 + 0.64^2}}{2.66 + \sqrt{2.66^2 + 0.64^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.992$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A+B) = \frac{1}{\pi}(0.026+0.992) = 0.324$$

$$I_2 = \frac{0.64}{2\pi} \arctan \left(\frac{2.66}{0.64\sqrt{2.66^2 + 0.64^2 + 1}} \right) = 0.098$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.324 + \frac{1-2 \times 0.30}{1-0.30} \times 0.098 = 0.380$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.842 \left(\frac{16.2}{6.1} \right) + 7.63 \times 0.30 = 5.820$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.839 \left(\frac{16.2}{6.1} \right) + 7.3 \times 0.30 = 6.337$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{5.820}{6.337} = 0.918$$

5.9.0.3 Cálculos para la componente 3. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 3. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 3.5 m
- Longitud efectiva (L'): 6.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 1.73
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 1.10
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.73$ y $n = 1.10$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.73 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.73^2 + 1})\sqrt{1.73^2 + 1.10^2}}{1.73(1 + \sqrt{1.73^2 + 1.10^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.137$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.73 + \sqrt{1.73^2 + 1})\sqrt{1.73^2 + 1.10^2}}{1.73 + \sqrt{1.73^2 + 1.10^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.646$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.137 + 0.646) = 0.249$$

$$I_2 = \frac{1.10}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.73}{1.10\sqrt{1.73^2 + 1.10^2 + 1}} \right) = 0.106$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.249 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.106 = 0.310$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.842 \left(\frac{6.2}{3.5} \right) + 7.63 \times 0.30 = 5.253$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.839 \left(\frac{6.2}{3.5} \right) + 7.3 \times 0.30 = 6.223$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{5.253}{6.223} = 0.844$$

5.9.0.4 Cálculos para la componente 4. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 4. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 6.1 m
- Longitud efectiva (L'): 6.2 m
- Relación de aspecto (L/B): 1.01
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.64
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 1.01$ y $n = 0.64$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 1.01 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{1.01^2 + 1})\sqrt{1.01^2 + 0.64^2}}{1.01(1 + \sqrt{1.01^2 + 0.64^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.115$$

$$B = \ln \left(\frac{(1.01 + \sqrt{1.01^2 + 1})\sqrt{1.01^2 + 0.64^2}}{1.01 + \sqrt{1.01^2 + 0.64^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.122$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.115 + 0.122) = 0.075$$

$$I_2 = \frac{0.64}{2\pi} \arctan \left(\frac{1.01}{0.64\sqrt{1.01^2 + 0.64^2 + 1}} \right) = 0.081$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.075 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.081 = 0.121$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.842 \left(\frac{6.2}{6.1} \right) + 7.63 \times 0.30 = 4.433$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.839 \left(\frac{6.2}{6.1} \right) + 7.3 \times 0.30 = 4.955$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{4.433}{4.955} = 0.895$$

5.9.1 Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje B4

El “módulo de reacción del suelo” combinado para el punto B4 se obtiene mediante la suma de las flexibilidades individuales de cada sub-área rectangular. Esta aproximación se basa en el principio de superposición, donde la deformación total del suelo bajo una cimentación compleja se considera como la suma de las deformaciones generadas por cada una de sus componentes simplificadas. La rigidez combinada se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=1}^n \left(B'_i \frac{1-\mu^2}{E_s} I_{s,i} I_{f,i} \right)$$

Aplicando esta fórmula con los valores calculados:

$$\begin{aligned}\frac{1}{k_{s(B4)}} &= (3.5 \times 2.1e-05 \times 0.568 \times 0.888) + (6.1 \times 2.1e-05 \times 0.380 \times 0.918) \\ &\quad (3.5 \times 2.1e-05 \times 0.310 \times 0.844) + (6.1 \times 2.1e-05 \times 0.121 \times 0.895) \\ \frac{1}{k_{s(B4)}} &= (3.795e-05) + (4.511e-05) + (1.967e-05) + (1.405e-05) \\ \frac{1}{k_{s(B4)}} &= 1.168e-04 \text{ m}^3/\text{kN}\end{aligned}$$

Finalmente, el “módulo de reacción del suelo” $k_{s(B4)}$ se obtiene invirtiendo la suma de las flexibilidades, lo que nos da el valor de la rigidez global para el punto de análisis:

$$\begin{aligned}k_{s(B4)} &= \frac{1}{1.168e-04} \\ &= 8563.8 \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 8600 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Este valor de $k_{s(B4)}$ representa la rigidez global efectiva del suelo en el punto de interés, esencial para el análisis estructural de la cimentación. Este módulo captura la interacción compleja entre el suelo y la estructura, siendo un parámetro crítico en el diseño geotécnico. Se ha redondeado a un valor práctico para su aplicación en el diseño.

5.10 Módulo de reacción del suelo en el Eje A5

La “rigidez del suelo” para el punto A5 se determina considerando la contribución de múltiples sub-áreas rectangulares. Este enfoque permite una modelación más detallada de la interacción suelo-estructura, especialmente en cimentaciones complejas o irregulares. A continuación, se presenta la Tabla N° 5.9 que resume los parámetros clave y los factores de influencia calculados para cada sub-área, los cuales son fundamentales para la evaluación de la rigidez global del suelo de fundación.

A continuación se presenta el detalle de los cálculos individuales para cada componente, siguiendo el método analítico propuesto por Bowles (1996). Este método es fundamental para la

TABLA N° 5.9: Cálculo de Balasto en el Eje A5.
Fuente: Elaboración propia.

Componente	B' (m)	L' (m)	M	N	I_1	I_2	I_s	I_F	$1/K_s$ (m ³ /kN)
1	9.65	22.35	2.32	0.40	0.274	0.074	0.317	0.950	2.228e-04
Suma de flexibilidades:									2.228e-04 m ³ /kN
Módulo de reacción del suelo (k_s):									4487.6 kN/m ³

determinación detallada del “módulo de reacción del suelo” en la presente investigación, considerando las particularidades geométricas y mecánicas de cada sub-área. Los cálculos paso a paso permiten una total trazabilidad y validación de los resultados.

5.10.0.1 Cálculos para la componente 1. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 1. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 9.7 m
- Longitud efectiva (L'): 22.4 m
- Relación de aspecto (L/B): 2.32
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.40
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 11850 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 2.32$ y $n = 0.40$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 2.32 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{2.32^2 + 1})\sqrt{2.32^2 + 0.40^2}}{2.32(1 + \sqrt{2.32^2 + 0.40^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.014$$

$$B = \ln \left(\frac{(2.32 + \sqrt{2.32^2 + 1})\sqrt{2.32^2 + 0.40^2}}{2.32 + \sqrt{2.32^2 + 0.40^2 + 1}} \right)$$

$$B = 0.848$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.014 + 0.848) = 0.274$$

$$I_2 = \frac{0.40}{2\pi} \arctan \left(\frac{2.32}{0.40\sqrt{2.32^2 + 0.40^2 + 1}} \right) = 0.074$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.274 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.074 = 0.317$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{9.7} \right) + 0.842 \left(\frac{22.4}{9.7} \right) + 7.63 \times 0.30 = 5.426$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{9.7} \right) + 0.839 \left(\frac{22.4}{9.7} \right) + 7.3 \times 0.30 = 5.714$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{5.426}{5.714} = 0.950$$

5.10.1 Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje A5

El “módulo de reacción del suelo” combinado para el punto A5 se obtiene mediante la suma de las flexibilidades individuales de cada sub-área rectangular. Esta aproximación se basa en el principio de superposición, donde la deformación total del suelo bajo una cimentación compleja se considera como la suma de las deformaciones generadas por cada una de sus componentes simplificadas. La rigidez combinada se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=1}^n \left(B'_i \frac{1-\mu^2}{E_s} I_{s,i} I_{f,i} \right)$$

Aplicando esta fórmula con los valores calculados:

$$\begin{aligned}\frac{1}{k_{s(A5)}} &= (9.7 \times 7.7e-05 \times 0.317 \times 0.950) \\ \frac{1}{k_{s(A5)}} &= (2.228e-04) \\ \frac{1}{k_{s(A5)}} &= 2.228e-04 \text{ m}^3/\text{kN}\end{aligned}$$

Finalmente, el “módulo de reacción del suelo” $k_{s(A5)}$ se obtiene invirtiendo la suma de las flexibilidades, lo que nos da el valor de la rigidez global para el punto de análisis:

$$\begin{aligned}k_{s(A5)} &= \frac{1}{2.228e-04} \\ &= 4487.6 \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 4500 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Este valor de $k_{s(A5)}$ representa la rigidez global efectiva del suelo en el punto de interés, esencial para el análisis estructural de la cimentación. Este módulo captura la interacción compleja entre el suelo y la estructura, siendo un parámetro crítico en el diseño geotécnico. Se ha redondeado a un valor práctico para su aplicación en el diseño.

5.11 Módulo de reacción del suelo en el Eje B5

La “rigidez del suelo” para el punto B5 se determina considerando la contribución de múltiples sub-áreas rectangulares. Este enfoque permite una modelación más detallada de la interacción suelo-estructura, especialmente en cimentaciones complejas o irregulares. A continuación, se presenta la Tabla N° 5.10 que resume los parámetros clave y los factores de influencia calculados para cada sub-área, los cuales son fundamentales para la evaluación de la rigidez global del suelo de fundación.

A continuación se presenta el detalle de los cálculos individuales para cada componente, siguiendo el método analítico propuesto por Bowles (1996). Este método es fundamental para la determinación detallada del “módulo de reacción del suelo” en la presente investigación, conside-

TABLA N° 5.10: Cálculo de Balasto en el Eje B5.
Fuente: Elaboración propia.

Componente	B' (m)	L' (m)	M	N	I_1	I_2	I_s	I_F	$1/K_s$ (m ³ /kN)
1	3.55	22.35	6.30	1.10	0.593	0.127	0.665	0.905	4.529e-05
2	6.10	22.35	3.66	0.64	0.420	0.100	0.477	0.928	5.730e-05
Suma de flexibilidades:									1.026e-04 m ³ /kN
Módulo de reacción del suelo (k_s):									9747.0 kN/m ³

rando las particularidades geométricas y mecánicas de cada sub-área. Los cálculos paso a paso permiten una total trazabilidad y validación de los resultados.

5.11.0.1 Cálculos para la componente 1. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 1. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 3.5 m
- Longitud efectiva (L'): 22.4 m
- Relación de aspecto (L/B): 6.30
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 1.10
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 6.30$ y $n = 1.10$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 6.30 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{6.30^2 + 1})\sqrt{6.30^2 + 1.10^2}}{6.30(1 + \sqrt{6.30^2 + 1.10^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.015$$

$$B = \ln \left(\frac{(6.30 + \sqrt{6.30^2 + 1})\sqrt{6.30^2 + 1.10^2}}{6.30 + \sqrt{6.30^2 + 1.10^2 + 1}} \right)$$

$$B = 1.847$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi}(A + B) = \frac{1}{\pi}(0.015 + 1.847) = 0.593$$

$$I_2 = \frac{1.10}{2\pi} \arctan \left(\frac{6.30}{1.10\sqrt{6.30^2 + 1.10^2 + 1}} \right) = 0.127$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.593 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.127 = 0.665$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.842 \left(\frac{22.4}{3.5} \right) + 7.63 \times 0.30 = 9.096$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{3.5} \right) + 0.839 \left(\frac{22.4}{3.5} \right) + 7.3 \times 0.30 = 10.052$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{9.096}{10.052} = 0.905$$

5.11.0.2 Cálculos para la componente 2. En esta sección, se detallan los cálculos para la sub-área rectangular componente 2. Los parámetros geotécnicos y dimensionales considerados son cruciales para la determinación detallada de los factores de influencia. Se tiene:

- Ancho efectivo (B'): 6.1 m
- Longitud efectiva (L'): 22.4 m
- Relación de aspecto (L/B): 3.66
- Profundidad de capa compresible (H'): 3.9 m
- Relación de profundidad (H/B'): 0.64
- Módulo de elasticidad del suelo (E_s): 42930 kN/m²
- Factor de Poisson (μ): 0.30
- Profundidad de cimentación (D_f): 1.5 m

A partir de estos valores, se derivan los factores adimensionales $m = 3.66$ y $n = 0.64$.

Cálculo de I_1 e I_2 . Estos factores son esenciales para determinar la influencia de la geometría de la cimentación y la profundidad de la capa compresible en la deformación del suelo. Se calculan utilizando las siguientes expresiones:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1}) \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right]$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \arctan \left(\frac{m}{n \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right)$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$A = 3.66 \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{3.66^2 + 1}) \sqrt{3.66^2 + 0.64^2}}{3.66(1 + \sqrt{3.66^2 + 0.64^2 + 1})} \right)$$

$$A = 0.014$$

$$B = \ln \left(\frac{(3.66 + \sqrt{3.66^2 + 1}) \sqrt{3.66^2 + 0.64^2}}{3.66 + \sqrt{3.66^2 + 0.64^2 + 1}} \right)$$

$$B = 1.306$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} (A + B) = \frac{1}{\pi} (0.014 + 1.306) = 0.420$$

$$I_2 = \frac{0.64}{2\pi} \arctan \left(\frac{3.66}{0.64 \sqrt{3.66^2 + 0.64^2 + 1}} \right) = 0.100$$

Cálculo de I_s . El “factor de influencia de forma” (I_s) toma en cuenta cómo la geometría de la platea influye en la manera en que se distribuyen los esfuerzos en el terreno. Se calcula utilizando los factores I_1 e I_2 y el “coeficiente de Poisson” del suelo. Para el cálculo de este factor, se utilizó la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.14:

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$I_s = 0.420 + \frac{1 - 2 \times 0.30}{1 - 0.30} \times 0.100 = 0.477$$

Cálculo de I_f . El “factor de profundidad” (I_f) se aplica para ajustar el valor de rigidez, incorporando el efecto de la profundidad a la que se encuentra la cimentación. Este factor es crucial para reflejar con mayor precisión el comportamiento real del suelo. El factor de forma fue calculado mediante la siguiente expresión, referida como Ecuación 2.17:

$$I_f = \frac{1.001 + 1.194 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.842 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.63\mu}{1 + 3.738 \left(\frac{D_f}{B'} \right) + 0.839 \left(\frac{L'}{B'} \right) + 7.3\mu}$$

Sustituyendo los valores, obtenemos:

$$NU = 1.001 + 1.194 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.842 \left(\frac{22.4}{6.1} \right) + 7.63 \times 0.30 = 6.669$$

$$DE = 1 + 3.738 \left(\frac{1.5}{6.1} \right) + 0.839 \left(\frac{22.4}{6.1} \right) + 7.3 \times 0.30 = 7.183$$

$$I_f = \frac{NU}{DE} = \frac{6.669}{7.183} = 0.928$$

5.11.1 Cálculo de la Rigidez Combinada en el Eje B5

El “módulo de reacción del suelo” combinado para el punto B5 se obtiene mediante la suma de las flexibilidades individuales de cada sub-área rectangular. Esta aproximación se basa en el principio de superposición, donde la deformación total del suelo bajo una cimentación compleja se considera como la suma de las deformaciones generadas por cada una de sus componentes simplificadas. La rigidez combinada se calcula de la siguiente manera:

$$\frac{1}{k_s} = \sum_{i=1}^n \left(B'_i \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_{s,i} I_{f,i} \right)$$

Aplicando esta fórmula con los valores calculados:

$$\begin{aligned}\frac{1}{k_{s(B5)}} &= (3.5 \times 2.1e-05 \times 0.665 \times 0.905) + (6.1 \times 2.1e-05 \times 0.477 \times 0.928) \\ \frac{1}{k_{s(B5)}} &= (4.529e-05) + (5.730e-05) \\ \frac{1}{k_{s(B5)}} &= 1.026e-04 \text{ m}^3/\text{kN}\end{aligned}$$

Finalmente, el “módulo de reacción del suelo” $k_{s(B5)}$ se obtiene invirtiendo la suma de las flexibilidades, lo que nos da el valor de la rigidez global para el punto de análisis:

$$\begin{aligned}k_{s(B5)} &= \frac{1}{1.026e-04} \\ &= 9747.0 \text{ kN/m}^3 \\ &\approx 9700 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

Este valor de $k_{s(B5)}$ representa la rigidez global efectiva del suelo en el punto de interés, esencial para el análisis estructural de la cimentación. Este módulo captura la interacción compleja entre el suelo y la estructura, siendo un parámetro crítico en el diseño geotécnico. Se ha redondeado a un valor práctico para su aplicación en el diseño.

5.12 Resumen de Valores de Balasto en Platea de Cimentación - Analítico

La Tabla N° 5.11 a continuación presenta el resumen detallado de los valores de balasto obtenidos en cada uno de los 15 puntos de interés, incluyendo sus coordenadas espaciales y cualquier observación relevante. Esta información es esencial para la modelación estructural de la platea y la validación de las hipótesis de diseño.

TABLA N° 5.11: Resumen de valores de balasto para una platea de cimentación.
Fuente: Elaboración propia.

EJE	K_s (kN/m³)
A1	4 487.6
B1	9 747.0
C1	4 487.6
A2	13 129.2
B2	8 149.2
C2	13 129.2
A3	23 495.6
B3	8 066.5
C3	23 495.6
A4	14 411.6
B4	8 563.8
C4	14 411.6
A5	4 487.6
B5	9 747.0
C5	4 487.6
Promedio K_s : 10 953.11 kN/m ³	

CAPÍTULO VI: MÉTODO NUMÉRICO

En esta sección se describe el procedimiento para diseñar la cimentación de un edificio de cinco pisos. Para ello, se utilizaron los parámetros del suelo obtenidos a partir de ensayos de laboratorio y de campo. Además, se realizó el análisis estructural de la edificación, considerando una configuración típica de vivienda.

6.1 Método Numérico

Los entornos digitales especializados en análisis geotécnico han transformado la ingeniería civil al permitir la automatización de procesos complejos mediante la implementación del método de los elementos finitos (MEF). Estas herramientas simulan el comportamiento del terreno basándose en modelos matemáticos avanzados, lo que brinda resultados detallados esenciales para evaluar el desempeño estructural de cimentaciones.

En el presente estudio, se utilizó una plataforma de simulación numérica bidimensional para representar el sistema suelo-estructura. A través de esta, fue posible obtener las distribuciones de desplazamientos y esfuerzos en el subsuelo, insumos clave para la estimación precisa del módulo de rigidez del terreno (módulo de balasto) .

6.1.1 Geometría del Modelo Numérico

Para asegurar la precisión del análisis, se estableció un dominio bidimensional que abarca la platea de cimentación y una extensión suficiente del subsuelo. Las dimensiones de este dominio se definieron meticulosamente: un mínimo de 3 a 5 veces el ancho de la cimentación en dirección lateral y 2 a 3 veces el ancho en profundidad. Esta configuración es crucial para mitigar los efectos de borde y asegurar que la respuesta del suelo no esté influenciada por las condiciones de contorno artificiales del modelo.

Dentro de este dominio, la platea de cimentación se representó con sus dimensiones exactas: 22.35 m de largo, 9.65 m de ancho y 0.40 m de espesor, reflejando fielmente la estructura a analizar.

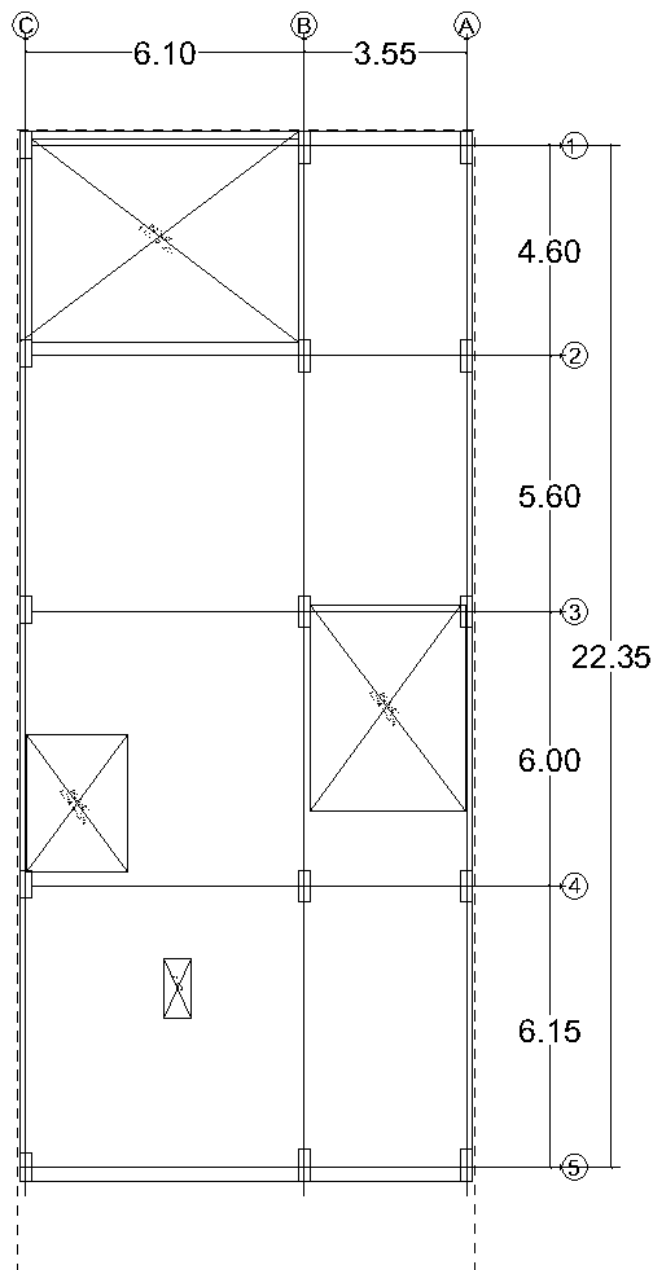


FIGURA N° 6.1: Geometría del modelo numérico.
Fuente: Elaboración Propia

6.1.2 Propiedades de los Materiales

A cada componente del modelo numérico (suelo y platea) se le asignaron sus parámetros mecánicos correspondientes, los cuales son fundamentales para simular su comportamiento real. Las propiedades del suelo, un limo de alta plasticidad (MH), se detallan en la Tabla N° 6.1.

TABLA N° 6.1: Propiedades del Limo de alta plasticidad (MH).
Fuente: Elaboración Propia.

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General			
Modelo de suelo	Modelo	Mohr-Coulomb	-
Tipo de drenaje	Tipo	Drenado	-
Peso unitario no saturado	γ_{unsat}	16.05	kN/m ³
Peso unitario saturado	γ_{sat}	16.06	kN/m ³
Mecánico			
Módulo de Young	E'_{ref}	11.85×10^3	kN/m ²
Coeficiente de Poisson	ν	0.3	-
Cohesión	c'_{ref}	50.99	kN/m ²
Ángulo de fricción	φ'	0	°
Ángulo de dilatación	ψ	0	°

Parámetro	Nombre	Valor	Unidad
General			
Tipo de material	-	Elástico	-
Peso unitario	w	9.60	kN/m/m
Prevenir punzonamiento	-	No	-
Mecánico			
Isótropo	-	Sí	-
Módulo de Young del Concreto	E_c	2.15×10^7	kN/m ²
Rigidez axial	EA_1	8.62×10^6	kN/m
Rigidez a flexión	EI	1.15×10^5	kNm ² /m
Coeficiente de Poisson	ν	0.20	-

TABLA N° 6.2: Propiedades del material de la Losa para $f'_c = 21$ MPa y $h = 0.40$ m.
Fuente: Elaboración Propia

Las figuras siguientes ilustran la configuración de estos parámetros que se encuentran en la pestaña "general" y "mechanical" del software numérico dentro del software de simulación numérica. La Figura N° 6.2 muestra las propiedades generales del estrato de suelo de interés, la Figura N° 6.3 muestra las propiedades mecánicas, mientras que la Figura N° 6.4 detalla los parámetros asignados a la platea de cimentación.

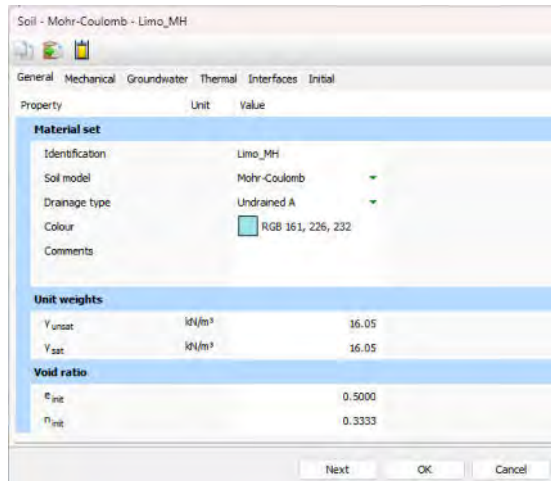


FIGURA N° 6.2: Parámetros del estrato de interés en software numérico.
Fuente: Elaboración Propia

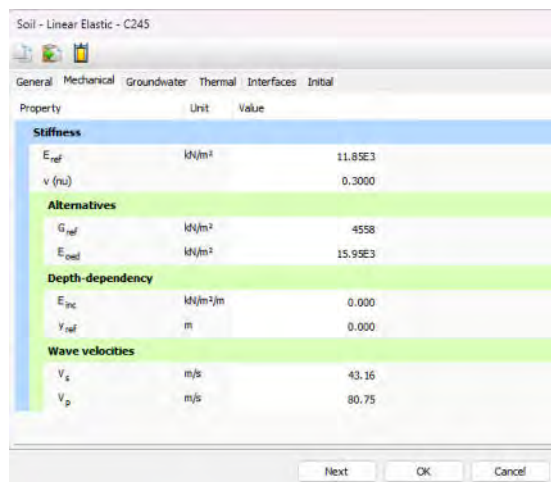


FIGURA N° 6.3: Propiedades mecánicas del suelo.
Fuente: Elaboración Propia

6.2 Caracterización estratigráfica del terreno

El subsuelo está conformado por una sola capa de arcilla que alcanza una profundidad de -5.20 m. Dado que el objetivo principal es evaluar la estabilidad de la cimentación, no resulta necesario modelar todo el espesor de la capa arcillosa; basta con considerar un intervalo entre las cotas -0.90 m y -4.80 m, siempre que el modelo permita el desarrollo del mecanismo de falla. Es importante señalar que, si el análisis se enfoca en la evolución de las deformaciones, podría ser preciso utilizar un modelo de mayor profundidad, ya que los efectos inducidos por la construcción del terraplén pueden extenderse considerablemente en el perfil.

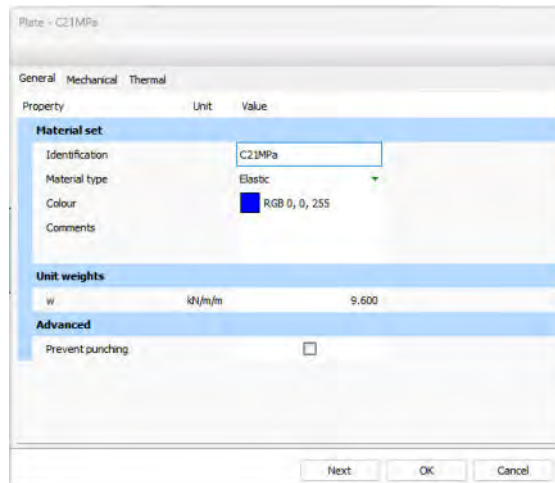


FIGURA N° 6.4: Parámetros de platea en software numérico.
Fuente: Elaboración Propia

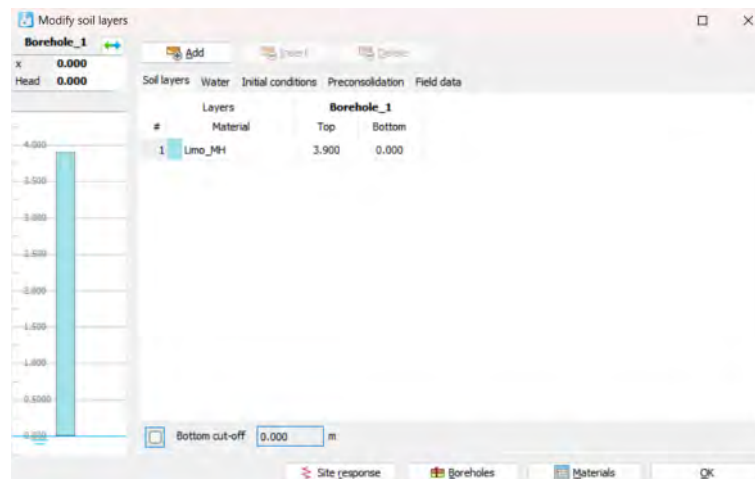


FIGURA N° 6.5: Representación estratigráfica en simulación numérica.
Fuente: Elaboración propia

6.2.1 Generación de la Malla de Elementos Finitos

El modelo geométrico fue discretizado en una red de elementos finitos. Se emplearon elementos adecuados para el suelo y la platea, siendo triángulos los seleccionados para el modelo 2D. La densidad de la malla se estableció de forma no uniforme para optimizar el balance entre precisión y eficiencia computacional:

- **Zona de Interés:** Se aplicó una malla fina y uniforme directamente debajo de la platea y en la vecindad de los 5 ejes de carga. El tamaño reducido de los elementos en estas áreas críticas permite capturar con alta precisión las distribuciones de esfuerzos y deformaciones,

que son esenciales para el cálculo del módulo de balasto.

- **Zonas Alejadas:** La malla se hizo gradualmente más gruesa a medida que se alejaba de la platea. Esta estrategia optimiza el tiempo computacional sin comprometer la exactitud en la región de interés, donde los gradientes de esfuerzo y deformación son menos pronunciados.

La Figura N° 6.6 muestra la configuración del mallado implementado.

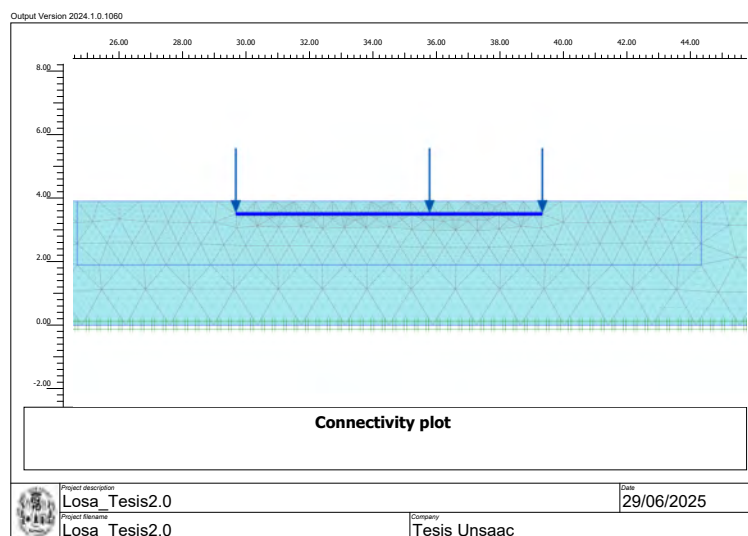


FIGURA N° 6.6: Mallado de modelo numérico.
Fuente: Elaboración Propia

6.3 Aplicación de Cargas y Análisis

Esta fase final del método numérico abarca la simulación de las solicitaciones que la platea transmitirá al suelo y la ejecución del cálculo para obtener los parámetros necesarios.

6.3.1 Cargas Aplicadas

Se aplicaron las cargas concentradas (fuerzas) en los puntos específicos de la platea que corresponden a la ubicación de cada una de las 5 columnas o ejes estructurales. Estas cargas representan las solicitaciones de la superestructura sobre la cimentación. Adicionalmente, el peso propio de la platea y del suelo se consideró automáticamente por el software durante el análisis gravitacional inicial. La distribución de estas cargas se ilustra en la Figura N° 6.7.

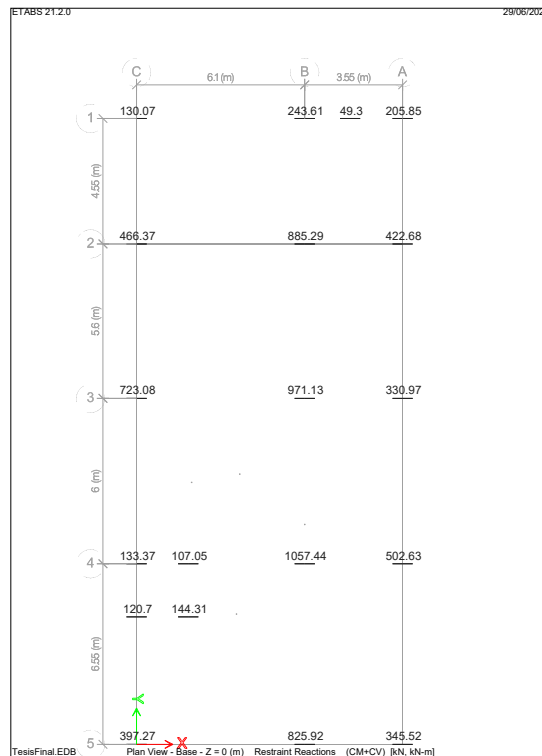


FIGURA N° 6.7: Cargas en Platea en kN.
Fuente: Elaboración Propia

6.4 Determinación del “módulo de reacción del suelo” en el Eje 1

Este apartado detalla el procedimiento utilizado para calcular el “módulo de reacción del suelo” (K_s) correspondiente al Eje 1 de la cimentación. Este parámetro reviste gran importancia, ya que permite evaluar la capacidad del terreno para resistir las cargas verticales transmitidas por la estructura, siendo esencial para el diseño eficiente de la platea de cimentación.

6.4.1 Caracterización del Caso y Cargas Consideradas

El estudio se orientó a estimar la presión máxima de contacto (q_1) y el asentamiento vertical asociado (s_1) en los puntos de interacción entre la platea y las columnas ubicadas sobre el Eje 1. Las cargas verticales aplicadas en dichos puntos fueron las siguientes:

- Punto A: 130.07 kN
- Punto B: 243.61 kN

- Punto C: 205.85 kN

Estas solicitaciones fueron incorporadas en el modelo numérico con el fin de simular su efecto sobre el comportamiento deformacional del suelo subyacente. La Figura 6.8 presenta la configuración del análisis, en la que se representa la platea y los puntos de aplicación de las cargas, correspondiente a una fase del modelo denominada "Cargas eje 1".

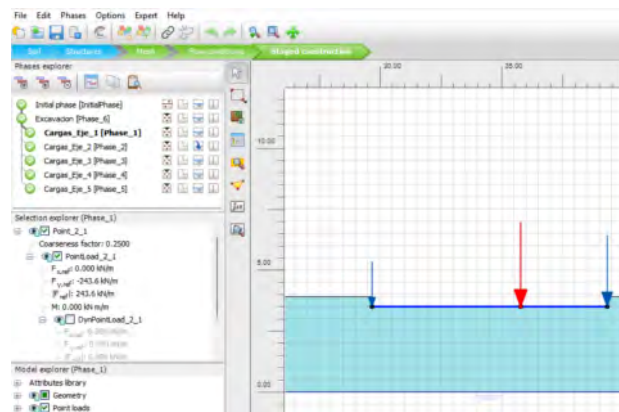


FIGURA N° 6.8: Modelo numérico y distribución de cargas en el Eje 1.
Fuente: Elaboración propia.

6.4.2 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones

Para determinar el K_s , es esencial analizar la distribución de esfuerzos y las deformaciones resultantes en el suelo.

6.4.2.1 Distribución del Esfuerzo Desviador El esfuerzo desviador (q) cuantifica la magnitud del esfuerzo diferencial aplicado en el suelo. Su distribución a lo largo del Eje 1 es vital para entender cómo se transmiten las tensiones bajo la cimentación. La Figura 6.9 muestra esta distribución, permitiendo una visualización clara de las zonas con mayor concentración de esfuerzo.

6.4.2.2 Deformaciones Verticales o Asentamientos Las deformaciones verticales del suelo (u_y), también conocidas como asentamientos locales, son un indicador directo de la respuesta del suelo a las cargas aplicadas. La Figura 6.10 ilustra estas deformaciones, las cuales son fundamentales para calcular el "módulo de reacción del suelo".

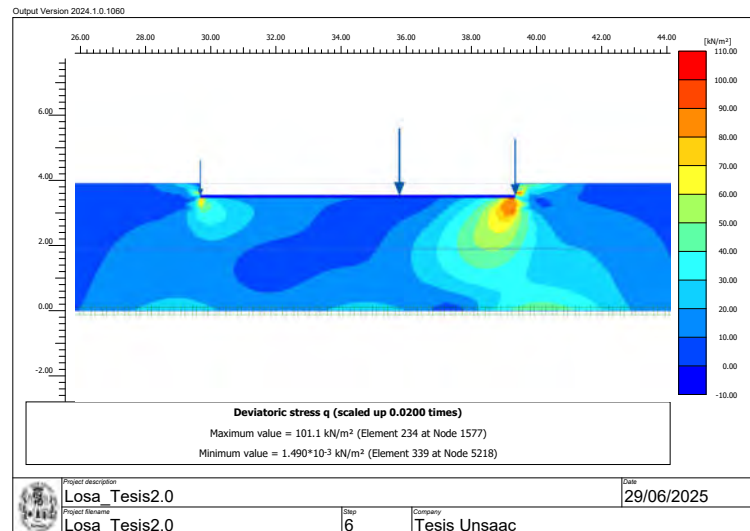


FIGURA N° 6.9: Gráfico del Esfuerzo Desviador en el Eje 1.
Fuente: Elaboración propia.

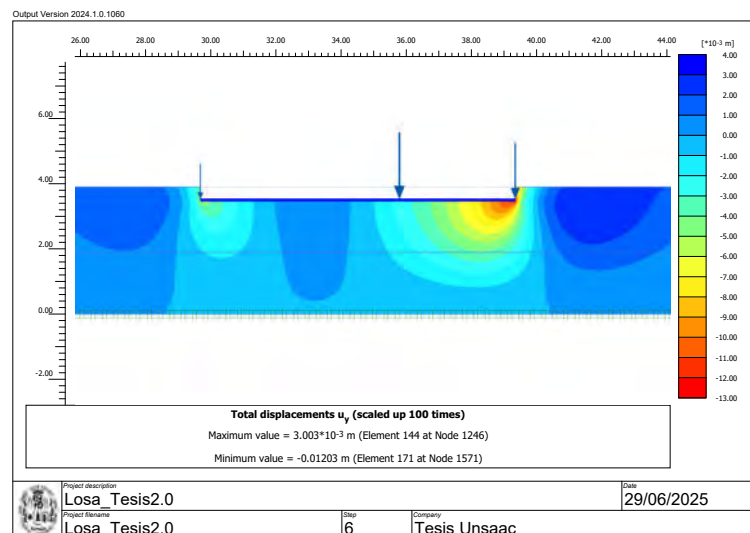


FIGURA N° 6.10: Gráfico de Deformaciones Verticales en el Eje 1.
Fuente: Elaboración propia.

6.4.3 Determinación del “módulo de reacción del suelo” K_s

El “módulo de reacción del suelo” (K_s) es un parámetro que caracteriza la “rigidez del suelo” y su capacidad para resistir la deformación bajo carga. Se calcula como la relación entre el “esfuerzo aplicado - deformación vertical” resultante en cada punto:

$$K_s = \frac{q}{u_y}$$

Donde:

- q es el esfuerzo aplicado [kN m^{-2}]
- u_y es la deformación vertical (asentamiento) [m]

La Figura Figura N° 6.11 representa gráficamente la relación esfuerzo-deformación, lo que permite visualizar la “rigidez del suelo” en la zona de análisis. Esta gráfica es clave para entender la respuesta del suelo.

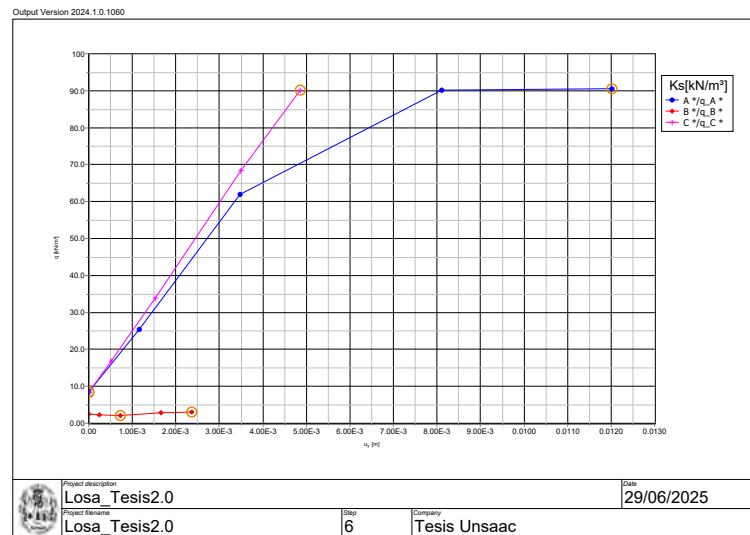


FIGURA N° 6.11: Gráfico de Esfuerzo Desviador vs Deformación Vertical en el Eje 1.
Fuente: Elaboración propia.

6.4.4 Resultados Numéricos y Análisis Punto por Punto

A continuación, se presentan los resultados detallados del análisis numérico para cada punto (A, B y C), incluyendo los valores de esfuerzo (q), asentamiento (u_y) y el módulo K_s estimado.

6.4.4.1 Eje 1 - Punto A: En la Tabla N° 6.3 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.12. En la 6.12 se muestra la la grafica del esfuerzo

desviador vs la deformacion vertical u_y .

TABLA N° 6.3: Valores de K_s en el eje 1-A.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
4	0.000	8.493	0.0
5	1.159	25.322	21,853.8
6	3.475	61.994	17,838.8
7	8.105	90.065	11,111.7
8	12.026	90.451	7,521.4
Promedio K_s			11,665.2
Máximo K_s			21,853.8

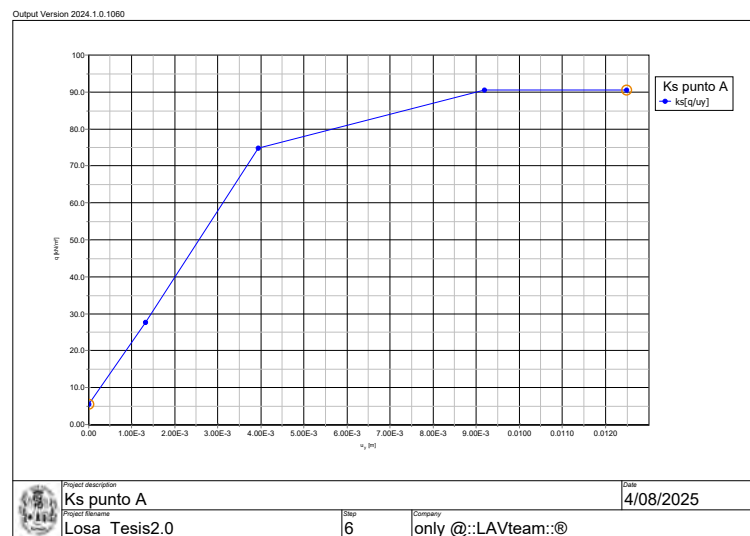


FIGURA N° 6.12: Distribución de esfuerzos y deformaciones en Eje 1 Punto A.
Fuente: Elaboración propia.

6.4.4.2 Eje 1 - Punto B: En la Tabla N° 6.4 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del gráfico mostrado en la Figura N° 6.13. En la 6.13 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deformacion vertical u_y .

6.4.4.3 Eje 1 - Punto C: En la Tabla N° 6.5 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del gráfico mostrado en la Figura N° 6.14. En la 6.14 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deformacion vertical u_y .

TABLA N° 6.4: Valores de K_s en el eje 1-B.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
4	0.000	2.401	0.0
5	0.242	2.221	9,181.1
6	0.720	2.153	2,987.9
7	1.649	2.801	1,698.1
8	2.371	3.094	1,304.9
Promedio K_s			3,034.4
Máximo K_s			9,181.1

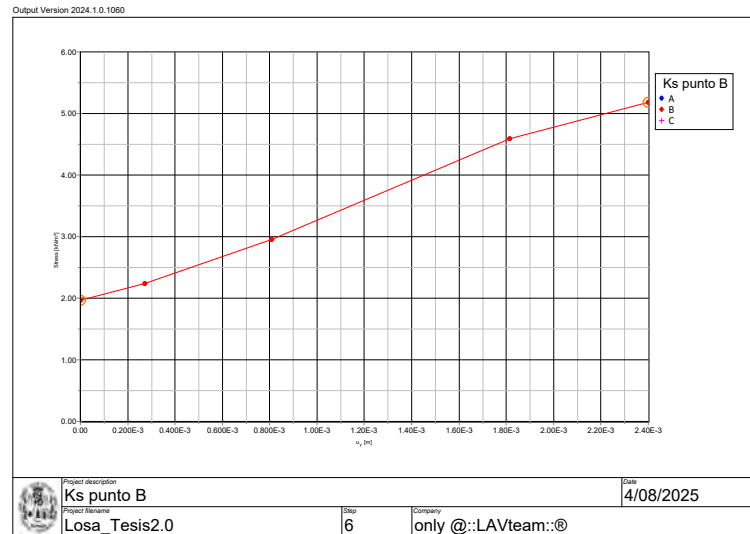


FIGURA N° 6.13: Distribución de esfuerzos y deformaciones en Eje 1 Punto B.
Fuente: Elaboración propia.

TABLA N° 6.5: Valores de K_s en el eje 1-C.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
4	0.000	8.420	0.0
5	0.514	16.769	32,612.5
6	1.528	33.872	22,169.3
7	3.492	68.298	19,557.7
8	4.855	90.066	18,550.7
Promedio K_s			18,578.0
Máximo K_s			32,612.5

6.4.5 Interpretación de los Resultados

Los resultados obtenidos para el “módulo de reacción del suelo” (K_s) en los ejes 1-A, 1-B y 1-C evidencian una importante variabilidad en la rigidez del terreno bajo la platea de cimentación.

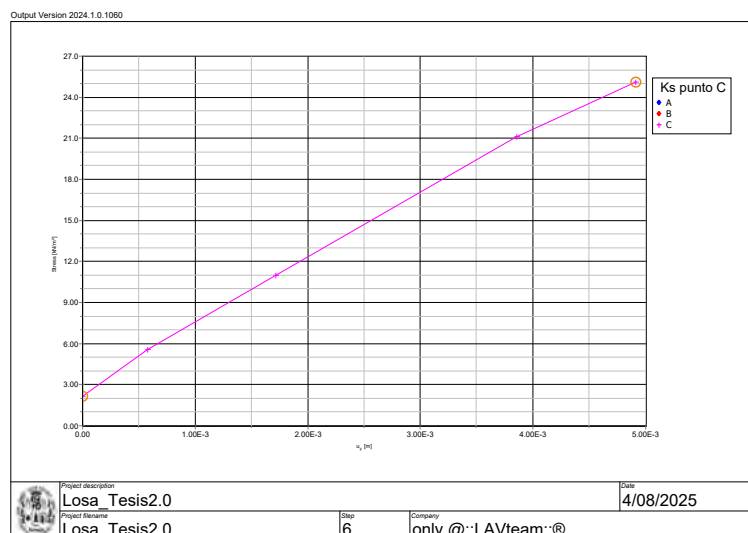


FIGURA N° 6.14: Distribución de esfuerzos y deformaciones en el Eje 1, Punto C.
Fuente: Elaboración propia.

El eje 1-A muestra valores elevados (promedio de 11,665.2 kN/m³ y máximo de 21,853.8 kN/m³), mientras que el eje 1-B presenta una rigidez considerablemente menor (promedio de 3,034.4 kN/m³ y máximo de 9,181.1 kN/m³), lo cual sugiere heterogeneidad del suelo o diferencias en las condiciones de carga y deformación. La incorporación del eje 1-C refuerza esta conclusión, con un promedio de K_s de 18,578.0 kN/m³ y un máximo de 32,612.5 kN/m³, lo que indica zonas del terreno de alta rigidez en comparación con los otros dos ejes. Estas discrepancias deben considerarse cuidadosamente en el diseño estructural para mitigar efectos de asentamientos diferenciales y garantizar una respuesta uniforme del sistema de cimentación.

6.5 Determinación del “módulo de reacción del suelo” en el Eje 2

Este apartado extiende el procedimiento de análisis para calcular el “módulo de reacción del suelo” (K_s) correspondiente al Eje 2 de la cimentación. Al igual que en el análisis del Eje 1, este cálculo es fundamental para evaluar la capacidad portante del terreno y su comportamiento bajo carga, lo que es crítico para el diseño estructural de la platea y la prevención de asentamientos.

6.5.1 Caracterización del Caso y Cargas Consideradas

El estudio se focalizó en estimar la presión máxima de contacto (q_2) y el asentamiento vertical (s_2) en los puntos de interacción entre la platea y las columnas ubicadas sobre el Eje 2. Las cargas verticales aplicadas en estos puntos fueron las siguientes:

- Punto A: 466.4 kN
- Punto B: 885.3 kN
- Punto C: 422.7 kN

Estas solicitaciones, representativas de las cargas estructurales, se incorporaron al modelo numérico para simular su efecto en el comportamiento deformacional del suelo. La Figura 6.15 muestra la configuración del análisis, con la platea y los puntos de aplicación de las cargas, correspondiente a la fase del modelo *cargas_eje_2*.

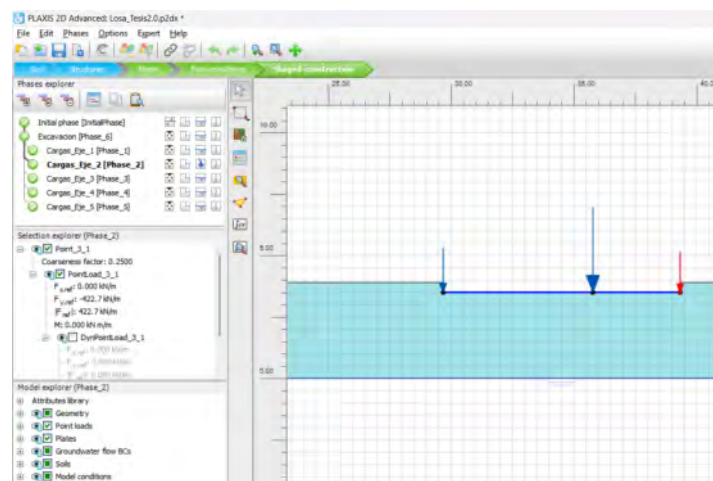


FIGURA N° 6.15: Modelo numérico y distribución de cargas en el Eje 2.
Fuente: Elaboración propia.

6.5.2 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones

Para la determinación del K_s en el Eje 2, se procedió a analizar la distribución de esfuerzos y las deformaciones resultantes en el suelo, tal como se realizó en el Eje 1.

6.5.2.1 Distribución del Esfuerzo Desviador El esfuerzo desviador (q) en el Eje 2, que cuantifica la magnitud del esfuerzo diferencial aplicado, se analizó para comprender la transmisión de tensiones bajo la cimentación. La Figura 6.16 presenta esta distribución, identificando las zonas de mayor concentración de esfuerzo a lo largo del eje.

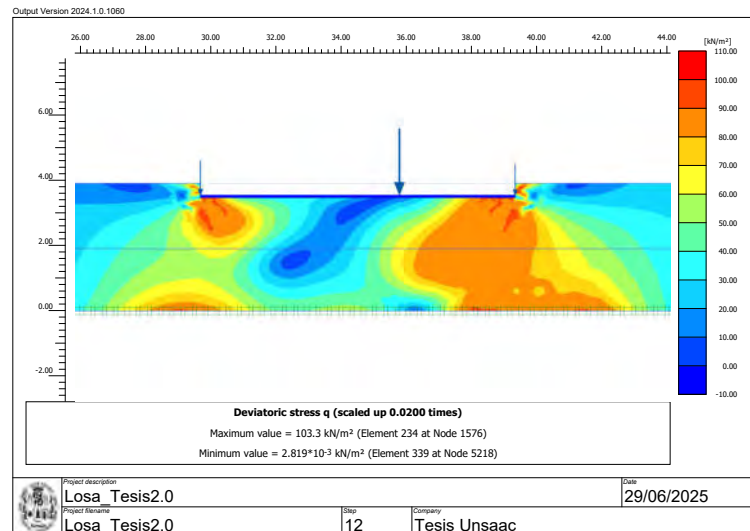


FIGURA N° 6.16: Gráfico del Esfuerzo Desviador en el Eje 2.
Fuente: Elaboración propia.

6.5.2.2 Deformaciones Verticales o asentamientos Las deformaciones verticales (u_y) del suelo en el Eje 2, que reflejan su respuesta directa a las cargas, se obtuvieron del modelo numérico. La Figura 6.17 ilustra estas deformaciones, siendo un insumo clave para el cálculo del “módulo de reacción del suelo”.

6.5.3 Determinación del “módulo de reacción del suelo” K_s

La metodología para la determinación del “módulo de reacción del suelo” (K_s) es consistente y se basa en la relación entre el “esfuerzo aplicado - deformación vertical” resultante, siguiendo la ecuación:

$$K_s = \frac{q}{u_y}$$

Donde:

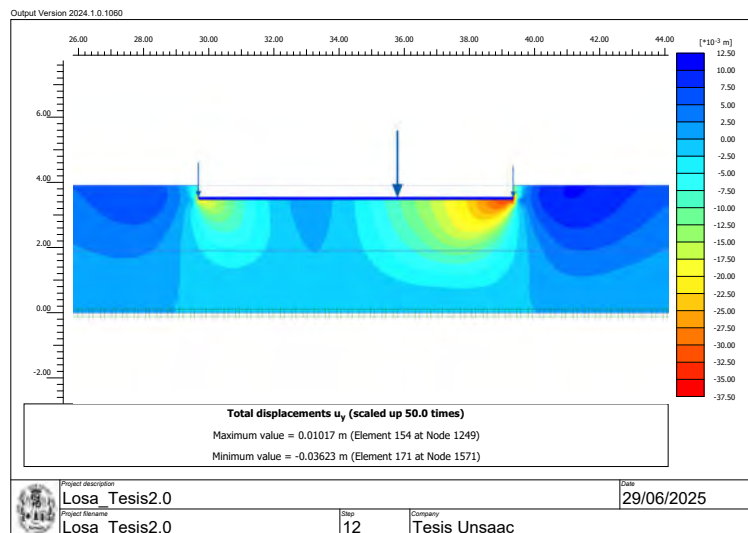


FIGURA N° 6.17: Gráfico de Deformaciones Verticales en el Eje 2.
Fuente: Elaboración propia.

- q es el esfuerzo aplicado [kN m^{-2}]
- u_y es la deformación vertical (asentamiento) [m]

La Figura Figura N° 6.18 presenta la relación esfuerzo-deformación para el Eje 2, proporcionando una representación visual de la “rigidez del suelo” en esta zona.

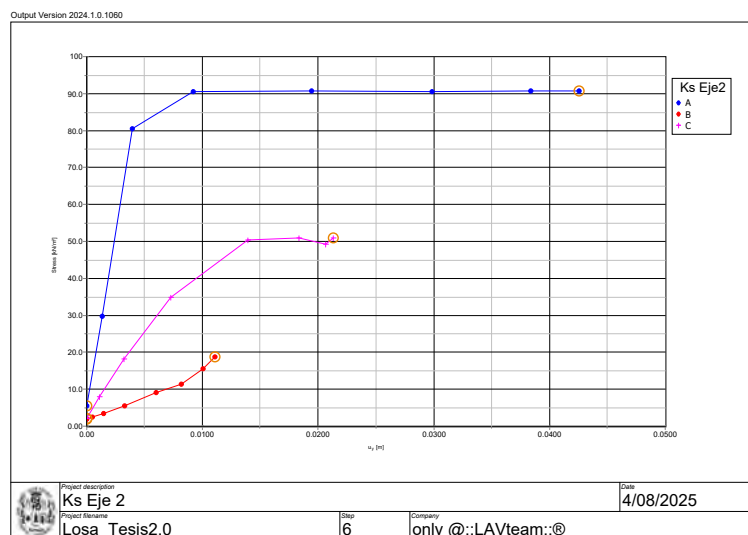


FIGURA N° 6.18: Gráfico de Esfuerzo Desviador vs Deformación Vertical en el Eje 2.
Fuente: Elaboración propia.

6.5.4 Resultados Numéricos y Análisis Punto por Punto

A continuación, se presentan los resultados detallados del análisis numérico para cada punto (A, B y C), incluyendo los valores de esfuerzo (q), asentamiento (u_y) y el módulo K_s estimado.

6.5.4.1 Eje 2 - Punto A: En la Tabla N° 6.6 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.19. En la 6.19 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deformacion vertical u_y .

TABLA N° 6.6: Valores de K_s en el eje 2-A.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
9	0.000	8.493	0.0
10	1.479	34.419	23,275.8
11	4.436	90.065	20,305.1
12	10.363	90.844	8,766.2
13	20.757	91.762	4,420.7
14	31.270	91.678	2,931.8
15	36.228	91.509	2,525.9
Promedio K_s			8,889.4
Máximo K_s			23,275.8

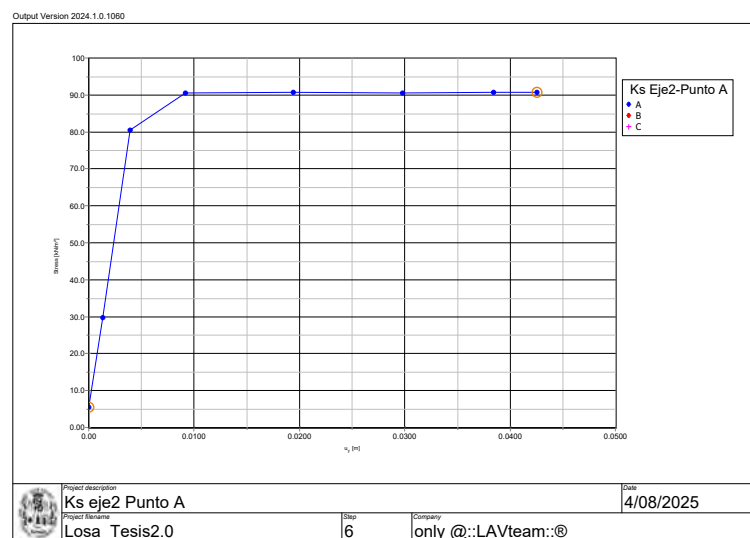


FIGURA N° 6.19: Distribución de esfuerzos y deformaciones en Eje 2 Punto A.
Fuente: Elaboración propia.

6.5.4.2 Eje 2 - Punto B: En la Tabla N° 6.7 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.19. En la 6.20 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deforacion vertical u_y .

TABLA N° 6.7: Valores de K_s en el eje 2-B.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
9	0.000	2.401	0.0
10	0.570	1.898	3,329.5
11	1.684	1.238	734.9
12	3.734	2.666	714.2
13	6.481	5.802	895.3
14	8.670	7.517	867.0
15	9.738	9.442	969.6
Promedio K_s			1,072.9
Máximo K_s			3,329.5

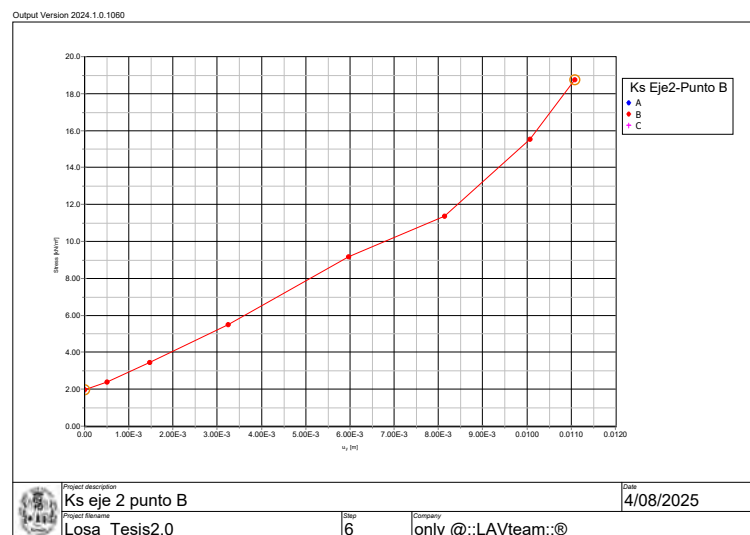


FIGURA N° 6.20: Distribución de esfuerzos y deformaciones en el Eje 2, Punto E.
Fuente: Elaboración propia.

6.5.4.3 Eje 2 - Punto C: En la Tabla N° 6.8 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.21. En la 6.21 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deforacion vertical u_y .

TABLA N° 6.8: Valores de K_s en el eje 2-C.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
9	0.000	8.420	0.0
10	1.219	27.971	22,939.2
11	3.645	69.929	19,184.3
12	8.269	90.066	10,891.7
13	15.138	90.823	5,999.8
14	20.005	90.804	4,539.0
15	21.368	90.726	4,245.8
Promedio K_s			9,685.7
Máximo K_s			22,939.2

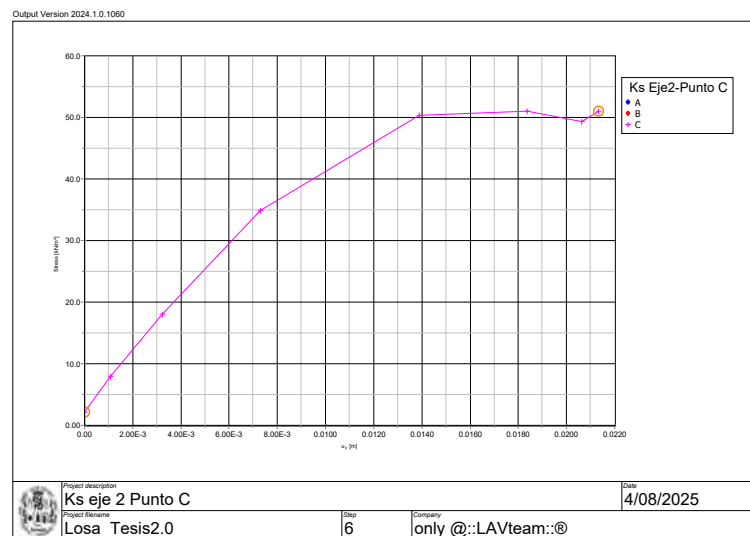


FIGURA N° 6.21: Distribución de esfuerzos y deformaciones en el Eje 2, Punto C.
Fuente: Elaboración propia.

6.5.5 Interpretación de los Resultados

Los datos presentados en las tablas revelan un comportamiento del coeficiente de balasto (K_s) que varía significativamente entre los ejes analizados. En los ejes 2-C y 2-A, se observa una **relación inversa** clara y pronunciada entre el desplazamiento (u_y) y el valor de K_s , lo que indica una **pérdida de rigidez** del suelo a medida que aumenta la deformación. Los valores promedio de K_s en estos dos ejes son de 9,685.7 kN/m³ y 8,889.4 kN/m³ respectivamente, sugiriendo un comportamiento del suelo similar. Por otro lado, el eje 2-B muestra un comportamiento radicalmente distinto, con un valor promedio de K_s de solo 1,072.9 kN/m³, lo que indica que el suelo en esta zona es **mucho menos rígido** que en los ejes 2-C y 2-A. Los valores máximos de K_s también

reflejan esta diferencia, siendo 22,939.2 kN/m³ para el eje 2-C y 23,275.8 kN/m³ para el eje 2-A, mientras que para el eje 2-B es de 3,329.5 kN/m³. Este hallazgo subraya la **heterogeneidad** de las propiedades del suelo a lo largo de la estructura y la importancia de evaluar cada sección de forma independiente.

6.6 Determinación del “módulo de reacción del suelo” en el Eje 3

Este apartado continúa con el procedimiento de análisis para calcular el “módulo de reacción del suelo” (K_s), enfocado ahora en el Eje 3 de la cimentación. Como en los ejes anteriores, este cálculo es esencial para comprender la respuesta del terreno ante las cargas estructurales, lo cual es crítico para un diseño seguro y eficiente de la platea de cimentación.

6.6.1 Caracterización del Caso y Cargas Consideradas

El estudio se concentró en la estimación de la presión máxima de contacto (q_3) y el asentamiento vertical (s_3) en los puntos de interacción entre la platea y las columnas ubicadas sobre el Eje 3. Las cargas verticales aplicadas en estos puntos fueron las siguientes:

- Punto A: 331.0 kN
- Punto B: 971.1 kN
- Punto C: 723.1 kN

Estas solicitaciones, representativas de las cargas estructurales, se incorporaron al modelo numérico para simular su efecto en el comportamiento deformacional del suelo. La Figura muestra la configuración del análisis, con la platea y los puntos de aplicación de las cargas, correspondiente a la fase del modelo cargas eje 3.

6.6.2 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones

Para la determinación del K_s en el Eje 3, se procedió a analizar la distribución de esfuerzos y las deformaciones resultantes en el suelo.

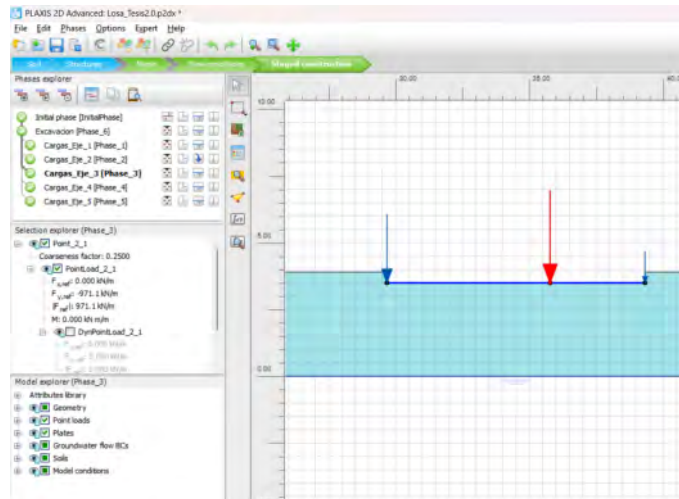


FIGURA N° 6.22: Modelo numérico y distribución de cargas en el Eje 3.
Fuente: Elaboración propia.

6.6.2.1 Distribución del Esfuerzo Desviador El esfuerzo desviador (q) en el Eje 3, que cuantifica la magnitud del esfuerzo diferencial aplicado, se analizó para comprender la transmisión de tensiones bajo la cimentación. La Figura presenta esta distribución, identificando las zonas de mayor concentración de esfuerzo a lo largo del eje.

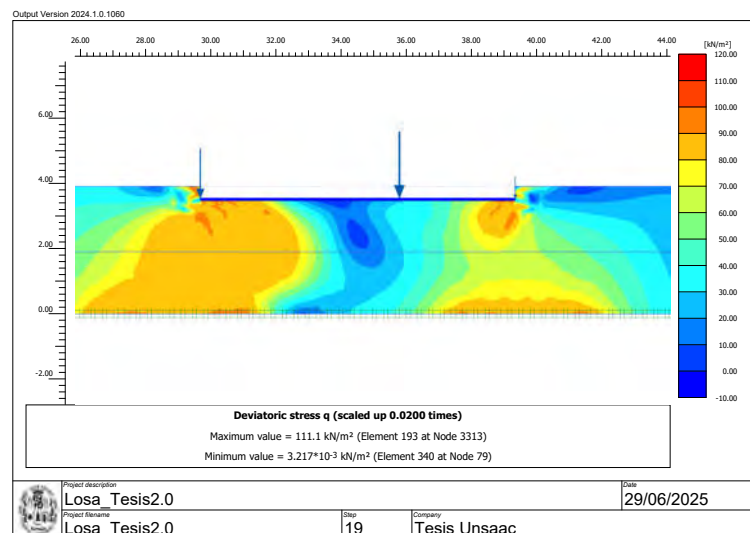


FIGURA N° 6.23: Gráfico del Esfuerzo Desviador en el Eje 3.
Fuente: Elaboración propia.

6.6.2.2 Deformaciones Verticales o Asentamientos Las deformaciones verticales (u_y) del suelo en el Eje 3, que reflejan su respuesta directa a las cargas, se obtuvieron del modelo nu-

mérico. La Figura ilustra estas deformaciones, siendo un insumo clave para el cálculo del “módulo de reacción del suelo”.

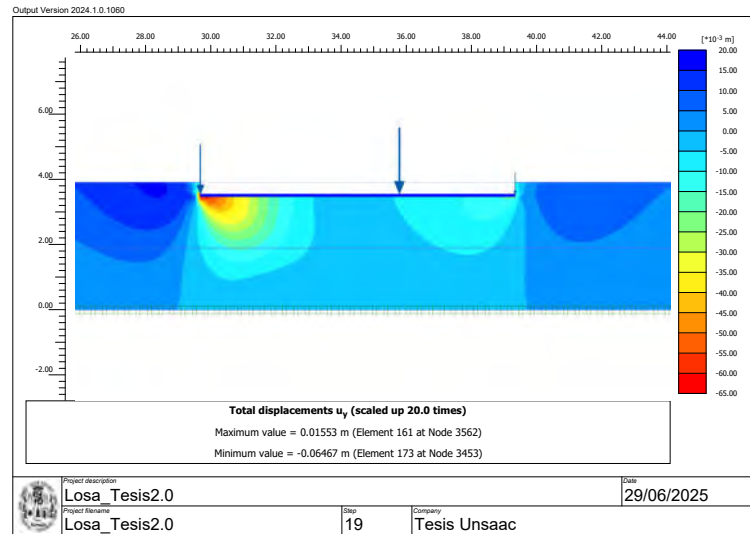


FIGURA N° 6.24: Gráfico de Deformaciones Verticales en el Eje 3.
Fuente: Elaboración propia.

6.6.3 Determinación del “módulo de reacción del suelo” K_s

La metodología para la determinación del “módulo de reacción del suelo” (K_s) es consistente y se basa en la relación entre el “esfuerzo aplicado - deformación vertical” resultante, siguiendo la ecuación:

$$K_s = \frac{q}{u_y}$$

Donde:

- q : esfuerzo aplicado, en kNm^{-2} .
- u_y : deformación vertical (asentamiento), en m.

La Figura presenta la relación esfuerzo-deformación para el Eje 3, proporcionando una representación visual de la “rigidez del suelo” en esta zona.

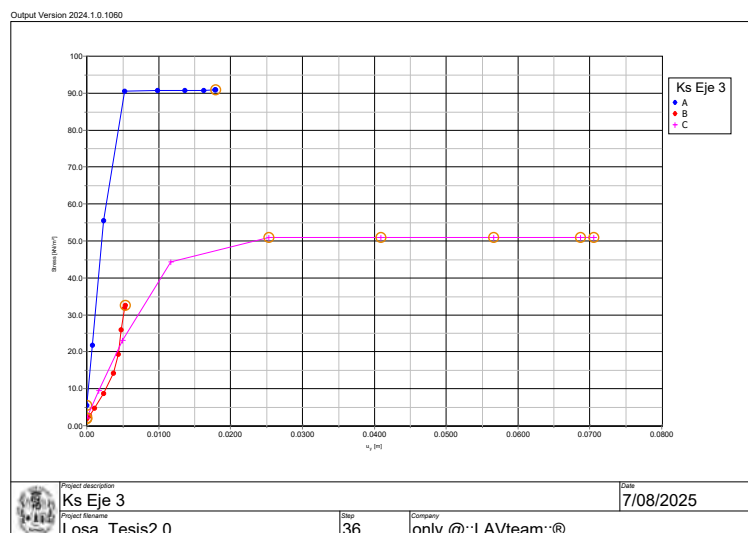


FIGURA N° 6.25: Gráfico de Esfuerzo Desviador vs Deformación Vertical en el Eje 3.
Fuente: Elaboración propia.

6.6.4 Resultados Numéricos y Análisis Punto por Punto

A continuación, se presentan los resultados detallados del análisis numérico para cada punto (A, B y C), incluyendo los valores de esfuerzo (q), asentamiento (u_y) y el módulo K_s estimado.

6.6.4.1 Eje 3 - Punto A: En la Tabla N° 6.9 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.25. En la Figura N° 6.26 se muestra la grafica del esfuerzo desviador vs la deforacion vertical u_y .

TABLA N° 6.9: Valores de K_s en el eje 3-A.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m²)	K_s (kN/m³)
17	0.000	5.462	0.0
18	0.800	21.753	27,198.6
19	2.376	55.507	23,362.7
20	5.258	90.561	17,223.0
21	9.864	90.713	9,196.1
22	13.640	90.766	6,654.6
23	16.267	90.810	5,582.6
24	17.803	90.832	5,102.0
25	17.950	90.838	5,060.8
Promedio K_s			11,042.3
Máximo K_s			27,198.6

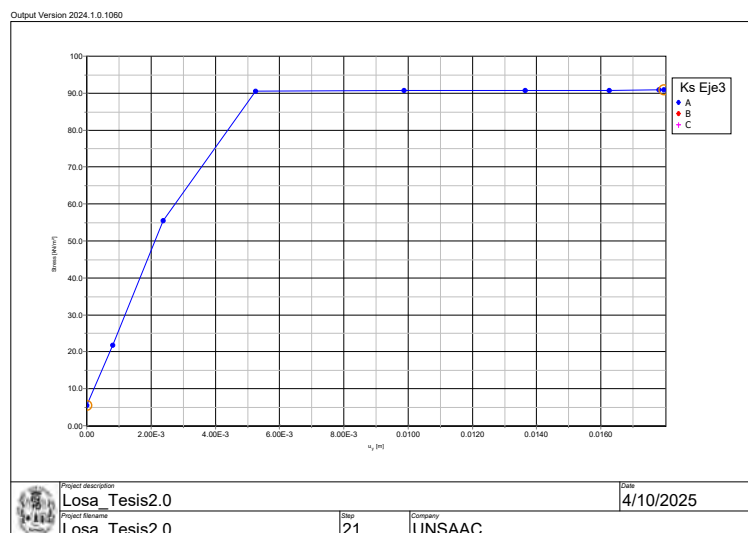


FIGURA N° 6.26: Distribución de esfuerzos y deformaciones en Eje 3 Punto A.
Fuente: Elaboración propia.

6.6.4.2 Eje 3 - Punto B: En la Tabla N° 6.10 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.25. En la Figura N° 6.27 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deformacion vertical u_y .

TABLA N° 6.10: Valores de K_s en el eje 3-B.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
17	0.000	1.969	0.0
18	0.380	2.597	6,839.4
19	1.102	4.656	4,225.6
20	2.318	8.670	3,740.0
21	3.749	14.117	3,765.5
22	4.382	19.344	4,414.2
23	4.804	26.026	5,418.0
24	5.233	31.782	6,072.8
25	5.311	32.635	6,144.5
Promedio K_s			4,513.3
Máximo K_s			6,839.4

6.6.4.3 Eje 3 - Punto C: En la Tabla N° 6.11 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.25. En la Figura N° 6.28 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deformacion vertical u_y .

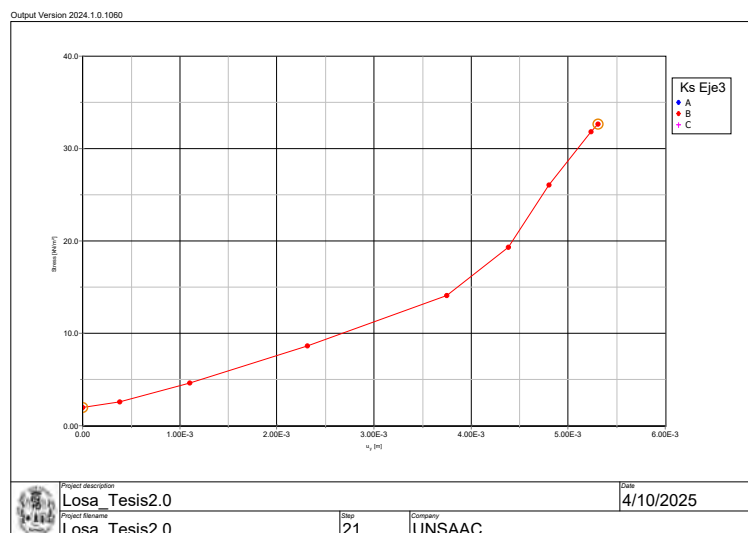


FIGURA N° 6.27: Distribución de esfuerzos y deformaciones en el Eje 3, Punto B.
Fuente: Elaboración propia.

TABLA N° 6.11: Valores de K_s en el eje 3-C.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
17	0.000	2.151	0.0
18	1.667	9.513	5,705.7
19	5.001	23.047	4,608.3
20	11.699	44.372	3,792.9
21	25.322	50.990	2,013.7
22	40.901	50.990	1,246.7
23	56.636	50.990	900.3
24	68.742	50.990	741.8
25	70.519	50.990	723.1
Promedio K_s			2,192.5
Máximo K_s			5,705.7

6.6.5 Interpretación de los Resultados

Del análisis de los valores obtenidos para el “módulo de reacción del suelo” (K_s) en los ejes 3-A, 3-B y 3-C, se observa una variación significativa en la “rigidez del suelo” a lo largo de estos tramos. El eje 3-A presenta los valores más elevados, con un K_s promedio de 11828.7 kNm⁻³ y un valor máximo de 29610.7 kNm⁻³, lo que indica una mayor rigidez en comparación con los otros ejes. En contraste, el eje 3-B muestra los valores más bajos, con un promedio de 3716.3 kNm⁻³ y un máximo de 5491.5 kNm⁻³, reflejando un suelo más compresible en esa zona. Por su par-

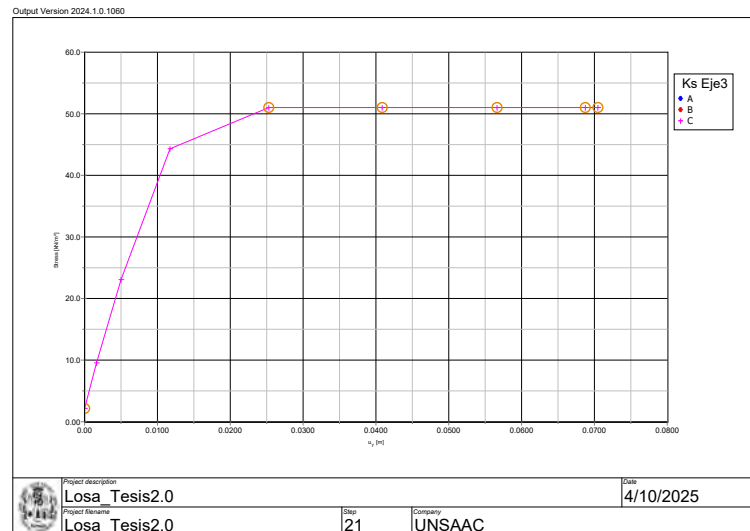


FIGURA N° 6.28: Distribución de esfuerzos y deformaciones en el Eje 3, Punto C.
Fuente: Elaboración propia.

te, el eje 3-C presenta valores intermedios, con un promedio de 6264.3 kN m^{-3} y un máximo de $18764.2 \text{ kN m}^{-3}$, lo cual sugiere una transición de rigidez entre los extremos analizados. Estos resultados evidencian la heterogeneidad del comportamiento del suelo bajo la cimentación, lo cual es un factor crítico a considerar en el diseño estructural y en la distribución de cargas.

6.7 Determinación del “módulo de reacción del suelo” en el Eje 4

Este apartado extiende el análisis para calcular el “módulo de reacción del suelo” (K_s), concentrándose en el Eje 4 de la cimentación. Este cálculo es fundamental para caracterizar la rigidez del terreno y su respuesta ante las cargas estructurales, lo cual es vital para el diseño de la platea de cimentación.

6.7.1 Caracterización del Caso y Cargas Consideradas

El estudio se enfoca en la estimación de la presión máxima de contacto (q_4) y el asentamiento vertical (s_4) en los puntos de interacción entre la platea y las columnas situadas sobre el Eje 4. Las cargas verticales aplicadas en estos puntos fueron las siguientes:

- Punto A: 502.6 kN
- Punto B: 1027.0 kN

- Punto C: 505.5 kN

Estas solicitaciones fueron incorporadas al modelo numérico para simular el comportamiento deformacional del suelo. La Figura muestra la configuración del análisis, con la platea y los puntos de aplicación de las cargas, correspondiente a la fase del modelo cargas eje 4.

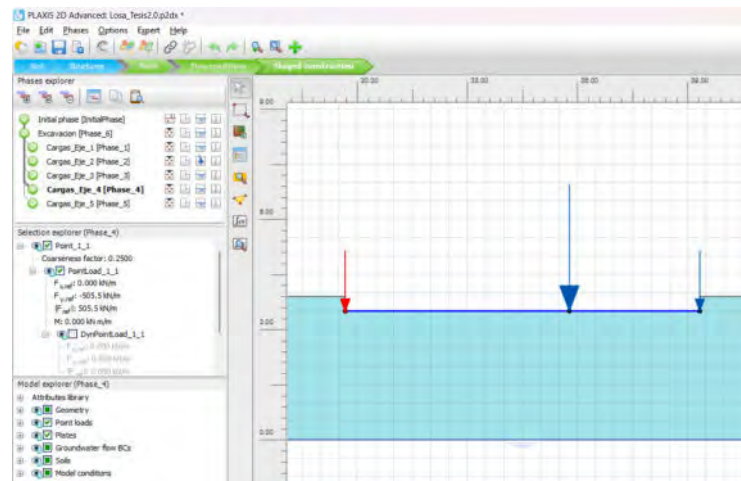


FIGURA N° 6.29: Modelo numérico y distribución de cargas en el Eje 4.
Fuente: Elaboración propia.

6.7.2 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones

Para la determinación del K_s en el Eje 4, se analizó la distribución de esfuerzos y las deformaciones resultantes en el suelo.

6.7.2.1 Distribución del Esfuerzo Desviador El esfuerzo desviador (q) en el Eje 4, que cuantifica la magnitud del esfuerzo diferencial aplicado, se analizó para comprender la transmisión de tensiones bajo la cimentación. La Figura presenta esta distribución, identificando las zonas de mayor concentración de esfuerzo a lo largo del eje.

6.7.2.2 Deformaciones Verticales o Asentamientos Las deformaciones verticales (u_y) del suelo en el Eje 4, que reflejan su respuesta directa a las cargas, se obtuvieron del modelo numérico. La Figura ilustra estas deformaciones, siendo un insumo clave para el cálculo del “módulo de reacción del suelo”.

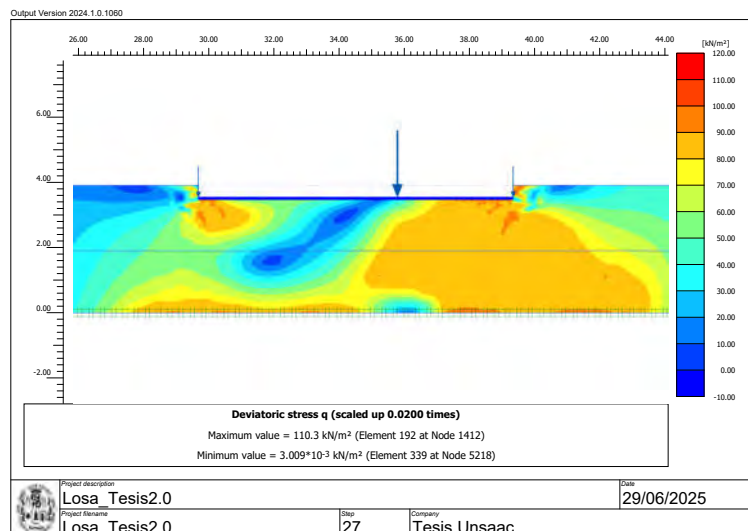


FIGURA N° 6.30: Gráfico del Esfuerzo Desviador en el Eje 4.
Fuente: Elaboración propia.

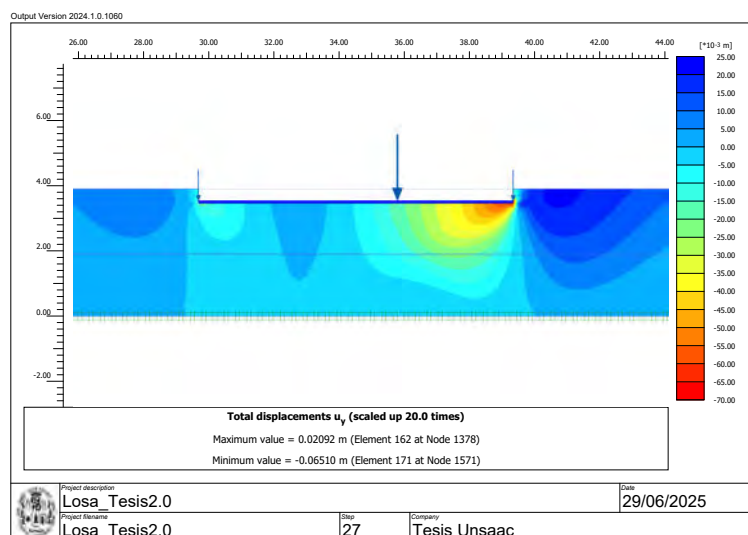


FIGURA N° 6.31: Gráfico de Deformaciones Verticales en el Eje 4.
Fuente: Elaboración propia.

6.7.3 Determinación del “módulo de reacción del suelo” K_s

La metodología para la determinación del “módulo de reacción del suelo” (K_s) es consistente y se basa en la relación entre el “esfuerzo aplicado - deformación vertical” resultante, siguiendo la ecuación:

$$K_s = \frac{q}{u_y}$$

Donde:

- q : esfuerzo aplicado, en kNm^{-2} .
- u_y : deformación vertical (asentamiento), en m.

La Figura presenta la relación esfuerzo-deformación para el Eje 4, proporcionando una representación visual de la “rigidez del suelo” en esta zona.

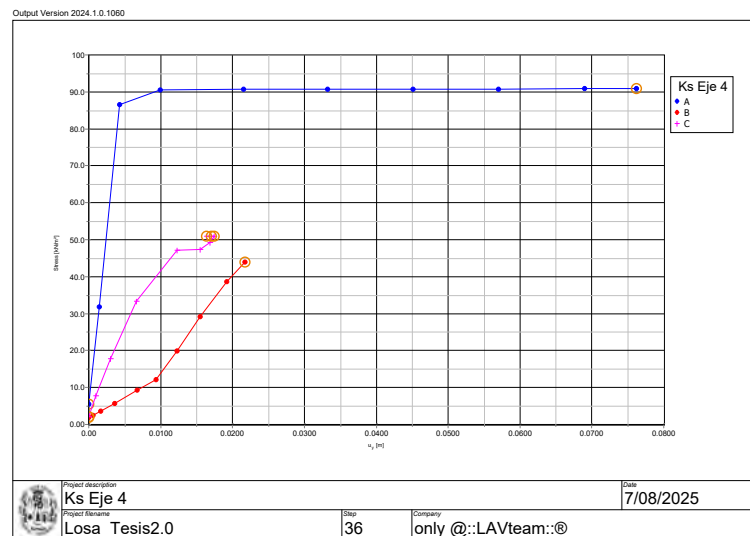


FIGURA N° 6.32: Gráfico de Esfuerzo Desviador vs Deformación Vertical en el Eje 4.
Fuente: Elaboración propia.

6.7.4 Resultados Numéricos y Análisis Punto por Punto

A continuación, se presentan los resultados detallados del análisis numérico para cada punto (D, E y F), incluyendo los valores de esfuerzo (q), asentamiento (u_y) y el módulo K_s estimado.

6.7.4.1 Eje 4 - Punto A: En la Tabla N° 6.12 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del gráfico mostrado en la Figura N° 6.32. En la ?? se muestra la grafica del esfuerzo desviador vs la deformación vertical u_y .

TABLA N° 6.12: Valores de K_s en el eje 4-A.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
24	0.000	8.493	0.0
25	1.562	36.025	23,061.4
26	4.685	90.065	19,223.2
27	10.945	90.915	8,306.6
28	23.325	91.809	3,936.1
29	35.863	91.668	2,556.1
30	48.579	91.420	1,881.9
31	59.962	91.225	1,521.4
32	65.101	91.127	1,399.8
Promedio K_s			6,876.3
Máximo K_s			23,061.4

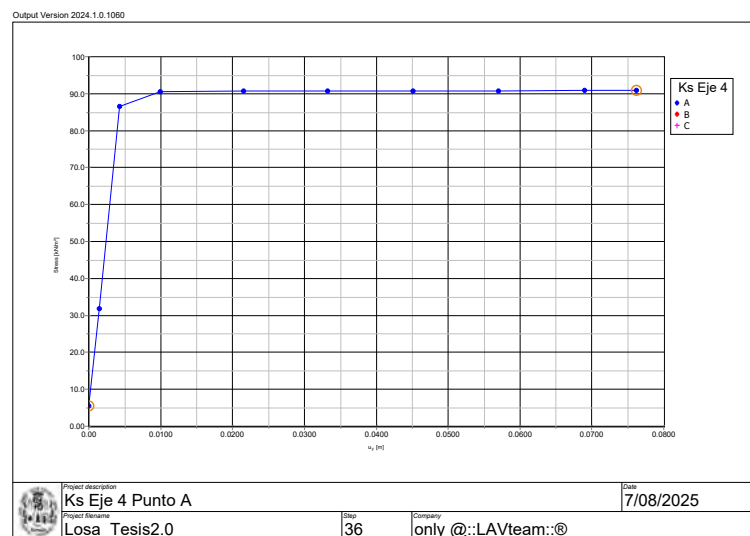


FIGURA N° 6.33: Distribución de esfuerzos y deformaciones en Eje 4 Punto D.
Fuente: Elaboración propia.

6.7.4.2 Eje 4 - Punto B: En la Tabla N° 6.13 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.32. En la Figura N° 6.34 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deformación vertical u_y .

6.7.4.3 Eje 4 - Punto C: En la Tabla N° 6.14 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.32. En la Figura N° 6.35 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deformación vertical u_y .

TABLA N° 6.13: Valores de K_s en el eje 4-B.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
24	0.000	2.401	0.0
25	0.629	1.853	2,947.2
26	1.857	0.967	520.6
27	4.097	2.172	530.2
28	7.396	5.257	710.8
29	10.148	8.335	821.3
30	13.278	17.980	1,354.1
31	16.432	29.348	1,786.1
32	17.947	35.047	1,952.8
Promedio K_s			1,180.3
Máximo K_s			2,947.2

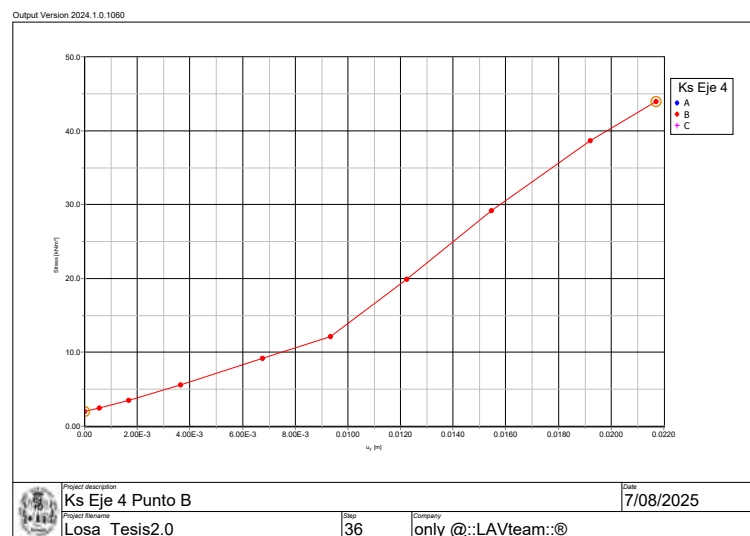


FIGURA N° 6.34: Distribución de esfuerzos y deformaciones en el Eje 4, Punto E.
Fuente: Elaboración propia.

6.7.5 Interpretación de los Resultados

Del análisis de los valores obtenidos para el “módulo de reacción del suelo” (K_s) en los puntos 4-A, 4-B y 4-C, se observa una marcada heterogeneidad en la rigidez del terreno. El punto 4-B presenta la menor rigidez, con un K_s promedio de 1180.3 kNm⁻³ y un máximo de 2947.2 kNm⁻³, lo que sugiere un suelo más compresible en esta zona. Por otro lado, los puntos 4-A y 4-C muestran una rigidez significativamente mayor, con valores promedio de 6876.3 kNm⁻³ y 9270.0 kNm⁻³ respectivamente, y valores máximos que superan los 20000 kNm⁻³. Esta variación en los resulta-

TABLA N° 6.14: Valores de K_s en el eje 4-C.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
24	0.000	8.420	0.0
25	1.106	27.019	24,429.0
26	3.301	66.835	20,244.9
27	7.379	90.066	12,205.1
28	13.571	90.747	6,687.0
29	17.064	90.726	5,316.7
30	18.455	90.691	4,914.0
31	18.834	90.693	4,815.3
32	18.830	90.717	4,817.6
Promedio K_s			9,270.0
Máximo K_s			24,429.0

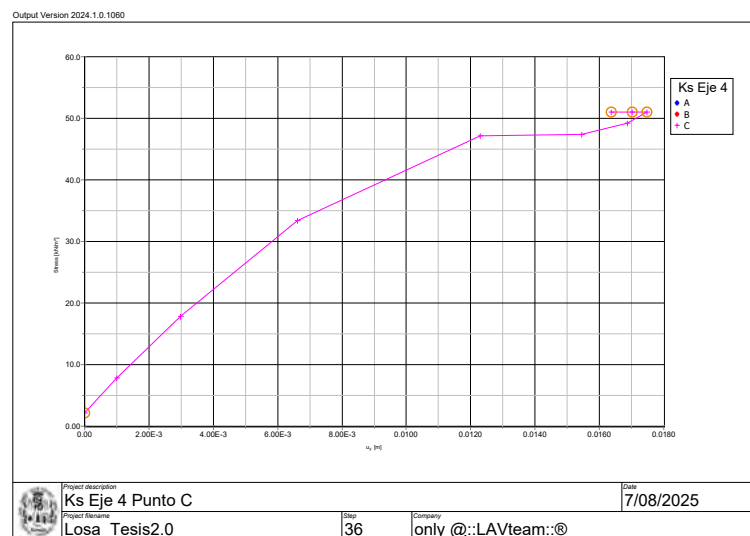


FIGURA N° 6.35: Distribución de esfuerzos y deformaciones en el Eje 4, Punto F.
Fuente: Elaboración propia.

dos evidencia que el comportamiento del suelo no es uniforme a lo largo del eje, siendo un factor crítico para el diseño estructural y la distribución de cargas sobre la cimentación.

6.8 Determinación del “módulo de reacción del suelo” en el Eje 5

Este apartado presenta el análisis para calcular el “módulo de reacción del suelo” (K_s) en el Eje 5 de la cimentación. Este cálculo es esencial para caracterizar la rigidez del terreno y su respuesta ante las cargas estructurales, lo cual es vital para el diseño de la platea de cimentación.

6.8.1 Caracterización del Caso y Cargas Consideradas

El estudio se enfoca en la estimación de la presión de contacto (q_5) y el asentamiento vertical (s_5) en los puntos de interacción entre la platea y las columnas situadas sobre el Eje 5. Las cargas verticales aplicadas en estos puntos fueron las siguientes:

- Punto A: 345.5 kN
- Punto B: 825.9 kN
- Punto C: 397.3 kN

Estas solicitaciones fueron incorporadas al modelo numérico para simular el comportamiento deformacional del suelo. La Figura muestra la configuración del análisis, con la platea y los puntos de aplicación de las cargas, correspondiente a la fase del modelo cargas eje 5.

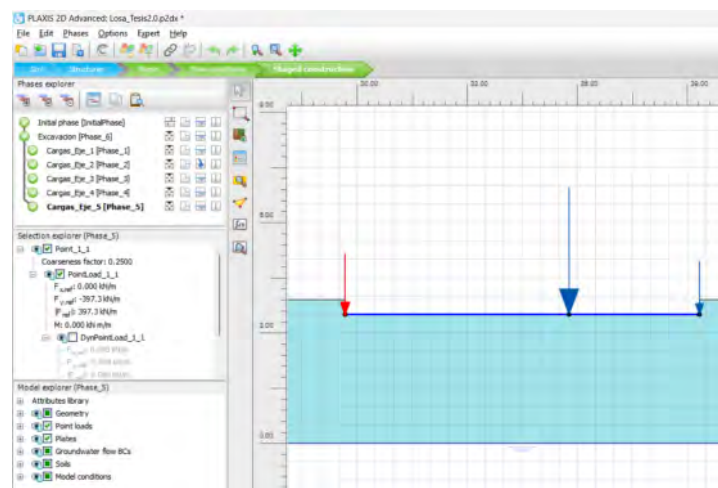


FIGURA N° 6.36: Modelo numérico y distribución de cargas en el Eje 5.
Fuente: Elaboración propia.

6.8.2 Análisis de Esfuerzos y Deformaciones

Para la determinación del K_s en el Eje 5, se analizó la distribución de esfuerzos y las deformaciones resultantes en el suelo.

6.8.2.1 Distribución del Esfuerzo Desviador El esfuerzo desviador (q) en el Eje 5, que cuantifica la magnitud del esfuerzo diferencial aplicado, se analizó para comprender la transmisión

de tensiones bajo la cimentación. La Figura presenta esta distribución, identificando las zonas de mayor concentración de esfuerzo a lo largo del eje.

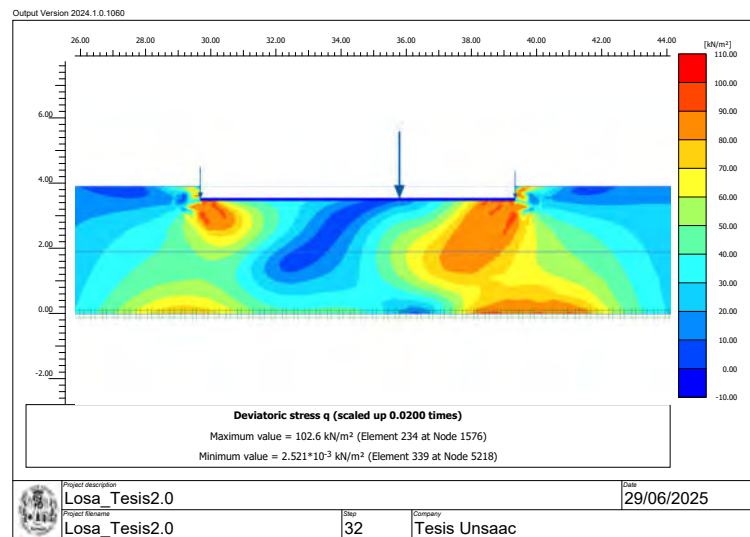


FIGURA N° 6.37: Gráfico del Esfuerzo Desviador en el Eje 5.
Fuente: Elaboración propia.

6.8.2.2 Deformaciones Verticales o Asentamientos Las deformaciones verticales (u_y) del suelo en el Eje 5, que reflejan su respuesta directa a las cargas, se obtuvieron del modelo numérico. La Figura ilustra estas deformaciones, siendo un insumo clave para el cálculo del “módulo de reacción del suelo”.

6.8.3 Determinación del “módulo de reacción del suelo” K_s

La metodología para la determinación del “módulo de reacción del suelo” (K_s) es consistente y se basa en la relación entre el “esfuerzo aplicado - deformación vertical” resultante, siguiendo la ecuación:

$$K_s = \frac{q}{u_y}$$

Donde:

- q : esfuerzo aplicado, en kN m^{-2} .

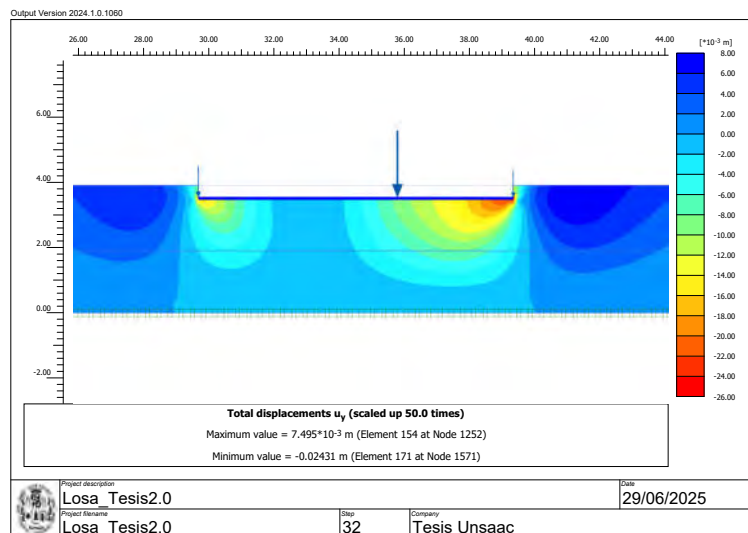


FIGURA N° 6.38: Gráfico de Deformaciones Verticales en el Eje 5.
Fuente: Elaboración propia.

- u_y : deformación vertical (asentamiento), en m.

La Figura presenta la relación esfuerzo-deformación para el Eje 5, proporcionando una representación visual de la “rigidez del suelo” en esta zona.

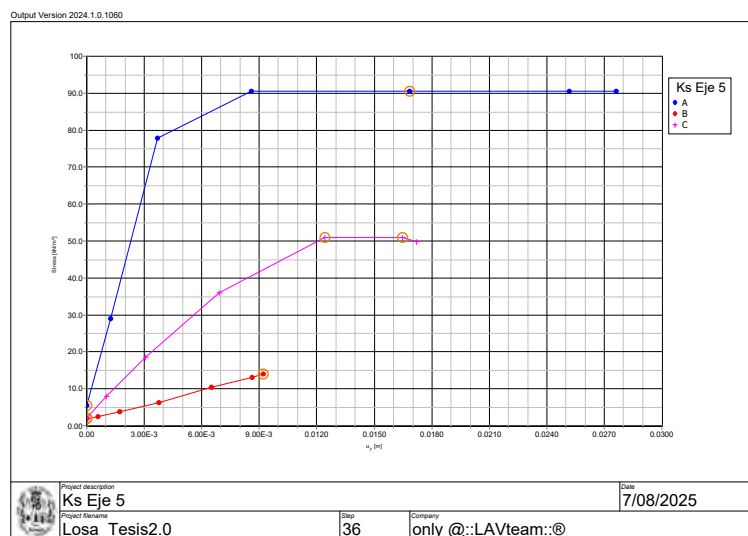


FIGURA N° 6.39: Gráfico de Esfuerzo Desviador vs Deformación Vertical en el Eje 5.
Fuente: Elaboración propia.

6.8.4 Resultados Numéricos y Análisis Punto por Punto

A continuación, se presentan los resultados detallados del análisis numérico para cada punto (A, B y C), incluyendo los valores de esfuerzo (q), asentamiento (u_y) y el módulo K_s estimado.

6.8.4.1 Eje 5 - Punto A: En la Tabla N° 6.15 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.39. En la Figura N° 6.40 se muestra la grafica del esfuerzo desviador vs la deformación vertical u_y .

TABLA N° 6.15: Valores de K_s en el eje 5-A.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
33	0.000	8.493	0.0
34	1.370	34.127	24,915.0
35	4.108	89.187	21,708.2
36	9.598	90.776	9,458.0
37	17.955	91.681	5,106.0
38	24.306	91.533	3,765.9
Promedio K_s			10,825.5
Máximo K_s			24,915.0

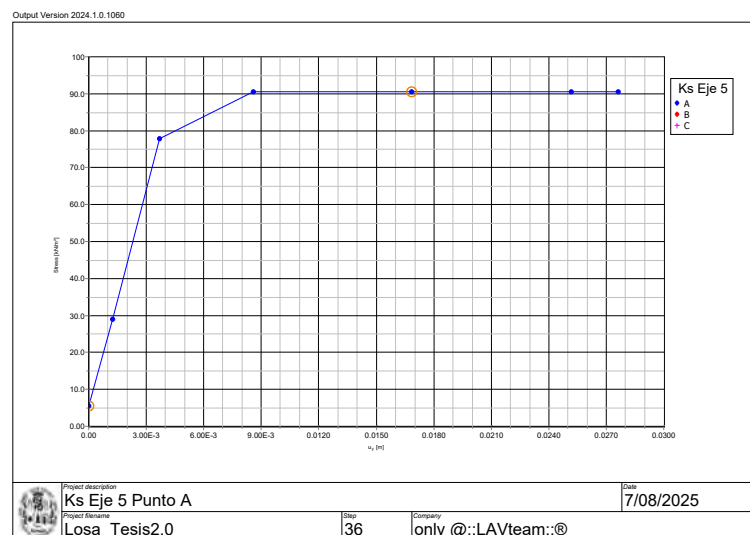


FIGURA N° 6.40: Distribución de esfuerzos y deformaciones en Eje 5 Punto A.
Fuente: Elaboración propia.

6.8.4.2 Eje 5 - Punto B: En la Tabla N° 6.16 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.39. En la Figura N° 6.41 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deformación vertical u_y .

TABLA N° 6.16: Valores de K_s en el eje 5-B.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
33	0.000	2.401	0.0
34	0.651	1.878	2,886.0
35	1.922	1.541	801.8
36	4.264	3.817	895.3
37	7.059	7.654	1,084.2
38	8.700	9.901	1,138.1
Promedio K_s			1,134.2
Máximo K_s			2,886.0

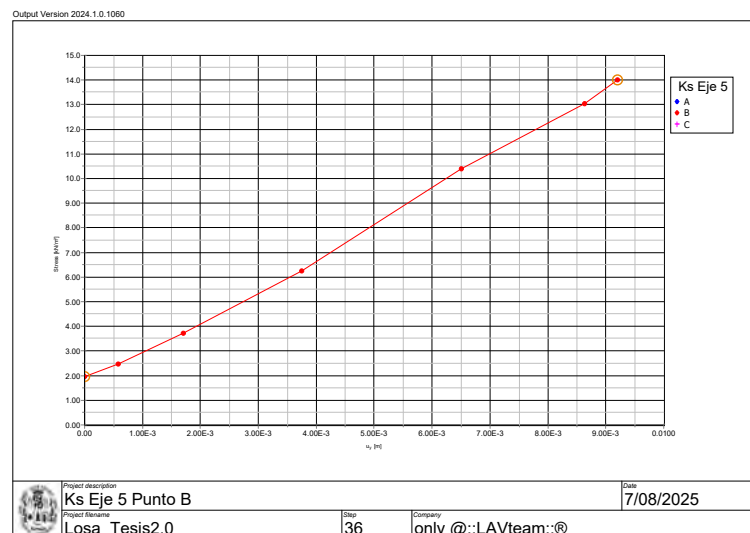


FIGURA N° 6.41: Distribución de esfuerzos y deformaciones en el Eje 5, Punto B.
Fuente: Elaboración propia.

6.8.4.3 Eje 5 - Punto C: En la Tabla N° 6.17 se muestra el detalle de los valores obtenidos a partir del grafico mostrado en la Figura N° 6.39. En la Figura N° 6.42 se muestra la la grafica del esfuerzo desviador vs la deformación vertical u_y .

TABLA N° 6.17: Valores de K_s en el eje 5-C.
Fuente: Elaboración propia.

Punto	u_y (mm)	q (kN/m ²)	K_s (kN/m ³)
33	0.000	8.420	0.0
34	1.145	27.854	24,337.3
35	3.421	69.579	20,337.3
36	7.771	90.066	11,589.6
37	13.531	90.779	6,709.1
38	16.785	90.853	5,412.7
Promedio K_s			11,397.7
Máximo K_s			24,337.3

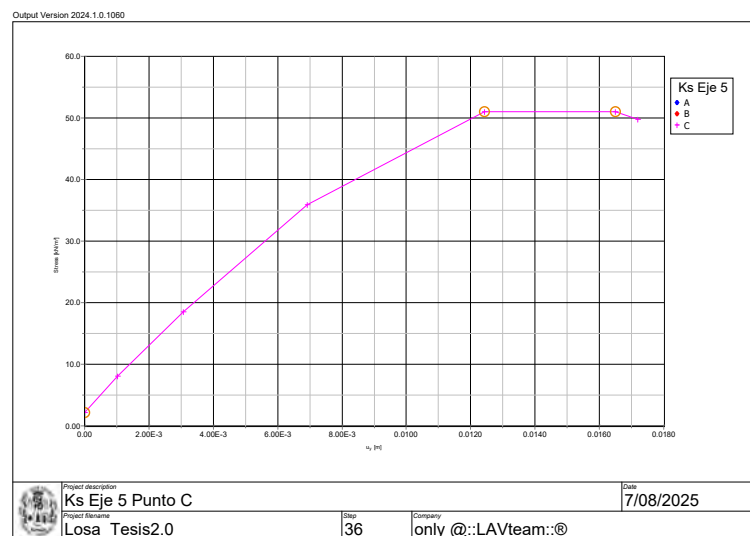


FIGURA N° 6.42: Distribución de esfuerzos y deformaciones en el Eje 5, Punto C.
Fuente: Elaboración propia.

6.8.5 Interpretación de los Resultados

El análisis de los valores de “módulo de reacción del suelo” (K_s) en los puntos 5-A, 5-B y 5-C revela una clara variación en la rigidez del terreno. El punto 5-B presenta los valores más bajos, con un K_s promedio de 1134.2 kNm⁻³ y un máximo de 2886.0 kNm⁻³, lo cual indica una zona de menor rigidez y mayor compresibilidad. Por el contrario, los puntos 5-A y 5-C demuestran una rigidez significativamente mayor. El punto 5-A tiene un K_s promedio de 10825.5 kNm⁻³ y un máximo de 24915.0 kNm⁻³, mientras que el punto 5-C presenta un promedio de 11397.7 kNm⁻³ y un máximo de 24337.3 kNm⁻³. Estos resultados resaltan la heterogeneidad del suelo bajo la cimentación, lo que subraya la importancia de considerar estas variaciones en el diseño estructural

para una distribución adecuada de las cargas.

6.9 Resumen de Valores de Balasto en Platea de Cimentación - Numérico

TABLA N° 6.18: Resumen de valores de balasto para una platea de cimentación mediante MEF.
Fuente: Elaboración propia.

EJE	K_s (kN/m ³)
A1	11 111.7
B1	1 304.9
C1	18 550.7
A2	20 305.1
B2	969.6
C2	10 891.7
A3	9 196.1
B3	6 144.5
C3	2 013.7
A4	19 223.2
B4	1 952.8
C4	12 205.1
A5	21 708.2
B5	1 138.1
C5	11 589.6
Promedio K_s : 11 172.68 kN/m ³	

CAPÍTULO VII: DISEÑO DE LOSA

En esta sección se presenta el proceso de diseño de la cimentación de una edificación de cinco niveles. Para ello, se consideraron los parámetros del suelo obtenidos mediante ensayos realizados tanto en laboratorio como en campo. Asimismo, se llevó a cabo el análisis estructural de la edificación, tomando en cuenta una distribución típica de vivienda.

En este capítulo, exploramos el proceso de modelado y análisis de la losa de cimentación, una fase crucial en el diseño estructural. Utilizaremos el software SAFE para crear una réplica digital de la losa y estudiar su comportamiento bajo dos escenarios los cuales son el diseño de la platea considerando el coeficiente de balasto analítico y por otro lado el numérico. Los procedimientos de modelado, análisis y diseño se aplicaron consistentemente para ambos enfoques de interacción suelo-estructura: el método de balasto analítico y el método de balasto numérico.

7.1 Diseño de platea empleando K_s Analítico

En esta sección se describe el proceso de modelado y análisis de la losa de cimentación utilizando el método analítico para la determinación del módulo de reacción del suelo (K_s).

7.1.1 Configuración Geométrica del Modelo Analítico

Inicialmente, se definió la geometría de la losa de cimentación en el software SAFE. La platea, con dimensiones de 9.65 m por 22.65 m, cubre por completo el área de apoyo de la edificación. Se adoptó un espesor constante de 0.40 m, seleccionado con base en criterios estructurales y las condiciones geotécnicas del terreno. La ubicación de las columnas se estableció en conformidad con la configuración del modelo estructural desarrollado en ETABS. La disposición general de la platea se ilustra en la Figura N° 7.1.

7.1.2 Definición de Propiedades del Material y Elementos para el Análisis Analítico

Posteriormente, se definieron las propiedades de los materiales constituyentes de la losa y su interacción con el suelo. El concreto utilizado posee una resistencia a la compresión de 210 kg/cm². Los parámetros del suelo, previamente determinados mediante un estudio geotéc-

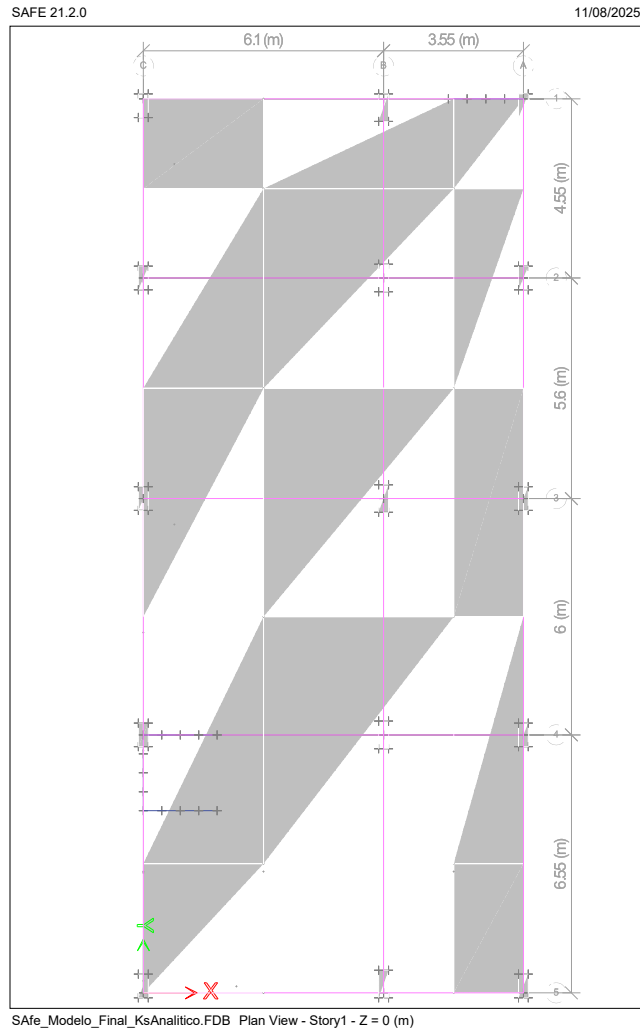


FIGURA N° 7.1: Vista en planta del modelo de platea de cimentación.
Fuente: Elaboración propia.

nico, se incorporaron directamente en el modelo. La Figura N° 7.2 muestra la configuración del concreto en SAFE. Para representar la losa, se empleó el elemento estructural tipo "Mat Slab", ideal para simular el comportamiento de losas apoyadas sobre un medio elástico.

7.1.3 Aplicación de Cargas Estructurales en el Modelo Analítico

Una vez definidas la geometría y las propiedades de los materiales, se aplicaron las cargas estructurales transferidas desde el modelo de ETABS. Estas cargas incluyen acciones permanentes (peso propio, cargas muertas) y variables (cargas vivas). Las combinaciones de carga

FIGURA N° 7.2: Parámetros del material definidos para el concreto en SAFE.
Fuente: Elaboración propia.

se establecieron conforme a lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), asegurando la representación de condiciones de diseño representativas y normativas.

7.2 Análisis de Resultados para el Modelo de Balasto Analítico

Con el modelo completamente definido y las cargas aplicadas, se procedió al análisis del comportamiento estructural de la losa, evaluando los asentamientos y esfuerzos generados.

7.2.1 Cuantificación de Asentamientos del Modelo Analítico

Uno de los parámetros más relevantes evaluados fue la estimación de los asentamientos verticales. El análisis permitió obtener el **asentamiento máximo** de la losa, cuya distribución espacial se presenta en la Figura N° 7.3.

La Tabla N° 7.1 muestra los valores de desplazamiento de la platea de cimentación resultantes del análisis analítico. Se identifica que la deformación máxima, de 10.668 mm, se localiza en la intersección del eje A con el eje 5 (coordenada [A, 5]). En contraste, el desplazamiento mínimo

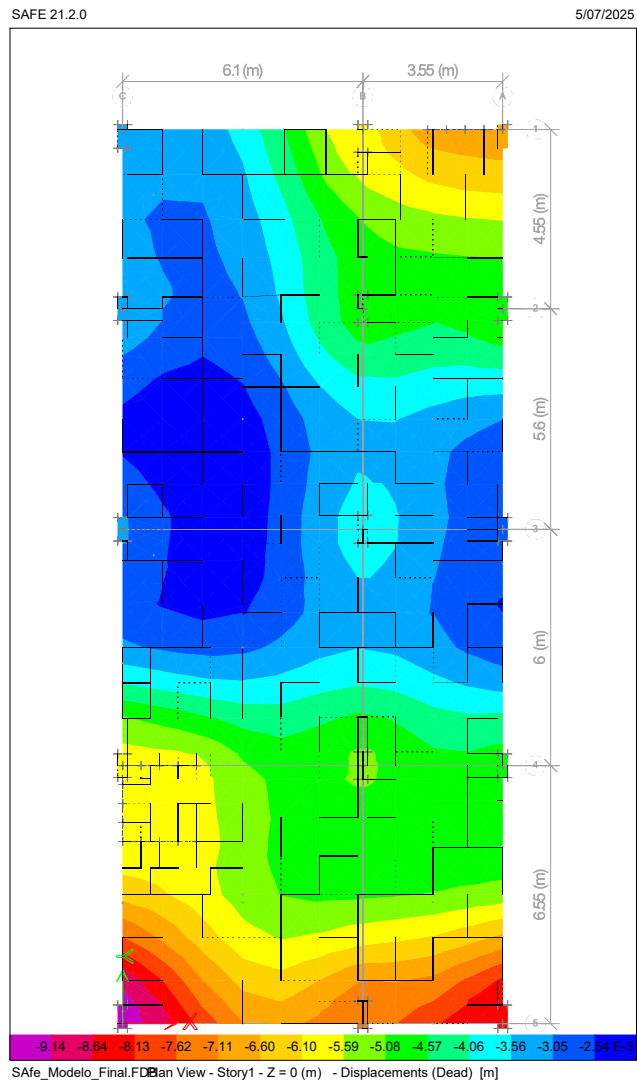


FIGURA N° 7.3: Distribución de asentamientos verticales obtenida mediante el método analítico.
Fuente: Elaboración propia.

se registra en la coordenada $[A, 3]$, con un valor de 3.295 mm. Cabe resaltar que ambos valores se encuentran por debajo del límite máximo de asentamiento admisible para plateas de cimentación, establecido en 50 mm. No obstante, resulta relevante que tanto la deformación máxima como la mínima se concentren sobre el mismo eje A, lo que podría indicar un asentamiento diferencial significativo en dicha dirección.

TABLA N° 7.1: Desplazamientos de la platea (U_z) Analítico.
Fuente: Elaboración propia.

Eje	U_z (mm)
Eje [C,5]	-10.668
Eje [C,4]	-6.521
Eje [C,3]	-3.650
Eje [C,2]	-4.120
Eje [C,1]	-4.729
Eje [A,5]	-10.137
Eje [A,4]	-5.505
Eje [A,3]	-3.295
Eje [A,2]	-5.756
Eje [A,1]	-7.951
Eje [B,5]	-8.757
Eje [B,4]	-5.997
Eje [B,3]	-4.456
Eje [B,2]	-5.692
Eje [B,1]	-6.851
Mínimo U_z	-10.668
Máximo U_z	-3.295
Promedio U_z	-6.272

7.2.2 Evaluación de Esfuerzos Internos del Modelo Analítico

Se analizaron los esfuerzos internos generados en la losa, incluyendo los **momentos flectores** en las direcciones M_x y M_y , ilustrados en la Figura N° 7.4. Asimismo, se evaluaron las **fuerzas cortantes** (Q_x y Q_y), cuya distribución se observa en la Figura N° 7.5. Finalmente, se determinaron las **reacciones del suelo**, las cuales fueron comparadas con la capacidad portante admisible del terreno para verificar la seguridad de la cimentación.

La Tabla 7.2 presenta los valores máximos de fuerza cortante (V_2) y momento flector (M_3) por *Strip*, obtenidos a partir del análisis analítico en SAFE. Los valores de V_2 (kN) varían considerablemente, desde -1122.920 (EJEC) hasta 791.278 (EJE4), mientras que los de M_3 (kN·m) oscilan entre 204.281 (EJE5) y 599.835 (EJEB). Asimismo, se indican las estaciones (m) en las que se alcanzan dichos valores máximos, las cuales representan puntos críticos para el diseño a cortante y flexión. Es relevante señalar que, para algunas *Strips* (EJE1, EJE2, EJE4, EJE5), las estaciones de V_2 y M_3 coinciden, lo que simplifica la identificación de zonas críticas en el diseño

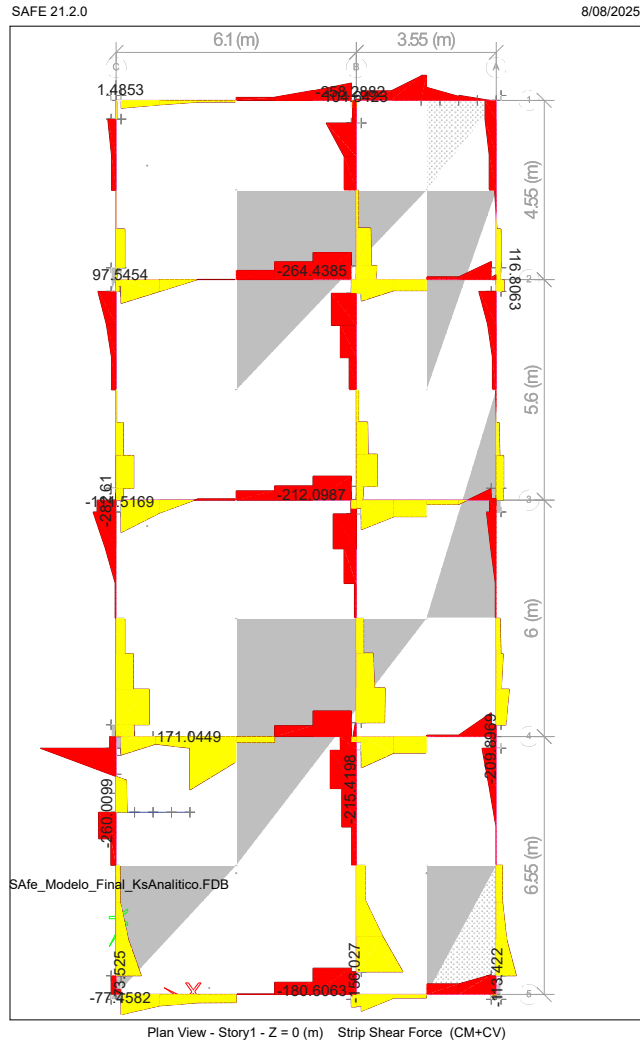


FIGURA N° 7.5: Distribución de fuerzas cortantes Q_x y Q_y en la losa.
Fuente: Elaboración propia.

7.3.1 Cuantificación y Distribución del Refuerzo para el Modelo Analítico

El diseño del refuerzo se llevó a cabo utilizando las herramientas de SAFE. La Figura N° 7.6 ilustra la disposición del acero en las capas superior e inferior de la losa. Se verificó que la cuantía de refuerzo cumpliera con los requerimientos mínimos establecidos por la Norma Técnica E.060 del RNE, no solo para resistir las acciones de flexión, sino también para controlar efectos térmicos y de retracción del concreto.

La Tabla 7.3 presenta las áreas de refuerzo requeridas ($A_{s,req}$) y mínimas ($A_{s,min}$) para

TABLA N° 7.2: Valores Máximos de Fuerza Cortante (V2) y Momento Flector (M3) por Strip - Caso Analítico.
Fuente: Elaboración propia a partir de SAFE.

Strip	V2 (kN)	Estación V2	M3 (kN.m)	Estación M3
EJE1	-372.123	7.745	277.558	5.975
EJE2	-401.290	5.000	516.198	5.975
EJE3	479.687	0.125	432.261	5.975
EJE4	791.278	1.875	432.157	1.875
EJE5	-388.927	5.000	281.064	5.975
EJEA	298.816	0.475	292.077	0.475
EJEB	690.940	0.575	599.835	0.575
EJEC	-1122.920	6.250	510.675	6.550

el refuerzo superior (A^S) e inferior (A^I) de cada *Strip* en el caso analítico. Los valores de A_{req}^S varían desde 1425.0 mm² (EJEA) hasta 3234.0 mm² (EJEB), mientras que los de A_{req}^I oscilan entre 2330.0 mm² (EJE1) y 5436.0 mm² (EJEB). Cabe destacar que, en varias *Strips* (EJE1, EJE3, EJEA para A^S ; y EJE1, EJE4, EJE5, EJEA, EJEC para A^I), el área requerida resulta menor que el área mínima normativa, lo que obliga a considerar esta última en el diseño final. Esta información es fundamental para el detallado del refuerzo en el diseño estructural bajo criterios analíticos.

TABLA N° 7.3: Áreas de Refuerzo Req. y Mín. por Strip - Caso Analítico.
Fuente: Elaboración propia a partir de SAFE.

Strip	$A_{s,req}^S$ (mm ²)	$A_{s,min}^S$ (mm ²)	$A_{s,req}^I$ (mm ²)	$A_{s,min}^I$ (mm ²)
EJE1	1528.0	1728.0	2330.0	1728.0
EJE2	2094.0	3654.0	4116.0	3654.0
EJE3	1990.0	2633.0	3394.0	2633.0
EJE4	2163.0	4518.0	3900.0	4518.0
EJE5	2076.0	2448.0	2945.0	2448.0
EJEA	1425.0	1282.0	2832.0	1282.0
EJEB	3234.0	3478.0	5436.0	3478.0
EJEC	2221.0	2286.0	4586.0	2286.0

7.4 Diseño de platea empleando K_s Numérico

En esta sección se expone el proceso de modelado y análisis de la losa de cimentación mediante el método de balasto numérico. Este enfoque permite una representación más detallada de la interacción suelo-estructura, incorporando parámetros obtenidos por el método de los elementos finitos.

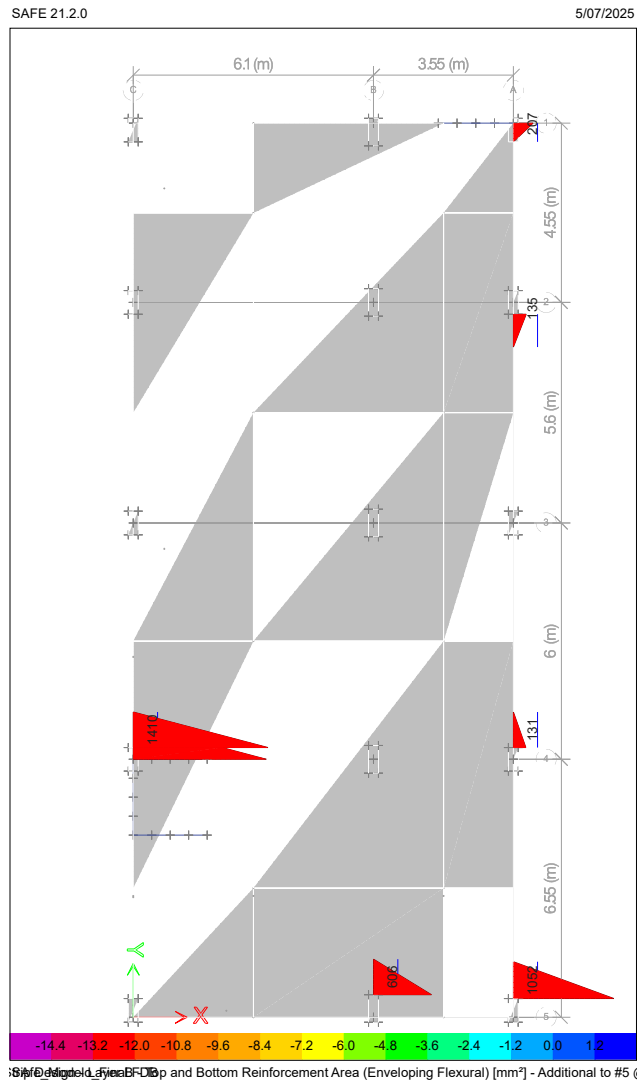


FIGURA N° 7.6: Disposición del refuerzo (superior e inferior) en la losa de cimentación.
Fuente: Elaboración propia.

7.4.1 Configuración Geométrica del Modelo Numérico

La geometría del modelo numérico se configuró en SAFE utilizando las mismas dimensiones adoptadas en el modelo analítico, con el fin de permitir una comparación directa de los resultados. La losa de cimentación, de 9.65 m por 22.65 m, cubre la totalidad del área de apoyo de la estructura. Se mantuvo un espesor uniforme de 0.40 m, definido en base a criterios estructurales y geotécnicos. La disposición de columnas se replicó fielmente conforme al modelo estructural original de ETABS. La configuración geométrica general se muestra en la Figura N° 7.1.

7.4.2 Definición de Propiedades del Material y Elementos para el Análisis Numérico

A continuación, se asignaron las propiedades de los materiales al modelo. El concreto estructural empleado presenta una resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 . Los parámetros del suelo, obtenidos del estudio geotécnico, fueron introducidos manualmente en SAFE como propiedades de resortes independientes, lo que permite una representación más precisa de la rigidez del terreno. La Figura N° 7.2 ilustra la configuración asignada al concreto en SAFE. Para la representación de la losa, se empleó nuevamente el elemento tipo **"Mat Slab"**, adecuado para simular losas apoyadas sobre un medio deformable elástico.

7.4.3 Aplicación de Cargas Estructurales

El modelo fue sometido a las mismas acciones gravitacionales utilizadas en el análisis con K_s analítico, asegurando la uniformidad en las condiciones de carga. Estas acciones incluyen cargas muertas, vivas y peso propio, transferidas directamente desde el modelo estructural de ETABS. Las combinaciones de carga se establecieron de acuerdo con lo dispuesto en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), garantizando que el análisis refleje fielmente las condiciones de diseño vigentes.

7.5 Análisis de Resultados para el Modelo de Balasto Numérico

Una vez definido el modelo numérico e incorporadas las cargas correspondientes, se procedió al análisis estructural, centrándose en la evaluación de asentamientos, esfuerzos internos y reacciones del suelo.

7.5.1 Cuantificación de Asentamientos del Modelo Numérico

El análisis de desplazamientos permitió determinar el asentamiento máximo y su distribución sobre la superficie de la losa. Este parámetro es esencial para evaluar el comportamiento del sistema cimentación-suelo bajo la acción de cargas reales. La Figura N° 7.7 muestra la distribución espacial de los asentamientos obtenidos en el modelo con balasto numérico.

La Tabla N° 7.4 presenta los valores de desplazamiento de la platea de cimentación. Se

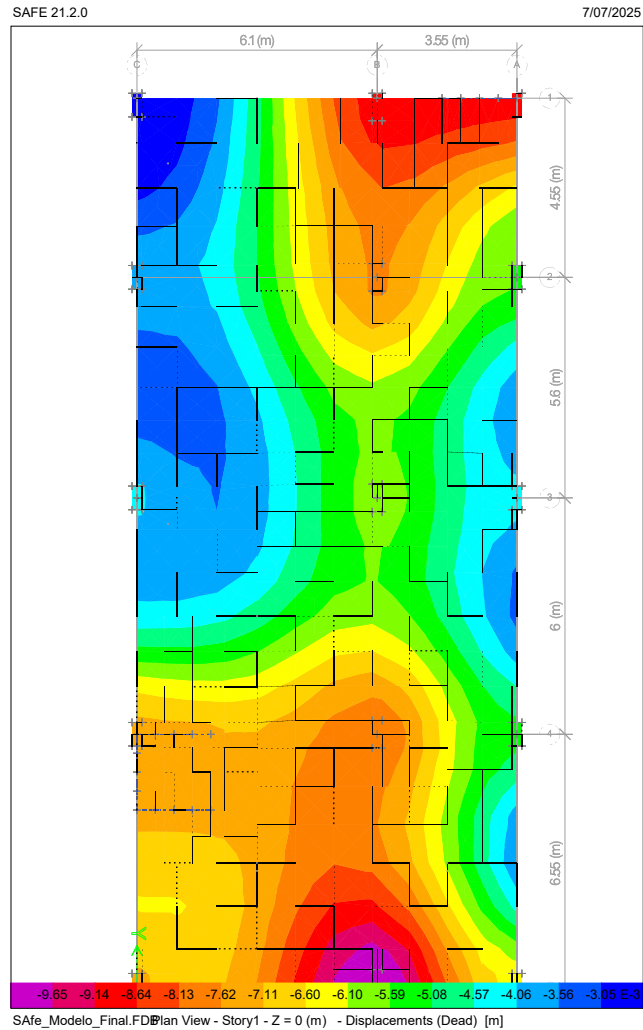


FIGURA N° 7.7: Distribución de asentamientos verticales en platea según K_s numérico.
Fuente: Elaboración propia.

observa que la deformación máxima, de 10.078 mm, ocurre en la intersección del eje B con el eje 5 (coordenada $[C, 5]$). Por otro lado, el desplazamiento mínimo se registra en la coordenada $[A, 3]$, con un valor de 2.612 mm. Es importante destacar que ninguno de estos valores excede el límite máximo de asentamiento permitido para plateas de cimentación, establecido en 50 mm.

7.5.2 Evaluación de Esfuerzos Internos del Modelo Numérico

Asimismo, se analizaron los esfuerzos internos generados en la losa, específicamente los **momentos flectores** (M_x y M_y) y las **fuerzas cortantes** (Q_x y Q_y), cuyos resultados se presentan

TABLA N° 7.4: Desplazamientos de la platea (U_z) Numerico.
Fuente: Elaboración propia.

Eje	U_z (mm)
Eje [C,5]	-8.205
Eje [C,4]	-8.195
Eje [C,3]	-4.906
Eje [C,2]	-4.510
Eje [C,1]	-2.731
Eje [A,5]	-7.530
Eje [A,4]	-6.029
Eje [A,3]	-4.795
Eje [A,2]	-6.533
Eje [A,1]	-10.357
Eje [B,5]	-11.864
Eje [B,4]	-9.297
Eje [B,3]	-6.838
Eje [B,2]	-9.010
Eje [B,1]	-10.066
Mínimo U_z	-11.864
Máximo U_z	-2.731
Promedio U_z	-7.391

en las Figura N° 7.8 y Figura N° 7.9, respectivamente. Estos esfuerzos permiten determinar la demanda estructural y verificar la capacidad resistente de la losa. Adicionalmente, se evaluaron las **reacciones del suelo**, representadas como las presiones transmitidas por la losa al terreno, las cuales fueron comparadas con la capacidad portante admisible para verificar la estabilidad global del sistema de cimentación.

La Tabla 7.5 presenta los valores máximos de fuerza cortante (V_2) y momento flector (M_3) por "Strip." obtenidos del análisis numérico en SAFE. Los valores de V_2 (kN) varían desde -1122.920 (CSB6) hasta 791.278 (CSA7), mientras que los de M_3 (kN-m) oscilan entre 277.558 (CSA1) y 599.835 (CSB8). Se incluyen las estaciones (m) donde se alcanzan estos máximos, puntos cruciales para el diseño del refuerzo a cortante y flexión, respectivamente. Es relevante notar que, para algunas strips, las estaciones donde se presentan los máximos de V_2 y M_3 coinciden.

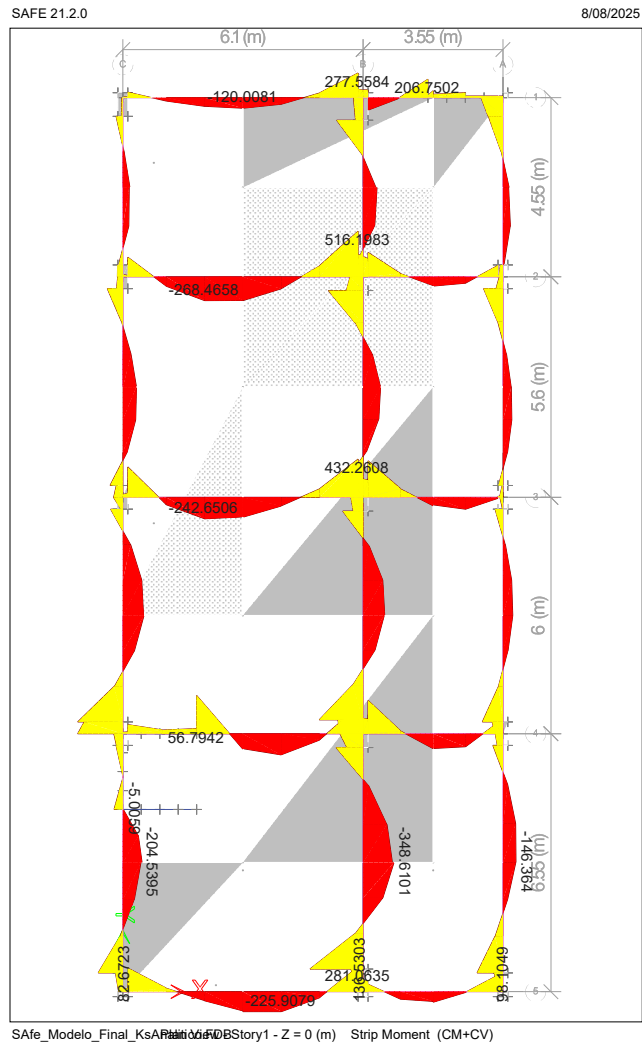


FIGURA N° 7.8: Distribución de momentos flectores M_x y M_y en la losa de cimentación.
Fuente: Elaboración propia.

7.6 Diseño Estructural de la Losa de Cimentación para el Método de Balasto Numérico

Con base en los esfuerzos obtenidos del análisis numérico, se realizó el diseño del refuerzo estructural de la losa de cimentación, conforme a lo estipulado en la normativa vigente.

7.6.1 Cuantificación y Distribución del Refuerzo para el Modelo Numérico

La cuantificación y distribución del refuerzo de acero fue determinada directamente mediante el módulo de diseño de SAFE. La Figura N° 7.10 presenta la disposición del acero tanto en

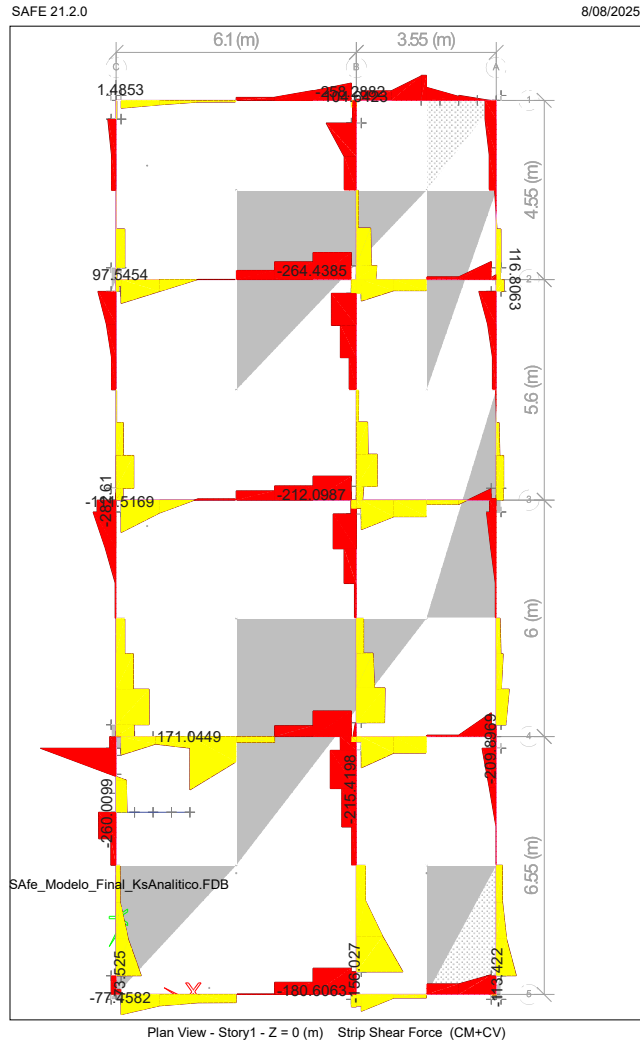


FIGURA N° 7.9: Distribución de fuerzas cortantes Q_x y Q_y en la losa.
Fuente: Elaboración propia.

la cara superior como en la inferior de la losa. Se verificó que las cuantías propuestas cumplieran con los requerimientos mínimos establecidos en la Norma Técnica E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones, tanto en lo relativo a la resistencia a flexión como a los efectos derivados de la retracción y los cambios térmicos en el concreto.

La Tabla 7.6 detalla las áreas de refuerzo de acero requeridas ($A_{s,req}$) y mínimas ($A_{s,min}$) para la parte superior (A^S) e inferior (A^I) de cada "Strip", obtenidas del análisis numérico en SAFE. Se observa que, para todas las strips, el área de refuerzo requerida supera el área mínima tanto para el refuerzo superior como para el inferior. Notablemente, la strip CSA3 presenta los mayores

TABLA N° 7.5: Valores Máximos de Fuerza Cortante (V2) y Momento Flector (M3) por Strip - Caso Numérico.
Fuente: Elaboración propia a partir de SAFE.

Strip	V2 (kN)	Estación V2	M3 (kN·m)	Estación M3
EJE1	-218.873	5.975	423.476	5.975
EJE2	595.553	6.225	779.303	6.225
EJE3	484.425	6.225	542.528	6.225
EJE4	750.486	6.225	1013.719	6.225
EJE5	543.373	6.225	730.086	6.225
EJEA	-319.063	22.225	407.618	22.700
EJEB	600.230	0.575	613.822	0.575
EJEC	-856.671	6.250	513.640	6.850

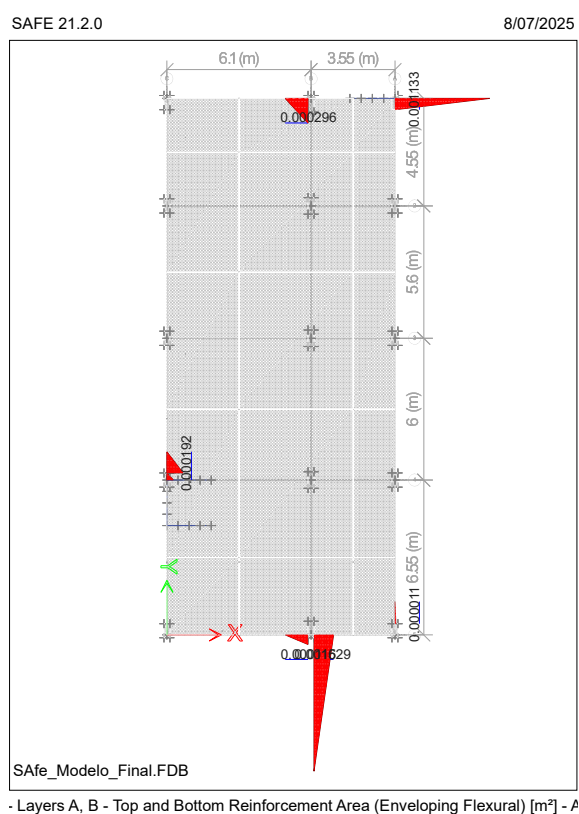


FIGURA N° 7.10: Disposición del refuerzo (superior e inferior) en la losa de cimentación.
Fuente: Elaboración propia.

valores de área requerida, con 2864.0 mm² para el refuerzo superior y 6278.0 mm² para el inferior, indicando que es la strip con las mayores solicitaciones a flexión. Estos datos son esenciales para el diseño y la especificación del acero de refuerzo en la estructura.

TABLA N° 7.6: Áreas de Refuerzo Req. y Mín. por Strip - Caso Numérico.
Fuente: Elaboración propia a partir de SAFE.

Strip	$A_{s,req}^S$ (mm ²)	$A_{s,min}^S$ (mm ²)	$A_{s,req}^I$ (mm ²)	$A_{s,min}^I$ (mm ²)
EJE1	1707.0	1728.0	1625.0	1728.0
EJE2	2872.0	3654.0	6276.0	3654.0
EJE3	2325.0	2633.0	3806.0	2633.0
EJE4	3006.0	4518.0	8139.0	4518.0
EJE5	2375.0	2448.0	6162.0	2448.0
EJEA	1470.0	1282.0	3506.0	1282.0
EJEB	2203.0	3478.0	5624.0	3478.0
EJEC	2020.0	2286.0	4412.0	2286.0

CAPÍTULO VIII: DISCUSIÓN DE RESULTADOS

8.1 Introducción

En este capítulo se analizan e interpretan los resultados obtenidos en el desarrollo de la investigación, en concordancia con los objetivos específicos planteados. Se contrastan los hallazgos con la literatura técnica y científica relacionada, considerando la particularidad de los suelos cohesivos de la ciudad del Cusco y la influencia ejercida por las cargas puntuales transmitidas por las columnas de un edificio. Asimismo, se examinan las implicancias de estos resultados en el diseño estructural de losas de cimentación, así como las limitaciones y alcances del enfoque adoptado.

8.2 Discusión de resultados

El análisis comparativo de los valores del módulo de reacción del suelo (K_s) obtenidos mediante el método analítico (Tabla N° 5.11) y el método numérico por elementos finitos (Tabla N° 6.18) evidencia una notable consistencia entre ambos procedimientos, con valores promedio de 10953.11 kN/m³ y 11172.68 kN/m³, respectivamente. La diferencia relativa entre ambos resultados es del orden del 2%, lo que indica una adecuada correlación entre los enfoques empleados para representar la rigidez del suelo de fundación.

Este resultado refleja que, para el suelo cohesivo de tipo MH analizado, el método analítico basado en la capacidad portante y las correlaciones empíricas proporciona una estimación confiable del K_s , comparable con la obtenida mediante el método numérico, el cual considera la interacción suelo-estructura (ISE) de manera más detallada. En consecuencia, ambos métodos pueden ser empleados de manera complementaria durante la etapa de diseño, dependiendo del nivel de precisión requerido y de los recursos disponibles.

En el contexto internacional, Turcios (2020) reportó que, en edificaciones de dos a cinco niveles, la incorporación del método de Winkler mediante elementos finitos genera reducciones de costos en edificaciones de más de cuatro pisos, atribuibles a una representación más realista del comportamiento suelo-estructura. Esta tendencia concuerda con el presente estudio, donde

la aplicación del método numérico permitió obtener valores de K_s ligeramente superiores, lo que se traduce en una mayor rigidez aparente del sistema fundación-suelo y, por tanto, en menores asentamientos diferenciales proyectados.

De igual manera, Echezuría et al. (2021) sostiene que los coeficientes de balasto no deben interpretarse como propiedades intrínsecas del suelo, sino como parámetros dependientes de la geometría de la cimentación y del nivel de deformación considerado. Este principio se confirma en el presente estudio, ya que las variaciones observadas de K_s entre ejes (A, B y C) y entre métodos están asociadas principalmente a la distribución de cargas estructurales y a la rigidez del modelo de la platea, más que a cambios en las propiedades del suelo propiamente dichas.

Asimismo, los resultados guardan coherencia con los hallazgos de Khosravifardshirazi et al. (2022), quienes demostraron que la consideración de la interacción suelo-estructura reduce significativamente los esfuerzos en las cimentaciones, optimizando el consumo de acero de refuerzo. En este estudio, el método de elementos finitos permitió observar un comportamiento más homogéneo de los valores de K_s en comparación con el método analítico, lo que respalda la influencia positiva de la modelación numérica en la precisión del diseño estructural.

8.2.1 Comparación del diseño estructural de la platea de cimentación

En relación con el diseño estructural de la platea, las Tablas N° 7.3 y 7.6 muestran las áreas de refuerzo requeridas y mínimas (A_s) obtenidas a partir del análisis mediante SAFE para los casos analítico y numérico, respectivamente. Se observa que el método numérico conduce, en general, a valores de refuerzo requeridos superiores, especialmente en los ejes EJE2, EJE3, EJE4 y EJE5, donde las diferencias alcanzan hasta un 35 % en comparación con el método analítico. Esto se debe a la distribución no uniforme de presiones de contacto y a la mayor sensibilidad del modelo numérico frente a los efectos de flexibilidad del terreno.

El aumento del refuerzo requerido en el caso numérico está asociado a una redistribución más realista de los momentos flectores, consecuencia directa de la interacción suelo-estructura. Mientras que el método analítico asume una base rígida y una distribución de presiones simplificada, el método numérico considera la variabilidad espacial del módulo de subrasante (K_s), lo que genera zonas localizadas de mayor demanda de refuerzo. Este comportamiento se alinea con los

resultados obtenidos por Mughieda et al. (2017), quienes demostraron que el módulo de reacción del suelo influye directamente en la magnitud de los momentos flectores y, por consiguiente, en la cuantía de refuerzo estructural.

De manera similar, los resultados de Berrocal Canchari (2013) indican que los momentos flectores obtenidos mediante elementos finitos son menores en estructuras más flexibles, mientras que las deflexiones son ligeramente mayores. En el presente estudio, la distribución del refuerzo confirma esta tendencia: aunque el método numérico arroja mayores áreas de acero en zonas críticas, el comportamiento global de la platea resulta más equilibrado, evidenciando una respuesta estructural más fiel al comportamiento real del sistema.

Por otro lado, Socualaya Cárdenas (2019) resalta que los valores del coeficiente de balasto varían en función del tipo de suelo y del método empleado, lo cual influye directamente en el dimensionamiento de la cimentación. En este trabajo, los valores de K_s del suelo cohesivo MH obtenidos por ambos métodos se ubican dentro de rangos compatibles con suelos de rigidez media a alta, confirmando la coherencia entre los parámetros de suelo y los requerimientos estructurales derivados del diseño.

Finalmente, los estudios locales de Escobar Montesinos (2019a) y Laquice Huamantupa (2017) sustentan que la inclusión de la ISE genera un incremento del periodo natural de vibración y una reducción de las fuerzas sísmicas en la estructura, lo que repercute en un comportamiento más eficiente de la cimentación. En coherencia con ello, el análisis numérico efectuado en esta investigación permite observar una distribución de refuerzo más racional, adaptada a la respuesta dinámica y estática de la edificación, consolidando la importancia de incorporar la interacción suelo-estructura en el diseño de plateas de cimentación sobre suelos cohesivos del Cusco.

En síntesis, la comparación entre los métodos analítico y numérico demuestra que, aunque los resultados globales de K_s son similares, las diferencias en las áreas de refuerzo ponen de manifiesto la capacidad del método numérico para capturar con mayor precisión la interacción suelo-estructura, lo que se traduce en un diseño estructural más eficiente y representativo de las condiciones reales de trabajo.

CONCLUSIONES

1. La evaluación comparativa evidenció que tanto el método tradicional analítico como el numérico mediante elementos finitos dependen de manera crítica del módulo de elasticidad del suelo cohesivo, así como de parámetros geotécnicos complementarios (peso específico, cohesión, ángulo de fricción) y de las características físicas y geométricas de la losa de cimentación. En el método numérico, la adopción del modelo constitutivo de Mohr-Coulomb permitió representar el comportamiento deformacional del suelo cohesivo considerando su compresibilidad y capacidad de deformación. En contraste, el método tradicional analítico, aunque más simplificado y limitado al tramo elástico del suelo, presentó un procedimiento manual complejo debido al uso de fórmulas extensas para factores de profundidad y forma. En ambos enfoques se realizó un análisis individualizado para cada columna del edificio, determinando el módulo de reacción del suelo en función de las áreas tributarias correspondientes. Las diferencias en los coeficientes obtenidos entre ambos métodos se explican por la naturaleza deformable del suelo cohesivo y por la capacidad del análisis numérico para incorporar no linealidades y efectos tridimensionales que no son considerados en el método analítico.
2. La evaluación simplificada del módulo de reacción en el método analítico tradicional impacta directamente en el diseño de plateas de cimentación sobre suelos cohesivos en Cusco, al asumir una rigidez uniforme que no refleja la variabilidad del terreno. Los resultados obtenidos mediante elementos finitos muestran que el coeficiente de balasto (K_s) varía significativamente entre zonas, con diferencias superiores a 22 veces entre puntos blandos y rígidos. Esta heterogeneidad genera asentamientos diferenciales que inducen momentos flectores elevados, especialmente en franjas como el eje B, donde se registra la mayor demanda de refuerzo a flexión (A_s). En consecuencia, el modelo analítico tiende a subestimar el dimensionamiento necesario, comprometiendo la capacidad de la platea para responder adecuadamente a las condiciones del suelo. Se concluye que el diseño debe incorporar modelos que consideren la distribución espacial de K_s , permitiendo una respuesta estructural más ajustada y segura frente a la variabilidad geotécnica local.

3. La comparación entre el método analítico simplificado y la modelación numérica mediante elementos finitos (MEF) evidencia discrepancias significativas en la estimación del coeficiente de balasto (K_s) y los asentamientos (s) de la platea de cimentación. Mientras el enfoque analítico asume una rigidez uniforme del terreno y distribuye los asentamientos de forma global, el modelo numérico capta con mayor capacidad la variabilidad espacial del suelo, identificando zonas de baja rigidez que inducen asentamientos diferenciales más pronunciados. Esta detección localizada permite representar con mayor fidelidad el comportamiento de la losa frente a condiciones geotécnicas heterogéneas. Se concluye que, aunque el método analítico ofrece simplicidad y rapidez, la modelación numérica proporciona una predicción más útil para decisiones de diseño estructural fundamentadas.
4. La presente investigación permitió establecer una metodología de análisis y diseño que proporciona mayor robustez y confiabilidad en la determinación del módulo de reacción del suelo en suelos cohesivos del Cusco, mediante la comparación detallada entre el método tradicional analítico y el método numérico por elementos finitos. Los resultados evidencian que, aunque ambos enfoques dependen críticamente de los parámetros geotécnicos del suelo y de las características de la losa, el análisis numérico, al incorporar la no linealidad, los efectos tridimensionales y la variabilidad del módulo de reacción en función de las cargas tributarias de cada columna, permite capturar con mayor claridad la distribución de esfuerzos y momentos, así como los asentamientos verticales (U_z) y la necesidad de refuerzo de acero ($A_{s,req}$). En contraste, el método analítico simplificado tiende a subestimar o redistribuir de manera inadecuada estos valores. En consecuencia, la metodología basada en elementos finitos no solo refleja mejor el comportamiento deformacional del suelo cohesivo y la interacción suelo-estructura, sino que también identifica zonas críticas de flexión, asentamiento y refuerzo que son esenciales para garantizar un diseño seguro, eficiente y uniforme de la cimentación.

RECOMENDACIONES

1. **Priorizar el Modelado por Elementos Finitos en el Diseño de Cimentaciones:** Para el diseño de losas de cimentación sobre suelos cohesivos, especialmente en presencia de cargas puntuales significativas, se recomienda enfáticamente el uso de software basado en el método de elementos finitos (MEF). Este enfoque ha demostrado una capacidad superior para capturar la interacción suelo-estructura, la distribución heterogénea del módulo de balasto y la respuesta más precisa de los esfuerzos y deformaciones.
2. **Validación de Modelos Analíticos con Resultados Numéricos:** Aunque el método analítico puede servir para estimaciones preliminares o para verificar el orden de magnitud de los resultados, se aconseja que los diseños basados en este método sean siempre contrastados y validados con un análisis numérico más detallado. Esto es crucial para identificar posibles subestimaciones de esfuerzos y refuerzo, asegurando un diseño más seguro y optimizado.
3. **Aplicación Rigurosa de Cuantías Mínimas de Refuerzo:** Es fundamental que, independientemente del método de análisis utilizado, el diseño del refuerzo de acero siempre cumpla con las cuantías mínimas establecidas por las normativas de diseño vigentes (ej. Norma Técnica E.060 del RNE). Esto es particularmente crítico cuando los cálculos analíticos arrojen áreas de refuerzo requeridas inferiores a estos mínimos, garantizando así la ductilidad, el control de fisuración y el comportamiento adecuado a largo plazo de la losa.
4. **Investigación Continua sobre la Calibración de K_s Heterogéneo:** Se recomienda profundizar la investigación en el desarrollo y calibración de metodologías que permitan la determinación de un módulo de balasto variable espacialmente, en función de la distribución real de las presiones y las propiedades geotécnicas locales. Esto podría incluir la integración de datos de instrumentación de campo con modelos numéricos para una calibración más precisa del comportamiento del suelo.
5. **Análisis Detallado de Asentamientos Diferenciales:** Dada la observación de diferencias en la ubicación de los asentamientos máximos y mínimos entre los dos métodos, se recomienda realizar un análisis específico y detallado de los asentamientos diferenciales. Esto

permitirá evaluar su impacto en la superestructura y, si es necesario, implementar medidas de diseño o constructivas para mitigar posibles problemas de fisuración o redistribución de esfuerzos.

6. **Exploración de la Interacción Suelo-Estructura Avanzada:** Se sugiere explorar modelos de interacción suelo-estructura más avanzados que vayan más allá del modelo de Winkler (módulo de balasto), como los modelos de continuo elástico o elementos finitos acoplados, especialmente para proyectos de alta complejidad o en condiciones de suelo muy particulares. Esto podría ofrecer una representación aún más realista del comportamiento del sistema.
7. **Desarrollo de Pautas Locales de Diseño:** Fomentar la elaboración de pautas o guías de diseño específicas para los suelos cohesivos de Cusco, que incorporen las particularidades de la zona y las ventajas de los métodos de análisis avanzados, facilitando la toma de decisiones informadas por parte de los profesionales locales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 336, A. C. (2002). *Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute. Descargado de <https://www.concrete.org> (Report by ACI Committee 336 on Foundations and Soil Support Systems)
- Banco Interamericano de Desarrollo. (2019). *Construcción resiliente e infraestructura urbana en américa latina*. Banco Interamericano de Desarrollo. Descargado de <https://publications.iadb.org/>
- Barkan, D. D. (1948). *Dinámica de cimientos y fundamentos*. Moscú: Stroivenmorizdat.
- Berrocal Canchari, J. C. (2013). *Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo*. (Tesis Doctoral no publicada). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú.
- Bowles, J. E. (1982). *Propiedades geofísicas de los suelos*. MCGRAW-HILL. Descargado de https://books.google.com.pe/books?id=X_u9AAAACAAJ
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design* (5th ed ed.). New York: McGraw-Hill.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., y Swolfs, W. M. (2016). *Plaxis 3d reference manual* [Manual de software informático].
- Cabrera, L. (1988). Geological evolution and sedimentary record of the cusco and ccatca basins. *Journal of Andean Geology*, 15(3), 325–348.
- Cabrera, M. A. (1988). *Análisis de la cimentación en suelos arcillosos de la ciudad de cusco* (Tesis Doctoral no publicada). Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, Cusco, Perú.
- Carlotto, V., Cárdenas, J., y Carlier, G. (2011). *Geología del Cuadrángulo del Cusco* (n.º 138). Lima-Perú: INGEMMET.
- Casagrande, A. (1936). The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. *Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, 60-64.

- Celigüeta Lizarza, J. T. (2011). *Método de los elementos finitos para análisis estructural* (4a ed ed.). San Sebastián: Tecnun. (OCLC: 929601682)
- Das, B. M. (2011). *Principles of foundation engineering* (7th ed ed.). Stamford, CT: Cengage Learning. (OCLC: 606763414)
- Duque Escobar, G. (2003). *Manual de geología para ingenieros*. Manizales: Universidad Nacional de Colombia. Descargado de <http://www.bdigital.unal.edu.co/1572>
- Echezurúa, H., López, I., y Cárdenas, J. (2021). *Definición de coeficientes de balasto para el diseño de fundaciones* (Vol. 15) (n.º 2). Universidad Nacional del Centro del Perú.
- Escobar Montesinos, J. P. (2019a). *Análisis y diseño estructural con interacción suelo-estructura de una vivienda multifamiliar de 7 niveles*. (Tesis Doctoral no publicada). Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, Cusco-Peru.
- Escobar Montesinos, J. P. (2019b). *Análisis y diseño estructural con interacción suelo-estructura de una vivienda multifamiliar en 7 niveles* (Tesis de Master, Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco). Descargado de <https://repositorio.unsaac.edu.pe/handle/20.500.12918/4334> (Tesis de pregrado, Repositorio UNSAAC)
- Fox, E. N. (1948). The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface. En *Proceedings of the second international conference on soil mechanics and foundation engineering* (pp. 129–132). Rotterdam.
- Freire-Tellado, M. (1999, octubre). Precisiones para el empleo del método del módulo de balasto en edificación. *Informes de la Construcción*, 51. doi: 10.3989/ic.1999.v51.i463.863
- García, L., y Ramírez, F. (2021). Evaluación comparativa de cimentaciones mediante mef y métodos empíricos en suelos arcillosos. *Revista de Ingeniería Civil Latinoamericana*, 8(2), 44–59.
- Gregory, H. (1916). *Geology of the cuzco quadrangle, peru*. Washington, D.C.: Geological Survey.
- Jara, J. C. (2015). *Influencia de la estimación del módulo de reacción del suelo en asentamientos de edificaciones en suelos cohesivos del Perú* (Tesis Doctoral no publicada). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

- Juarez Badillo, E., y Rico Rodriguez, A. (1963). *Mecánica de suelos, tomo i: Fundamentos de la mecánica de suelos*. México, D.F.: Editorial Limusa.
- Juarez Badillo, E., y Rico Rodriguez, A. (1973). *Mecanica de Suelos. Teoría y aplicaciones de mecánica de suelos* (1ra. Ed. ed.). Limusa.
- Khosravifardshirazi, A., Johari, A., Javadi, A. A., Khanjanpour, M. H., Khosravifardshirazi, B., y Akrami, M. (2022). Role of subgrade reaction modulus in soil-foundation-structure interaction in concrete buildings. *Buildings*, 12(540). Descargado de <https://www.mdpi.com/journal/buildings> doi: 10.3390/buildings12050540
- Laquice Huamantupa, C. J. (2017). *Influencia de la interacción sísmica suelo estructura en la reducción de esfuerzos en una edificación aportada con zapatas y vigas de conexión en la localidad de tankarpata, distrito de san sebastián, cusco* (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, Cusco, Perú.
- Leoni, A. J. (2012). *Apunte de coeficiente de balasto*. La Plata, Argentina.
- Meyerhof, G. G. (1965, March). Shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 91(SM2), 21–31.
- Mittal, R. K., Rawat, S., y Bansal, P. (2019). Multivariable regression model for fox depth correction factor. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 13(1), 103. Descargado de https://journal.hep.com.cn/fsce/EN/abstract/article_22381.shtml doi: 10.1007/s11709-018-0474-6
- Montañez Tupayachi, A. (2022). *Apunte de clase: Mecánica de suelos aplicada a cimentaciones*. Cusco, Perú.
- Mughieda, O., Mehana, M. S., y Hazirbaba, K. (2017). Effect of soil subgrade modulus on raft foundation behavior. En *Matec web of conferences* (Vol. 20, p. 06010). Descargado de <http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/> doi: 10.1051/matecconf/201712006010
- MVCS. (2020a). *Reglamento nacional de edificaciones e.030: Diseño sismorresistente* (Primera edición digital ed.). Lima, Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO). (Disponible en: <https://www.gob.pe/sencico>)

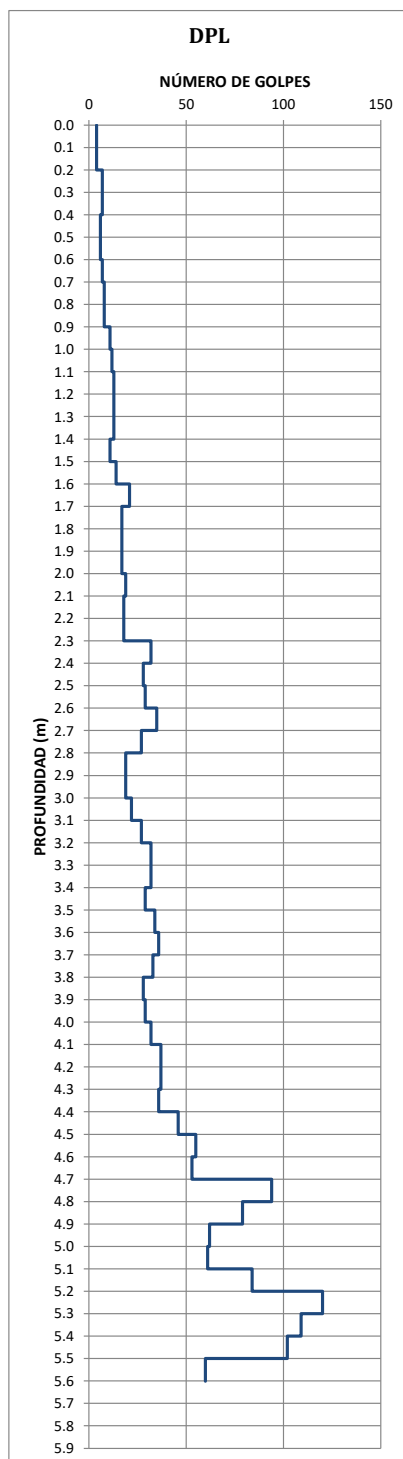
- MVCS. (2020b). *Reglamento nacional de edificaciones e.050: Suelos y cimentaciones* (Primera edición digital ed.). Lima, Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO). (Disponible en: <https://www.gob.pe/sencico>)
- MVCS. (2020c). *Reglamento nacional de edificaciones e.060: Concreto armado* (Primera edición digital ed.). Av. De la Poesía N° 351, San Borja, Lima - Perú: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO). (Disponible en: <https://www.gob.pe/sencico>)
- Nieto Leal, A. (2007). *Modelación del comportamiento del suelo utilizando el modelo constitutivo MIT S1* (Tesis Doctoral no publicada). Universidad de los Andes, Bogotá - Colombia.
- Quispe Alarcón, A., y Quispe Llanos, J. (2025). *Coeficiente de balasto relacionado con el número de golpes del ensayo de penetración estándar en suelo diatomítico de piuraypampa, distrito de chinchero, provincia de urubamba, cusco* (Tesis de Master, Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco). Descargado de <https://repositorio.unsaac.edu.pe/handle/20.500.12918/10949> (Tesis de pregrado, Repositorio UNSAAC)
- Rojas Gómez, L. F. (2023). *Elementos finitos aplicados a la ingeniería geotécnica*. Lima-Perú.
- Salinas, M. L., Yapari, H. J., Canelas, A., y Aranibar, A. (2015). *Mecánica de suelos*. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón.
- Santos, R., Mendes, L., y Silva, D. (2020). Aplicación del mef en suelos blandos de américa del sur: Estudio con plaxis 3d. *International Journal of Geomechanics*, 20(3), 1–12.
- Socualaya Cárdenas, K. (2019). *Caracterización de suelos para la obtención de coeficiente de balasto, distrito san agustín de cajas, año 2017* (Tesis de Maestría). Universidad Nacional del Centro del Perú, Facultad de Ingeniería Civil, Huancayo, Perú.
- Steinbrenner, W. (1934, Oct). Tafeln zur setzungsberechnung. *Die Strasse*, 1, 121–124.
- Terzaghi, K., y Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice* (2nd ed.). New York: John Wiley & Sons.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., y Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice* (3rd ed.). John Wiley & Sons.

- Timoshenko, S., y Goodier, J. N. (1951). *Theory of elasticity* (1st ed.). New York: McGraw-Hill.
- Turcios, D. (2020). *Comparación de diseño estructural para cimentaciones superficiales utilizando el metodo rígido convencional y el metodo Winkler por elementos finitos*. (Tesis Doctoral no publicada). Instituto Tecnológico de Costa Rica, San José - Costa Rica.
- Vesic, A. S. (1961, April). Bending of beams resting on isotropic elastic solid. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 87(EM 2), 35-53.
- Villavicencio, J., Quispe, E., y Alarcón, L. (2020). Evaluación del módulo de balasto en suelos cohesivos del altiplano peruano. *Revista Peruana de Geotecnia*, 12(1), 22–35.
- Vintimilla Ávila, C., y Avila Redrovan, E. (2016). Análisis de modelos constitutivos para representar el comportamiento de los suelos del sector las orquídeas de la ciudad de cuenca. *Anuario de Investigación en Administración y Tecnología para el Diseño*, 1(1), 4-13. Descargado de <http://hdl.handle.net/11191/7907>

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco
Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE
Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Auscultación: A-01
Tipo: DPL
Profundidad: +0.50m NPT

NTP 339.159, Norma DIN 4094 y Norma IRTP/DP

[illegible]
$$EE = \frac{M \times H}{d \times A} \text{ (Energía específica)}$$

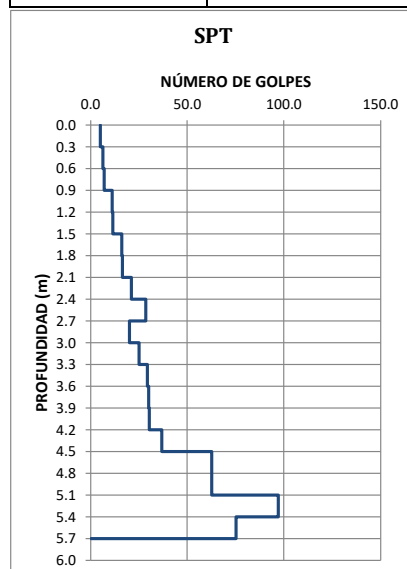
$$EE = \frac{M \times H}{d \times A} \text{ (Energía específica)}$$

$$N_{10} \text{ corregido} = N_{10} \text{ campo}$$

Tipo Penetrómetro	DPLstand	DPLcamp
Peso de Martillo M (kg)	10.00	10.00
Altura de Caída H (cm)	50.00	46.50
Área de Punta A (cm ²)	5.00	5.00
Distancia de conteo d (cm)	10.00	10.00
Energía Específica Q (kg.cm/cm ³)	10.00	9.30

$$N_{60} = N_{10} \text{ corregido}$$

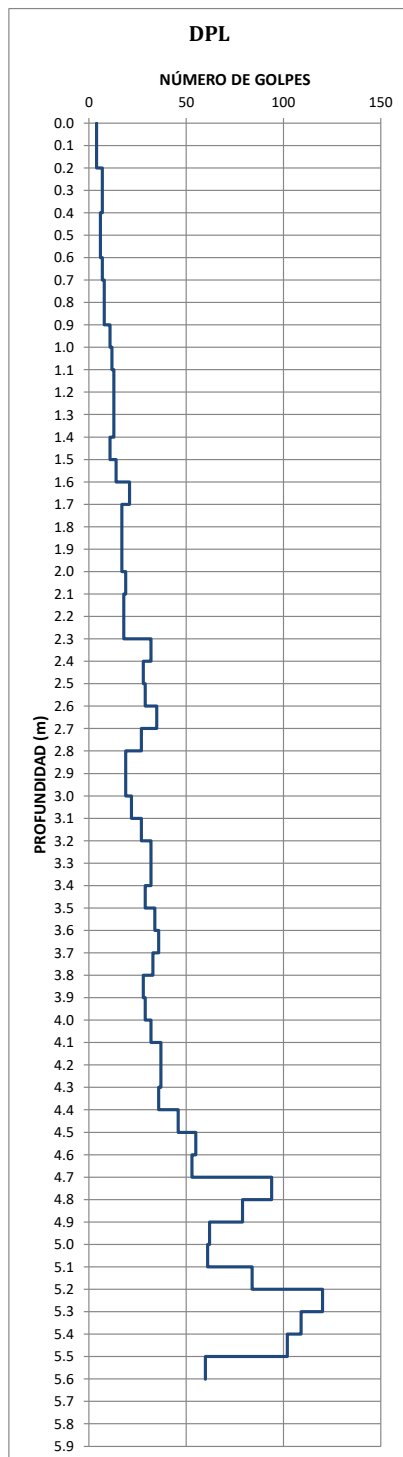
PROFUNDIDAD (m)	N ₆₀
0.30	5
0.60	6
0.90	7
1.20	11
1.50	11
1.80	16
2.10	16
2.40	21
2.70	29
3.00	20
3.30	25
3.60	29
3.90	30
4.20	30
4.50	37
4.80	63
5.10	63
5.40	97
5.70	75



Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco
Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE
Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Auscultación: A-01
Tipo: DPL
Profundidad: +0.50m NPT

NTP 339.159, Norma DIN 4094 y Norma IRTP/DP

[illegible]
$$EE = \frac{M \times H}{d \times A} \text{ (Energía específica)}$$

$$EE = \frac{M \times H}{d \times A} \text{ (Energía específica)}$$

$$N_{10} \text{ corregido} = N_{10} \text{ campo}$$

Tipo Penetrómetro	DPLstand	DPLcamp
Peso de Martillo M (kg)	10.00	10.00
Altura de Caída H (cm)	50.00	46.50
Área de Punta A (cm ²)	5.00	5.00
Distancia de conteo d (cm)	10.00	10.00
Energía Específica Q (kg.cm/cm ³)	10.00	9.30

$$N_{60} = N_{10} \text{ corregido}$$

PROFUNDIDAD (m)	N ₆₀
0.30	5
0.60	6
0.90	7
1.20	11
1.50	11
1.80	16
2.10	16
2.40	21
2.70	29
3.00	20
3.30	25
3.60	29
3.90	30
4.20	30
4.50	37
4.80	63
5.10	63
5.40	97
5.70	75

Gráfico de perfil de penetração (CPT) mostrando a profundidade em metros versus o número de golpes. A profundidade varia de 0.0 a 6.0 m, e o número de golpes varia de 0.0 a 150.0. O perfil mostra uma curva descendente com alguns saltos verticais, indicando a resistência do solo em diferentes profundidades.

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

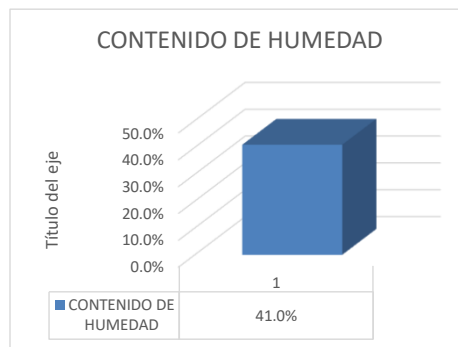
Muestra : E1

Profundidad: NPT +0.50 - (-0.90) m

CONTENIDO DE HUMEDAD

MTC E 108 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-2216

DESCRIPCIÓN	10.95		
Peso de Capsula (gr)	140.80		
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)	480.80		
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)	382.50		
Peso del Agua (gr)	98.30		
Peso de la Muestra Seca (gr)	241.70		
Contenido de Humedad	41.00%		



Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

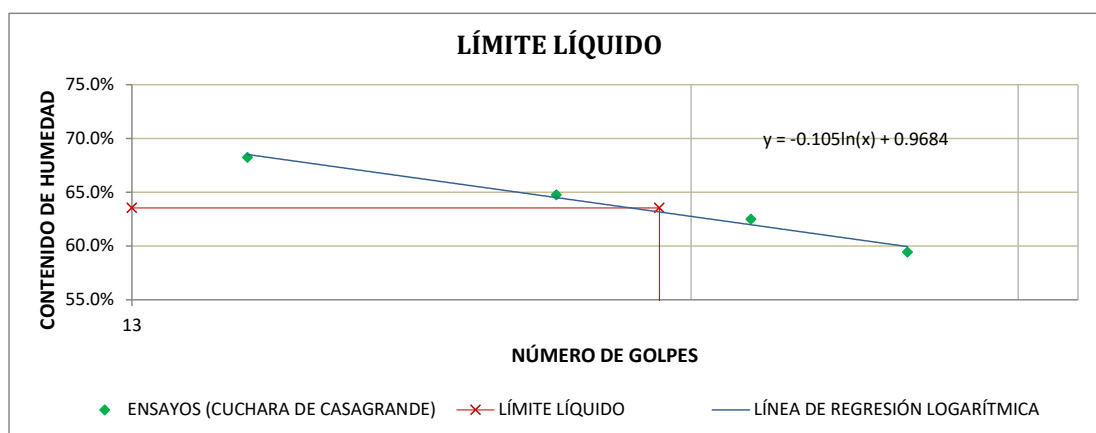
Muestra : E1

Profundidad: NPT +0.50 - (-0.90) m

LÍMITE LÍQUIDO

MTC E 110 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-4318 y AASHTO T-89

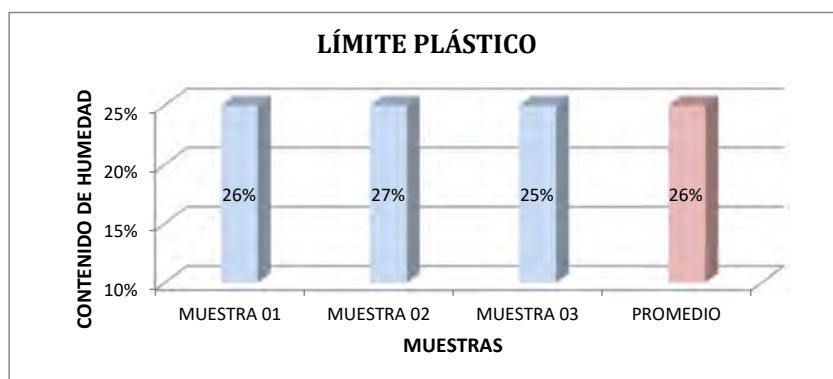
DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	MUESTRA 04
Peso de Capsula (gr)	10.91	9.83	10.85	10.84
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)	17.59	15.68	15.43	15.45
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)	15.10	13.43	13.63	13.58
Peso del Agua (gr)	2.49	2.25	1.80	1.87
Peso de la Muestra Seca (gr)	4.19	3.60	2.78	2.74
Contenido de Humedad	59%	63%	65%	68%
Número de Golpes	34	28	22	15



LÍMITE PLÁSTICO

MTC E 111 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-4318 y AASHTO T-90

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (gr)	9.02	8.99	8.94
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)	10.20	10.45	10.09
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)	9.96	10.14	9.86
Peso del Agua (gr)	0.24	0.31	0.23
Peso de la Muestra Seca (gr)	0.94	1.15	0.92
Contenido de Humedad	26%	27%	25%



LÍMITE LÍQUIDO = 64%
LÍMITE PLÁSTICO = 26%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD = 38%

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavación : P-1

Muestra : E1

Profundidad: NPT +0.50 - (-0.90) m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

MTC E 107 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-422 y AASHTO T-88

Antes del lavado

Peso de la Muestra Seca = 50.00 gr

Después del lavado

Peso de la Muestra Seca = 0.37 gr

% de Error en Peso = 0.00%

Ok!

TAMIZ	ABERTURA (mm)	823.6	PESO QUE PASA (gr)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
4"	100	0.00	50.00	0.00%	0.00%	100.00%
3"	75	0.00	33.00	0.00%	0.00%	100.00%
2"	50	0.00	33.00	0.00%	0.00%	100.00%
1½"	37.5	0.00	33.00	0.00%	0.00%	100.00%
1"	25	0.00	33.00	0.00%	0.00%	100.00%
¾"	19	0.00	33.00	0.00%	0.00%	100.00%
⅜"	9.5	0.00	33.00	0.00%	0.00%	100.00%
Nº 4	4.75	0.00	33.00	0.00%	0.00%	100.00%
Nº 10	2	0.00	33.00	0.00%	0.00%	100.00%
Nº 20	0.850	0.00	33.00	0.00%	0.00%	100.00%
Nº 40	0.425	0.37	32.63	0.74%	0.74%	99.26%
Nº 60	0.250	0.00	32.63	0.00%	0.74%	99.26%
Nº 100	0.150	0.00	32.63	0.00%	0.74%	99.26%
Nº 200	0.075	0.00	32.63	0.00%	0.74%	99.26%
Cazuela	-	0.00	-	0.00%	0.74%	-
Lavado	-	49.63	-	99.26%	100.00%	-

Total Fracción Retenida en Lavado =

0.37

% de grava (Retiene Tamiz Nº 4) = 0.00%

% de arena (Pasa Nº 4 y Ret. Nº 200) = 0.74%

% de finos (Pasa Tamiz Nº 200) = 99.26%

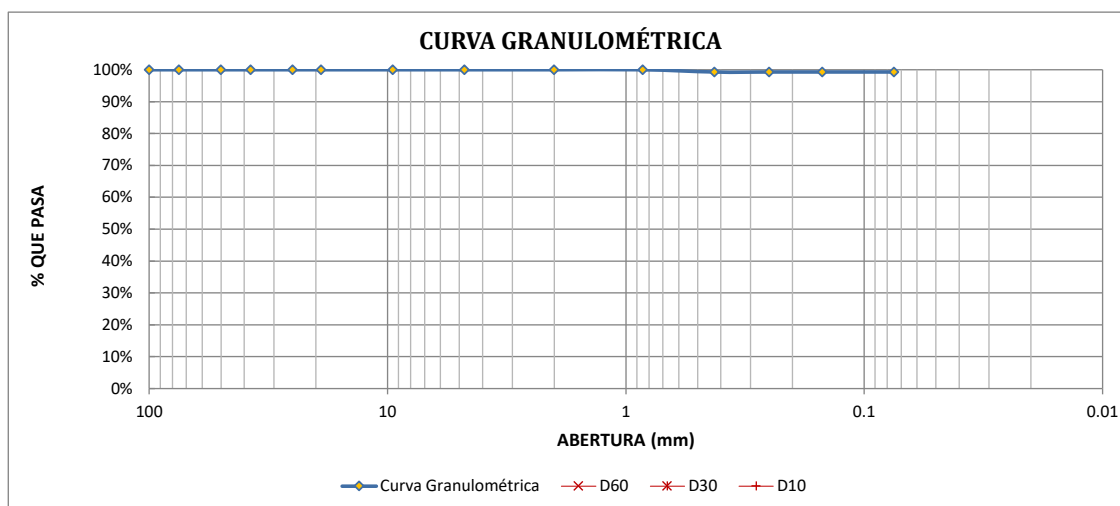
Total: 100.00%

Fracción Gruesa

% de grava = 0.00%

% de arena = 100.00%

Total = 100.00%



Tamaño Máximo Absoluto = Nº 20

Tamaño Máximo Nominal = #N/D

D60 = -

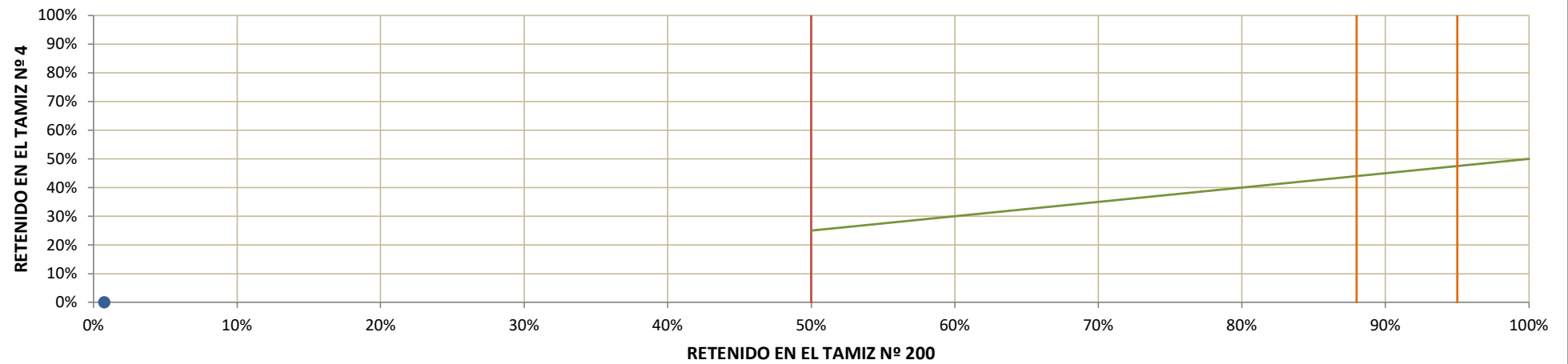
D30 = -

D10 = -

Cu = -

Cc = -

DIAGRAMA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS DEL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS



Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavación : P-1

Muestra : E2

Profundidad: NPT -1.00 m

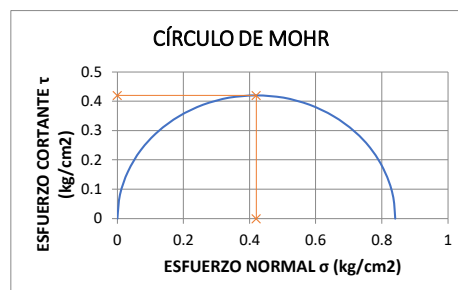
COMPRESIÓN NO CONFINADA

MTC E 121 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-2166 y AASHTO T-208

DIMENSIONES DE LA MUESTRA
Diámetro = 48.2 mm
Altura L_0 = 105.3 mm
Área = 18.25 cm ²
Volumen = 192.18 cm ³

DENSIDAD DE LA MUESTRA
Peso = 340.80 gr
Peso Unitario húmedo = 1.77 gr/cm ³
Contenido de Humedad = 41.00%
Peso Unitario seco = 1.26 gr/cm ³

DEFORMÍMETRO DE LONGITUD 1	DEFORMÍMETRO DE CARGA		CARGA TOTAL SOBRE LA MUESTRA		DEFORMACIÓN DE LA MUESTRA ΔL	DEFORMACIÓN UNITARIA $\Delta L/L_0$	FACTOR DE CORRECCIÓN DE ÁREA $1 - \Delta L/L_0$	ÁREA CORREGIDA A'	ESFUERZO SOBRE LA MUESTRA	
	M-01	M-02	M-01	M-02					M-01	M-02
* 0.01 mm	*0.0001 pulg		kg		mm			cm ²	kg/cm ²	
25	6.5		2.5		0.23	0.002	0.998	18.29	0.14	
50	13.0		4.9		0.47	0.004	0.996	18.33	0.27	
100	21.0		8.0		0.95	0.009	0.991	18.42	0.43	
150	28.5		10.8		1.43	0.014	0.986	18.50	0.59	
200	34.5		13.1		1.91	0.018	0.982	18.59	0.71	
250	39.0		14.8		2.40	0.023	0.977	18.68	0.79	
300	41.5		15.8		2.89	0.027	0.973	18.77	0.84	
350	41.0		15.6		3.40	0.032	0.968	18.86	0.83	
400	38.0		14.4		3.90	0.037	0.963	18.95	0.76	
450	34.0		12.9		4.41	0.042	0.958	19.05	0.68	
500	31.5		12.0		4.92	0.047	0.953	19.14	0.63	
550	29.0		11.0		5.50	0.052	0.948	19.26	0.57	
600	28.0		10.6		6.00	0.057	0.943	19.35	0.55	
650	25.0		9.5		6.50	0.062	0.938	19.45	0.49	
700	22.0		8.4		7.00	0.066	0.934	19.55	0.43	
750	20.5		7.8		7.50	0.071	0.929	19.65	0.40	
800	18.0		6.8		8.00	0.076	0.924	19.75	0.35	
850	16.0		6.1		8.50	0.081	0.919	19.85	0.31	



Muestras	M-01	M-02
q_u (kg/cm ²)	0.84	
c (kg/cm ²)	0.42	

Cohesión = 0.42 kg/cm²

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavación : P-1

Muestra : E2

Profundidad: NPT -1.70 m

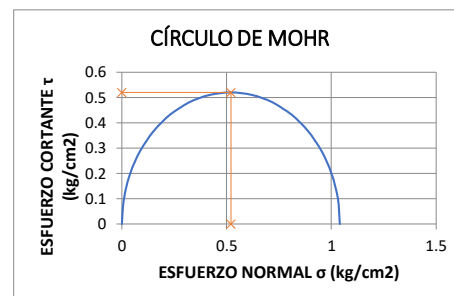
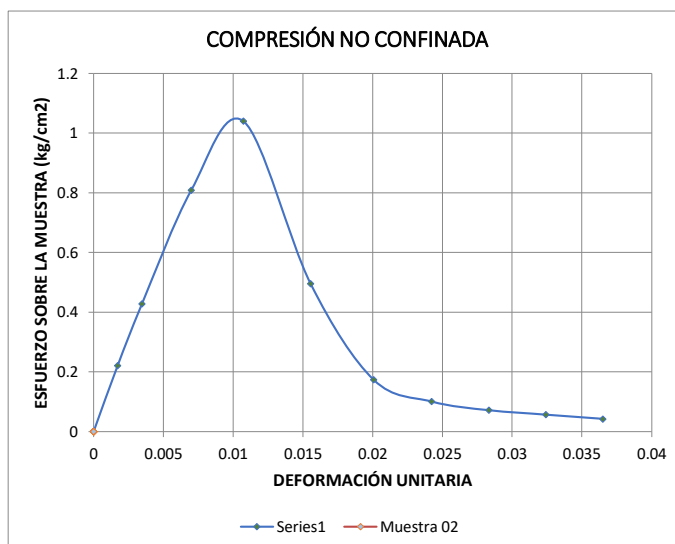
COMPRESIÓN NO CONFINADA

MTC E 121 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-2166 y AASHTO T-208

DIMENSIONES DE LA MUESTRA
Diámetro = 57.2 mm
Altura L_0 = 123.1 mm
Área = 25.67 cm ²
Volumen = 315.97 cm ³

DENSIDAD DE LA MUESTRA
Peso = 544.00 gr
Peso Unitario húmedo = 1.72 gr/cm ³
Contenido de Humedad = 48.50%
Peso Unitario seco = 1.16 gr/cm ³

DEFORMÍMETRO DE LONGITUD 1	DEFORMÍMETRO DE CARGA		CARGA TOTAL SOBRE LA MUESTRA		DEFORMACIÓN DE LA MUESTRA ΔL	DEFORMACIÓN UNITARIA $\Delta L/L_0$	FACTOR DE CORRECCIÓN DE ÁREA $1 - \Delta L/L_0$	ÁREA CORREGIDA A'	ESFUERZO SOBRE LA MUESTRA	
	M-01	M-02	M-01	M-02					M-01	M-02
* 0.01 mm	*0.0001 pulg		kg		mm			cm ²	kg/cm ²	
25	15.0		5.7		0.21	0.002	0.998	25.72	0.22	
50	29.0		11.0		0.43	0.003	0.997	25.76	0.43	
100	55.0		20.9		0.86	0.007	0.993	25.85	0.81	
150	71.0		27.0		1.32	0.011	0.989	25.95	1.04	
200	34.0		12.9		1.91	0.016	0.984	26.08	0.50	
250	12.0		4.6		2.47	0.020	0.980	26.20	0.17	
300	7.0		2.7		2.98	0.024	0.976	26.31	0.10	
350	5.0		1.9		3.49	0.028	0.972	26.42	0.07	
400	4.0		1.5		3.99	0.032	0.968	26.53	0.06	
450	3.0		1.1		4.49	0.036	0.964	26.64	0.04	



Muestras	M-01	M-02
q_u (kg/cm ²)	1.04	
c (kg/cm ²)	0.52	

Cohesión = 0.52 kg/cm²

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavación : P-1

Muestra : E2

Profundidad: NPT -2.90 m

COMPRESIÓN NO CONFINADA

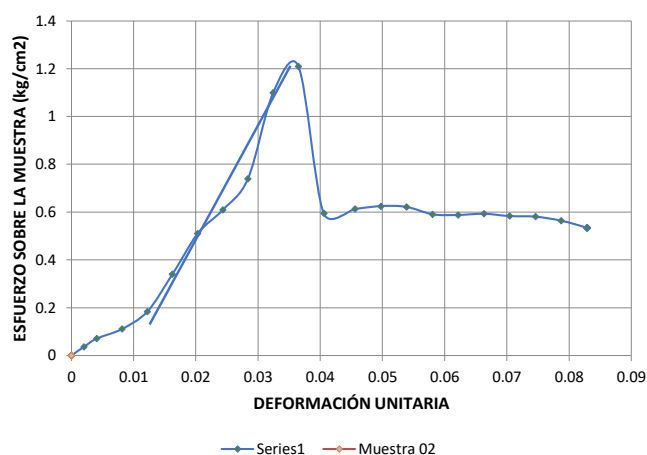
MTC E 121 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-2166 y AASHTO T-208

DIMENSIONES DE LA MUESTRA
Diámetro = 56.9 mm
Altura L_0 = 120.7 mm
Área = 25.43 cm ²
Volumen = 306.83 cm ³

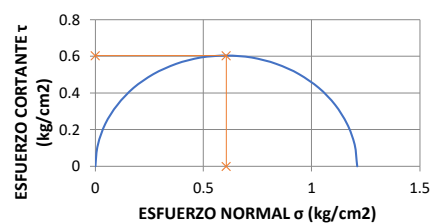
DENSIDAD DE LA MUESTRA
Peso = 501.10 gr
Peso Unitario húmedo = 1.63 gr/cm ³
Contenido de Humedad = 59.50%
Peso Unitario seco = 1.02 gr/cm ³

DEFORMÍMETRO DE LONGITUD 1	DEFORMÍMETRO DE CARGA		CARGA TOTAL SOBRE LA MUESTRA		DEFORMACIÓN DE LA MUESTRA ΔL	DEFORMACIÓN UNITARIA $\Delta L/L_0$	FACTOR DE CORRECCIÓN DE ÁREA $1 - \Delta L/L_0$	ÁREA CORREGIDA A'	ESFUERZO SOBRE LA MUESTRA	
	M-01	M-02	M-01	M-02					M-01	M-02
* 0.01 mm	*0.0001 pulg		kg		mm			cm ²	kg/cm ²	
25	2.5		1.0		0.24	0.002	0.998	25.48	0.04	
50	4.8		1.8		0.49	0.004	0.996	25.53	0.07	
100	7.5		2.9		0.98	0.008	0.992	25.64	0.11	
150	12.5		4.8		1.47	0.012	0.988	25.74	0.18	
200	16.5		6.3		1.96	0.016	0.984	25.85	0.34	
250	21.0		8.0		2.45	0.020	0.980	25.95	0.51	
300	25.5		9.7		2.94	0.024	0.976	26.06	0.61	
350	30.5		11.6		3.42	0.028	0.972	26.17	0.74	
400	34.0		12.9		3.91	0.032	0.968	26.28	1.10	
450	37.8		14.4		4.40	0.036	0.964	26.39	1.21	
500	41.5		15.8		4.89	0.041	0.959	26.50	0.60	
550	43.0		16.3		5.50	0.046	0.954	26.64	0.61	
600	44.0		16.7		6.00	0.050	0.950	26.76	0.63	
650	44.0		16.7		6.50	0.054	0.946	26.88	0.62	
700	42.0		16.0		7.00	0.058	0.942	26.99	0.59	
750	42.0		16.0		7.50	0.062	0.938	27.11	0.59	
800	42.5		16.2		8.00	0.066	0.934	27.23	0.59	
850	42.0		16.0		8.50	0.070	0.930	27.36	0.58	
900	42.0		16.0		9.00	0.075	0.925	27.48	0.58	
950	41.0		15.6		9.50	0.079	0.921	27.60	0.56	
1000	39.0		14.8		10.00	0.083	0.917	27.73	0.53	

COMPRESIÓN NO CONFINADA



CÍRCULO DE MOHR



Muestras	M-01	M-02
q_u (kg/cm ²)	1.21	
c (kg/cm ²)	0.61	

Cohesión = 0.61 kg/cm²

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Excavación : P-1

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Muestra : E2

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Profundidad: NPT -2.90 m

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

ASTM D-2435 y AASHTO T-216

DATOS DE LA CÁMARA Y ANILLO DE ENSAYO
Cámara Utilizada en el Ensayo = 1
Factor de Amplificación de Carga = 10.00
Anillo Utilizado en el Ensayo = 1
Peso del Anillo (gr) = 124.02

DIMENSIONES DE LA MUESTRA
Diámetro = 50.74 mm
Altura = 22.26 mm
Área = 2022.04 mm ²
Volumen = 45010.72 mm ³

DATOS PRELIMINARES DEL ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN	Antes del Ensayo de Consolidación	Después del Ensayo de Consolidación
Peso de la Muestra Húmeda + Anillo (gr)	197.71	171.91
Peso de la Muestra Seca + Anillo (gr)	-	170.22
Peso de la Muestra Húmeda (gr)	73.69	47.89
Peso de la Muestra Seca (gr)	-	46.2
Peso del Agua presente en la Muestra (gr)	27.49	1.69
Volumen de Agua presente en la Muestra (mm ³)	27490.00	1690.00
Contenido de Humedad	59.50%	3.66%
Lectura Inicial y Final del Deformímetro (mm)	0.00	5.97
Altura de la Muestra (mm)	22.26	16.30
Gravedad Específica del Suelo (gr/cm ³)	2.644	
Relación de Vacíos	1.576	
Altura de Sólidos (mm)	8.64	
Altura de Vacíos (mm)	13.62	

PROCESO DE CARGA DEL ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN						
Tiempo Transcurrido	Lectura del Deformímetro de Asentamientos (* 0.01000 mm)					
	1.00	2 kg	4 kg	8 kg	16 kg	32 kg
0 h 00 m 00 s	0.00	109.50	164.80	251.80	352.50	470.10
0 h 00 m 07.5 s	29.00	118.00	184.50	274.00	373.75	491.00
0 h 00 m 15 s	32.00	119.00	186.00	278.00	378.00	494.50
0 h 00 m 30 s	36.00	120.25	189.00	281.50	383.00	500.00
0 h 01 m 00 s	42.00	122.00	192.25	286.75	390.00	508.50
0 h 02 m 00 s	50.50	125.00	199.25	293.00	400.00	519.00
0 h 04 m 00 s	61.00	129.00	205.50	302.25	413.50	533.60
0 h 08 m 00 s	73.00	134.75	217.10	313.00	427.25	549.00
0 h 15 m 00 s	83.75	140.10	225.40	321.75	437.75	560.25
0 h 30 m 00 s	92.50	146.00	232.90	329.50	445.90	569.60
1 h 00 m 00 s	98.20	151.10	238.00	335.25	451.50	575.75
2 h 00 m 00 s	101.90	155.00	242.00	339.75	456.25	580.60
4 h 00 m 00 s	104.40	158.00	245.40	343.75	460.50	585.10
8 h 00 m 00 s	106.80	160.80	248.10	347.00	463.90	589.90
24 h 00 m 00 s	109.50	164.80	251.80	352.50	470.10	596.50

PROCESO DE DESCARGA DEL ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN						
Tiempo Transcurrido	Lectura del Deformímetro de Asentamientos (* 0.01000 mm)					
	16.00	8 kg	4 kg	2 kg	1 kg	0 kg
0 h 00 m 00 s	596.50	590.00	580.10	567.40	553.50	542.90
0 h 00 m 07.5 s						
0 h 00 m 15 s						
0 h 00 m 30 s						
0 h 01 m 00 s						
0 h 02 m 00 s						
0 h 04 m 00 s						
0 h 08 m 00 s						
0 h 15 m 00 s						
0 h 30 m 00 s						
1 h 00 m 00 s	590.00	580.10	567.40	553.50	542.90	508.50

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Excavación : P-1

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Muestra : E2

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

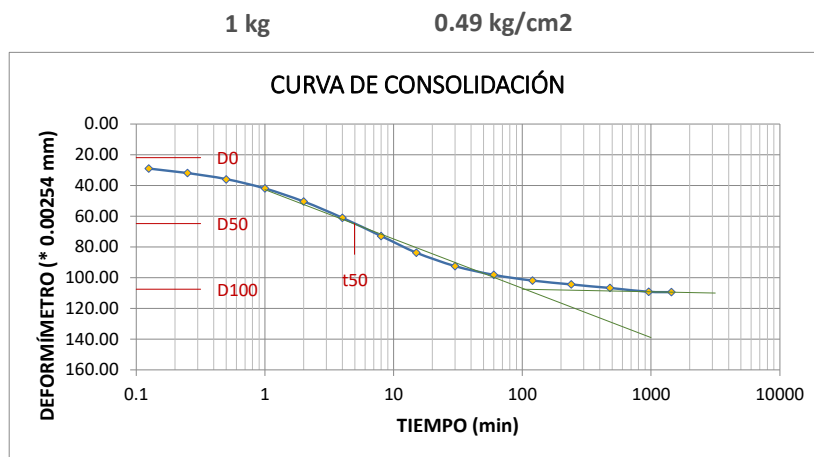
Profundidad: NPT -2.90 m

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

ASTM D-2435 y AASHTO T-216

CURVAS DE CONSOLIDACIÓN SEGÚN INCREMENTO DE CARGAS

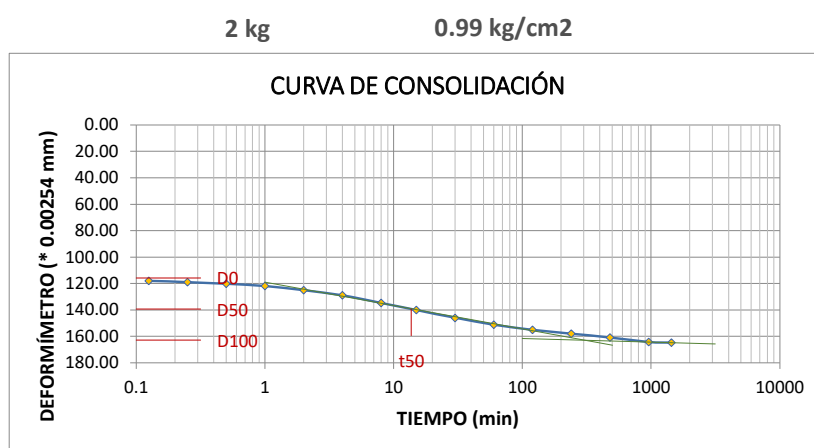
Tiempo (min)	Deformímetro
0.125	29.00
0.25	32.00
0.5	36.00
1	42.00
2	50.50
4	61.00
8	73.00
15	83.75
30	92.50
60	98.20
120	101.90
240	104.40
480	106.80
960	109.20
1440	109.50



D0 = 22.00	D100 = 107.57	D50 = 64.78	t50 = 4.98
------------	---------------	-------------	------------

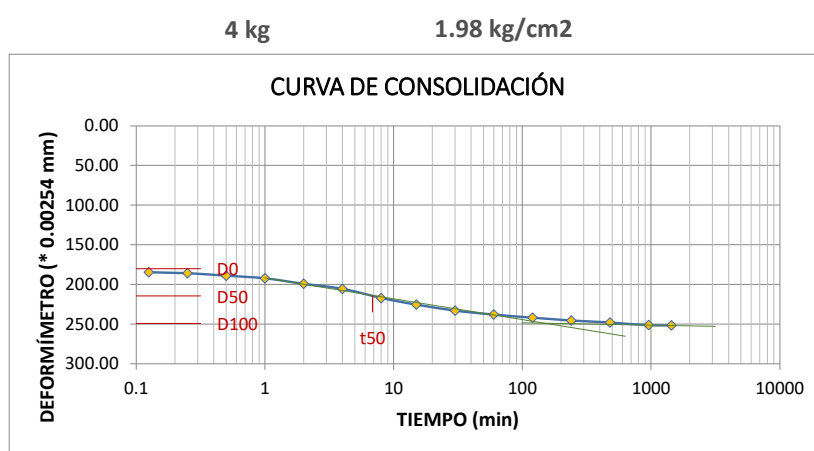
12

Tiempo (min)	Deformímetro
0.125	118.00
0.25	119.00
0.5	120.25
1	122.00
2	125.00
4	129.00
8	134.75
15	140.10
30	146.00
60	151.10
120	155.00
240	158.00
480	160.80
960	164.30
1440	164.80



D0 = 115.75	D100 = 162.90	D50 = 139.33	t50 = 13.70
-------------	---------------	--------------	-------------

Tiempo (min)	Deformímetro
0.125	184.50
0.25	186.00
0.5	189.00
1	192.25
2	199.25
4	205.50
8	217.10
15	225.40
30	232.90
60	238.00
120	242.00
240	245.40
480	248.10
960	251.30
1440	251.80



D0 = 180.00	D100 = 249.02	D50 = 214.51	t50 = 6.85
-------------	---------------	--------------	------------

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Excavación : P-1

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Muestra : E2

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

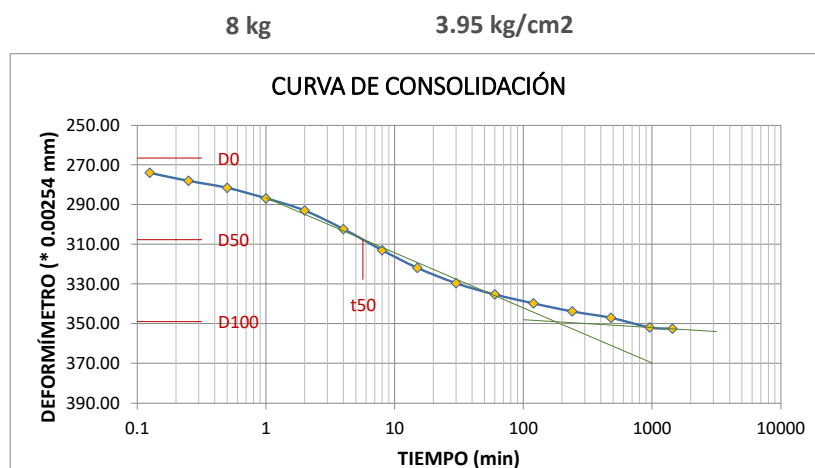
Profundidad: NPT -2.90 m

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

ASTM D-2435 y AASHTO T-216

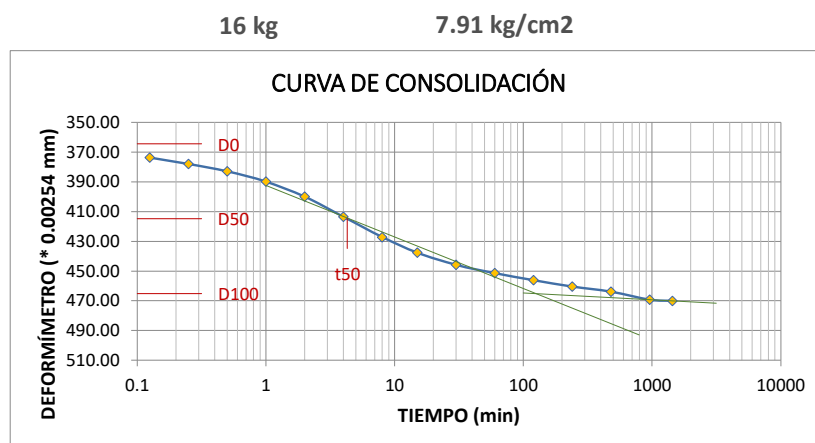
CURVAS DE CONSOLIDACIÓN SEGÚN INCREMENTO DE CARGAS

Tiempo	Deformímetro
(min)	0.01
0.125	274.00
0.25	278.00
0.5	281.50
1	286.75
2	293.00
4	302.25
8	313.00
15	321.75
30	329.50
60	335.25
120	339.75
240	343.75
480	347.00
960	351.80
1440	352.50



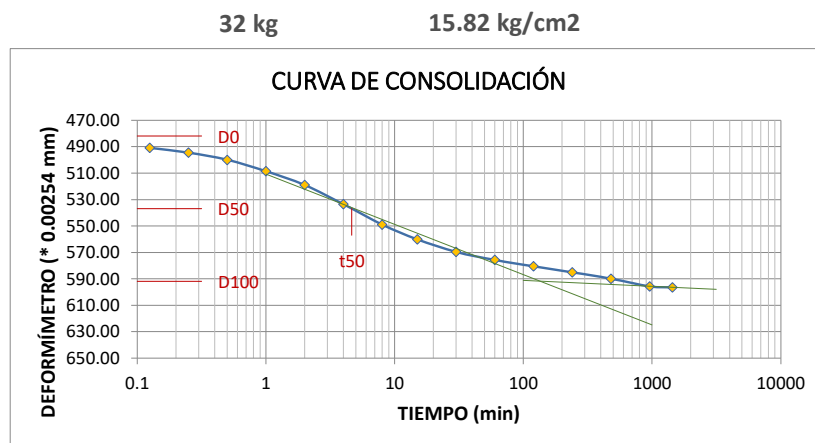
D0 = 266.50	D100 = 348.88	D50 = 307.69	t50 = 5.68
-------------	---------------	--------------	------------

Tiempo	Deformímetro
(min)	0.01
0.125	373.75
0.25	378.00
0.5	383.00
1	390.00
2	400.00
4	413.50
8	427.25
15	437.75
30	445.90
60	451.50
120	456.25
240	460.50
480	463.90
960	469.30
1440	470.10



D0 = 364.50	D100 = 465.28	D50 = 414.89	t50 = 4.29
-------------	---------------	--------------	------------

Tiempo	Deformímetro
(min)	0.01
0.125	491.00
0.25	494.50
0.5	500.00
1	508.50
2	519.00
4	533.60
8	549.00
15	560.25
30	569.60
60	575.75
120	580.60
240	585.10
480	589.90
960	595.70
1440	596.50



D0 = 482.00	D100 = 591.84	D50 = 536.92	t50 = 4.64
-------------	---------------	--------------	------------

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Excavación : P-1

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Muestra : E2

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Profundidad: NPT -2.90 m

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

ASTM D-2435 y AASHTO T-216

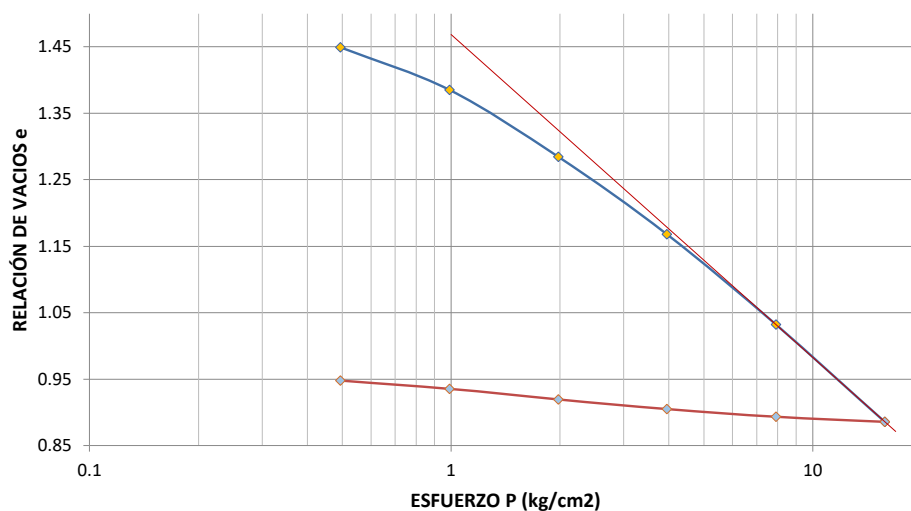
CÁLCULO DEL PROCESO DE CARGAS

Carga (kg)	Lectura Inicial (mm)	Lectura Final (mm)	Cambio en la Altura ΔH (mm)	Cambio en la Relación de Vacíos Δe	Relación de Vacíos e	Esfuerzo P (kg/cm ²)
0	-	-	0.000	0.0000	1.5760	0.00
1	0.000	1.095	1.095	0.1267	1.4493	0.49
2	1.095	1.648	1.648	0.1907	1.3853	0.99
4	1.648	2.518	2.518	0.2914	1.2846	1.98
8	2.518	3.525	3.525	0.4079	1.1681	3.95
16	3.525	4.701	4.701	0.5440	1.0320	7.91
32	4.701	5.965	5.965	0.6903	0.8857	15.82

CÁLCULO DEL PROCESO DE DESCARGAS

Carga (kg)	Lectura Inicial (mm)	Lectura Final (mm)	Cambio en la Altura ΔH (mm)	Cambio en la Relación de Vacíos Δe	Relación de Vacíos e	Esfuerzo P (kg/cm ²)
32	-	-	0.000	0.0000	0.8857	15.82
16	5.965	5.900	-0.065	-0.0075	0.8932	7.91
8	5.900	5.801	-0.164	-0.0190	0.9047	3.95
4	5.801	5.674	-0.291	-0.0337	0.9194	1.98
2	5.674	5.535	-0.430	-0.0498	0.9355	0.99
1	5.535	5.429	-0.536	-0.0620	0.9477	0.49
0	5.429	5.085	-0.880	-0.1018	0.9875	0.00

CURVAS DE COMPRESIÓN Y EXPANSIÓN



CÁLCULO DEL FACTOR TIEMPO T_v

$$\text{Para } U \leq 60\%, \quad T_v = \frac{\pi}{4} * \left(\frac{U\%}{100} \right)^2$$

$$\text{Para } U > 60\%, \quad T_v = 1.781 - 0.933 * \log(100 - U\%)$$

donde:

T_v : Factor Tiempo

U: Grado de Consolidación

U = 50.00%

$T_{50} = 0.196$

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Excavación : P-1

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Muestra : E2

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Profundidad: NPT -2.90 m

ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

ASTM D-2435 y AASHTO T-216

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACIÓN C_v

Carga (kg)	Deformación Unitaria ϵ	Módulo de Elasticidad E (kg/cm ²)	Altura Prom. para el Incremento de Carga H_p (mm)	Altura de Drenaje H_d (mm)	Tiempo para el 50% de Consolidación t_{50} (min)	Coefficiente de Consolidación C_v (mm ² /min)
0	-	-	22.26	11.13	-	-
1	0.05	10.05	21.71	10.86	4.98	4.65
2	0.07	13.36	20.89	10.44	13.70	1.56
4	0.11	17.49	20.18	10.09	6.85	2.92
8	0.16	24.95	19.24	9.62	5.68	3.20
16	0.21	37.44	18.15	9.07	4.29	3.77
32	0.27	59.02	16.93	8.46	4.64	3.03

CÁLCULO DEL ÍNDICE DE COMPRESIÓN C_c Y EL ÍNDICE DE EXPANSIÓN C_s

Se calcula mediante la fórmula: $C = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{P_2}{P_1}\right)}$

El Índice de Compresión se determina en el tramo recto (No Consolidado) de la Curva de Compresión

El Índice de Expansión se determina en todo el tramo de la Curva de Expansión

$C_c = 0.4859$

$C_s = 0.0250$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO DE PRE-CONSOLIDACIÓN P_c

Se determina mediante el método gráfico en la Curva de Compresión:

$P_c = 1.52 \text{ kg/cm}^2$

CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

Se calcula mediante una de las siguientes fórmulas:

En suelos normalmente consolidados, $S = \frac{C_c * H_c}{1 + e_0} * \log\left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_0}\right)$

En suelos preconsolidados, Si: $p_0 + \Delta p \leq P_c$, $S = \frac{C_s * H_c}{1 + e_0} * \log\left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_0}\right)$

En suelos preconsolidados, Si: $p_0 < P_c < p_0 + \Delta p$, $S = \frac{C_s * H_c}{1 + e_0} * \log\left(\frac{P_c}{p_0}\right) + \frac{C_c * H_c}{1 + e_0} * \log\left(\frac{p_0 + \Delta p}{P_c}\right)$

Condición de Consolidación:

Normalmente Consolidado

$H_c = 3900.00 \text{ mm}$

$P_o = 0.65 \text{ kg/cm}^2$

$P_o + \Delta p = 0.80 \text{ kg/cm}^2$

$S = 6.98 \text{ cm}$

CÁLCULO DEL TIEMPO PARA EL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN

Se calcula mediante la fórmula: $t = \frac{T_v * H_d^2}{C_v}$, $H_d = H_c$ ó $H_d = \frac{H_c}{2}$

Drenaje por 1 Estrato

$C_v = 3.187$

Grado de Consolidación U	Factor Tiempo T_v	Tiempo Necesario para el Asentamiento por Consolidación t			
		(min)	(días)	(años)	(años, meses, días)
50.00%	0.20	937,006	651	1.78	1 años, 9 meses, 12 días
90.00%	0.85	4,046,767	2,810	7.70	7 años, 8 meses, 12 días
99.00%	1.78	8,499,165	5,902	16.17	16 años, 2 meses, 1 días

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Excavación : P-1

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Muestra : E2

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Profundidad: NPT -2.90 m

GRAVEDAD ESPECIFICA DE SUELOS (PICNOMETRO)

MTC E 113 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-854 y AASHTO T-100

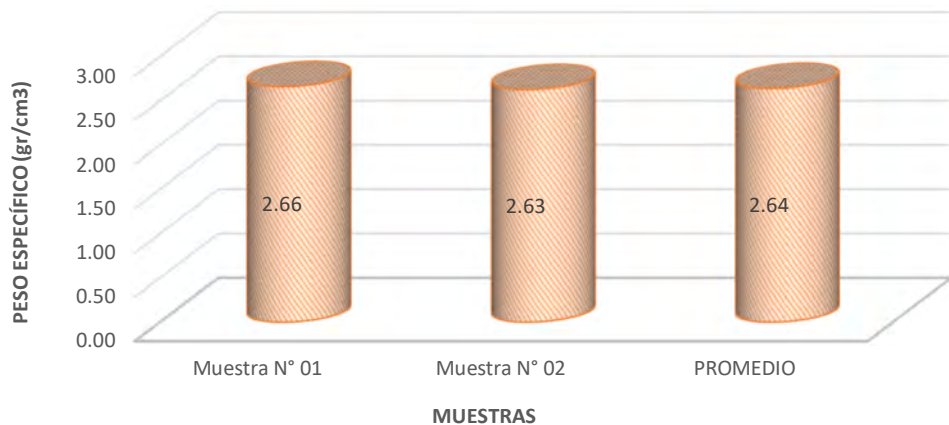
Sin Marca

Con Marca

Descripción	Muestra N° 01	Muestra N° 02
Recipiente de Saturación	1	2
Volumen del Recipiente (ml)	250	250
Peso del Recipiente (gr)	89.01	83.07
Peso en el aire de la Muestra Seca (gr)	41.00	38.90
Peso del picnómetro o matraz aforado lleno de agua (gr)	337.70	331.70
Peso total del picnómetro o matraz aforado con la muestra y lleno de agua	363.30	355.80
temperatura de ensayo	23.000	23.000
factor de correcion (k)	0.99933	0.99933
Peso Específico Nominal (gr/cm3)	2.661	2.627

PESO ESPECÍFICO DEL AGREGADO FINO

PESO ESPECÍFICO DEL AGREGADO FINO



Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

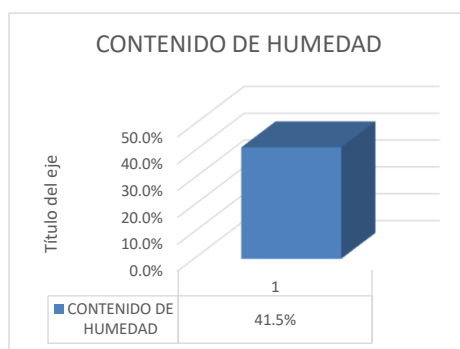
Muestra : E2

Profundidad: NPT (-0.90) - (-3.80) m

CONTENIDO DE HUMEDAD

MTC E 108 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-2216

DESCRIPCIÓN	Humedad Natural	Humedad Corte Directo	Humedad Final 3
Peso de Capsula (gr)	20.74	20.70	
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)	35.20	39.74	
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)	31.00	34.10	
Peso del Agua (gr)	4.20	5.64	
Peso de la Muestra Seca (gr)	10.26	13.40	
Contenido de Humedad	41.0%	42.0%	



Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

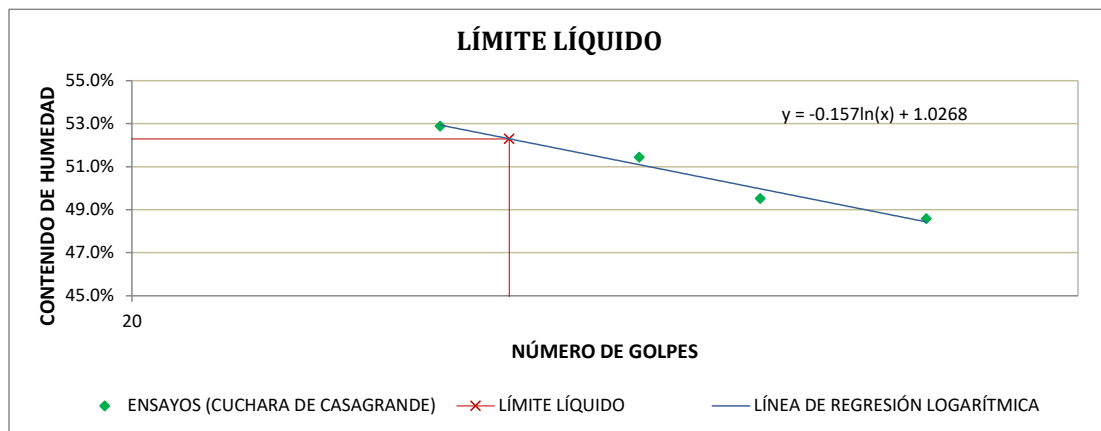
Muestra : E2

Profundidad: NPT (-0.90) - (-3.80) m

LÍMITE LÍQUIDO

MTC E 110 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-4318 y AASHTO T-89

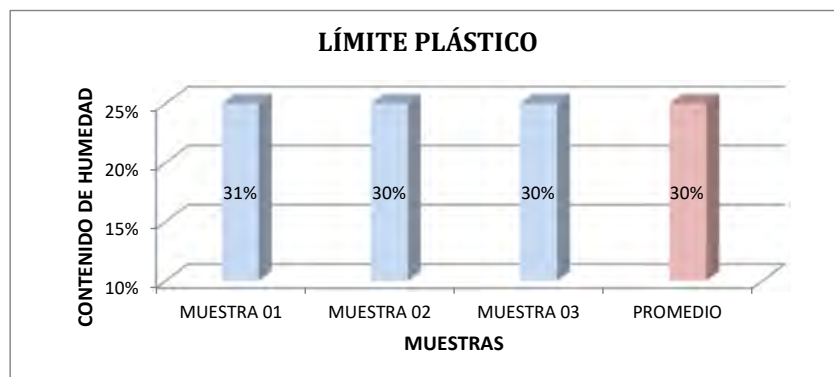
DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	MUESTRA 04
Peso de Capsula (gr)	10.88	10.93	10.75	10.85
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)	15.62	15.58	16.52	17.21
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)	14.07	14.04	14.56	15.01
Peso del Agua (gr)	1.55	1.54	1.96	2.20
Peso de la Muestra Seca (gr)	3.19	3.11	3.81	4.16
Contenido de Humedad	49%	50%	51%	53%
Número de Golpes	32	29	27	24



LÍMITE PLÁSTICO

MTC E 111 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-4318 y AASHTO T-90

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (gr)	10.72	10.93	10.92
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)	12.30	12.36	12.51
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)	11.93	12.03	12.14
Peso del Agua (gr)	0.37	0.33	0.37
Peso de la Muestra Seca (gr)	1.21	1.10	1.22
Contenido de Humedad	31%	30%	30%



LÍMITE LÍQUIDO = 52%
LÍMITE PLÁSTICO = 30%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD = 22%

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

Muestra : E2

Profundidad: NPT (-0.90) - (-3.80) m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

MT C 107 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-422 y AASHTO T-88

Antes del lavado

Peso de la Muestra Seca = 49.50 gr

Después del lavado

Peso de la Muestra Seca = 3.98 gr

% de Error en Peso = 0.00%

Ok!

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO QUE PASA (gr)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
4"	100		49.50	0.00%	0.00%	100.00%
3"	75	0.00	49.50	0.00%	0.00%	100.00%
2"	50	0.00	49.50	0.00%	0.00%	100.00%
1½"	37.5	0.00	49.50	0.00%	0.00%	100.00%
1"	25	0.00	49.50	0.00%	0.00%	100.00%
¾"	19	0.00	49.50	0.00%	0.00%	100.00%
⅜"	9.5	0.00	49.50	0.00%	0.00%	100.00%
Nº 4	4.75	0.00	49.50	0.00%	0.00%	100.00%
Nº 10	2	0.00	49.50	0.00%	0.00%	100.00%
Nº 20	0.850	0.00	49.50	0.00%	0.00%	100.00%
Nº 40	0.425	2.00	47.50	4.04%	4.04%	95.96%
Nº 60	0.250	1.98	45.52	4.00%	8.04%	91.96%
Nº 100	0.150	0.00	45.52	0.00%	8.04%	91.96%
Nº 200	0.075	0.00	45.52	0.00%	8.04%	91.96%
Cazuela	-	0.00	-	0.00%	8.04%	-
Lavado	-	45.52	-	91.96%	100.00%	-

Total Fracción Retenida en Lavado =

3.98

% de grava (Retiene Tamiz Nº 4) = 0.00%

% de arena (Pasa Nº 4 y Ret. Nº 200) = 8.04%

% de finos (Pasa Tamiz Nº 200) = 91.96%

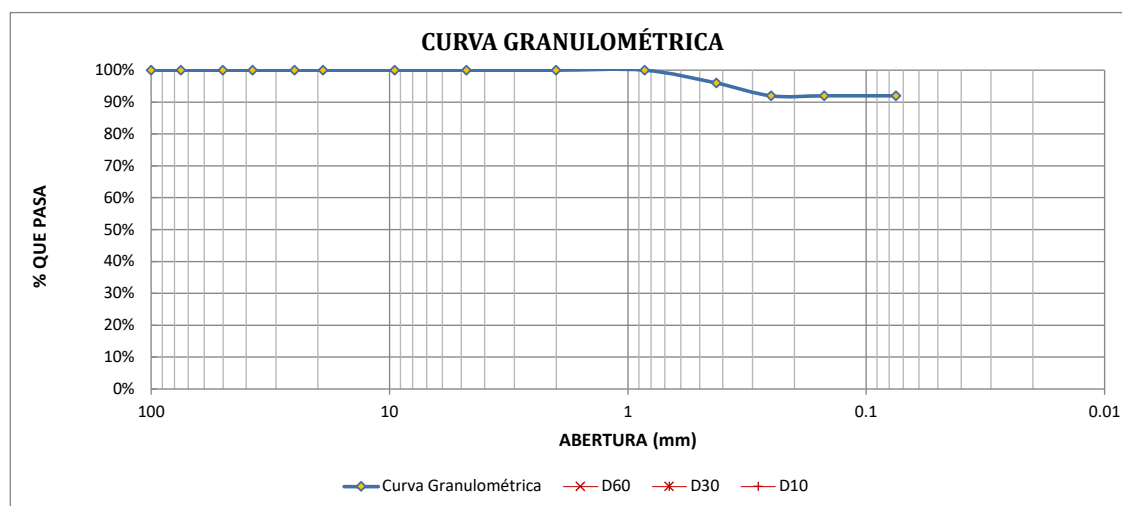
Total: 100.00%

Fracción Gruesa

% de grava = 0.00%

% de arena = 100.00%

Total = 100.00%



Tamaño Máximo Absoluto = Nº 20

Tamaño Máximo Nominal = Nº 60

D60 = -

D30 = -

D10 = -

Cu = -

Cc = -

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

Muestra : E2

Profundidad: NPT (-0.90) - (-3.80) m

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

ASTM D-2487

DATOS PARA CLASIFICACIÓN
De Granulometría
% de Gruesos = 8.04%
% de Finos = 91.96%
Total = 100.00%
% de Grava = 0.00%
% de Arena = 8.04%
Total = 8.04%
Fracción Gruesa
% de Grava = 0.00%
% de Arena = 100.00%
Total = 100.00%
Coeficientes
Cu = -
Cc = -
De Límites de Consistencia
LL = 52.00%
LP = 30.00%
IP = 22.00%
Otros Datos
Tipo = Inorgánico

CRITERIOS PARA LA ASIGNACIÓN DE SÍMBOLOS DE GRUPO Y NOMBRE DE GRUPO CON EL USO DE ENSAYOS DE LABORATORIO			SÍMBOLO	NOMBRE DE GRUPO	
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS	GRAVAS	GRAVAS LIMPIAS	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Grava bien graduada
		Menos del 5% pasa la malla Nº 200	$Cu < 4$ ó $1 > Cc > 3$	GP	Grava mal graduada
		GRAVAS CON FINOS	IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa
		Más del 12% pasa la malla Nº 200	IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa
		GRAVAS LIMPIAS Y CON FINOS	$4 \leq IP \leq 7$ y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC - GM	Grava limosa arcillosa
	ARENAS	ARENAS LIMPIAS	Cumple los criterios para GW y GM	GW - GM	Grava bien graduada con limo
		Menos del 5% pasa la malla Nº 200	Cumple los criterios para GW y GC o para GW y GC - GM	GW - GC	Grava bien graduada con arcilla
		ARENAS CON FINOS	Cumple los criterios para GP y GM	GP - GM	Grava mal graduada con limo
		Más del 12% pasa la malla Nº 200	Cumple los criterios para GP y GC o para GP y GC - GM	GP - GC	Grava mal graduada con arcilla
		ARENAS LIMPIAS Y CON FINOS	$Cu \geq 6$ y $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Arena bien graduada
	LIMOS Y ARCILLAS	ARENAS LIMPIAS	$Cu < 6$ ó $1 > Cc > 3$	SP	Arena mal graduada
		Menos del 5% pasa la malla Nº 200	IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa
		ARENAS CON FINOS	IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa
		Más del 12% pasa la malla Nº 200	$4 \leq IP \leq 7$ y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC - SM	Arena limosa arcillosa
		ARENAS LIMPIAS Y CON FINOS	Cumple los criterios para SW y SM	SW - SM	Arena bien graduada con limo
SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS	LIMOS Y ARCILLAS	Limite Líquido menor que 50	Cumple los criterios para SW y SC o para SW y SC - SM	SW - SC	Arena bien graduada con arcilla
		El 50% o más pasa la malla Nº 200	Cumple los criterios para SP y SM	SP - SM	Arena mal graduada con limo
		Limite Líquido 50 o mayor	Cumple los criterios para SP y SC o para SP y SC - SM	SP - SC	Arena mal graduada con arcilla
		Inorgánicos	IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	ML	Limo de baja plasticidad
		Orgánicos	IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	CL	Arcilla de baja plasticidad
	LIMOS Y ARCILLAS	Limite Líquido menor que 50	$4 \leq IP \leq 7$ y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	CL - ML	Arcilla limosa
		El 50% o más pasa la malla Nº 200	$\frac{Limite\ Líquido\ secado\ al\ horno}{Limite\ Líquido\ no\ secado} < 0.75$	OL	Limo orgánico
		Limite Líquido 50 o mayor	Se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad
		Inorgánicos	Se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad
		Orgánicos	$\frac{Limite\ Líquido\ secado\ al\ horno}{Limite\ Líquido\ no\ secado} < 0.75$	OH	Limo orgánico
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS			Principalmente materia orgánica de color oscuro	Pt	Turba

MH = Limo elástico

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavación : P-1

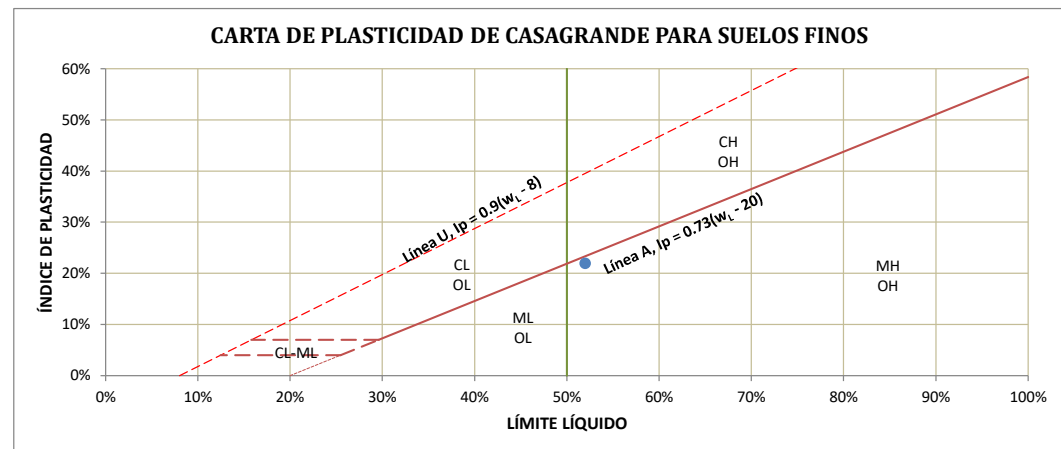
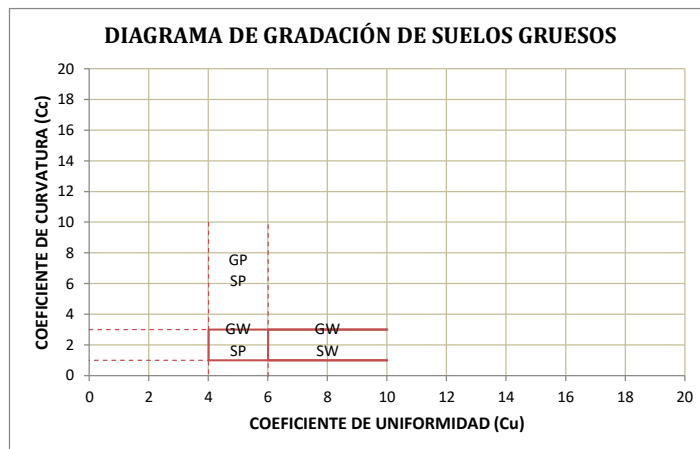
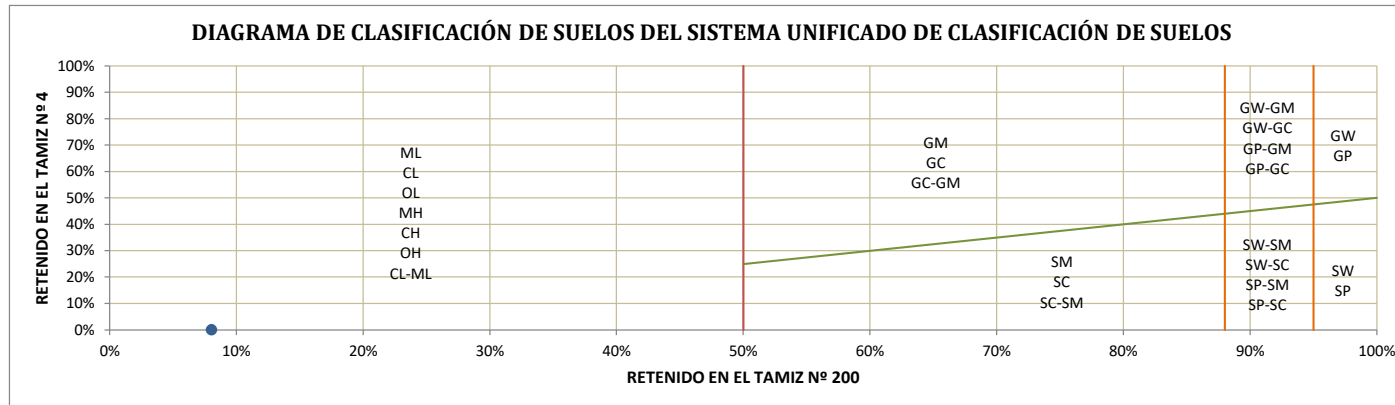
Muestra : E2

Profundidad: NPT (-0.90) - (-3.80) m

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

ASTM D-2487

El Equipo ideal de Compactación que recomienda la ASTM para este tipo de suelo es: Tractor tipo oruga, rodillo de neumáticos, rodillo con ruedas de acero, rodillo de pata de cabra



Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

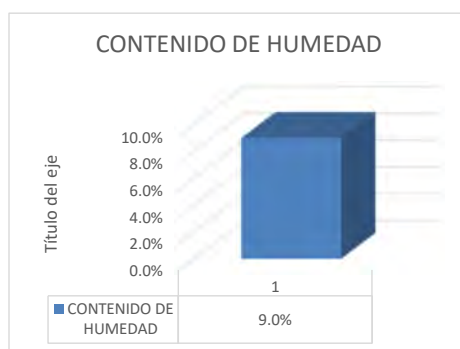
Muestra : E3

Profundidad: NPT (-4.80) - (-5.20) m

CONTENIDO DE HUMEDAD

MTC E 108 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-2216

DESCRIPCIÓN	Humedad Natural	Humedad Corte Directo	Humedad Final 3
Peso de Capsula (gr)	142.60		
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)	509.60		
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)	477.80		
Peso del Agua (gr)	31.80		
Peso de la Muestra Seca (gr)	335.20		
Contenido de Humedad	9.0%		



Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

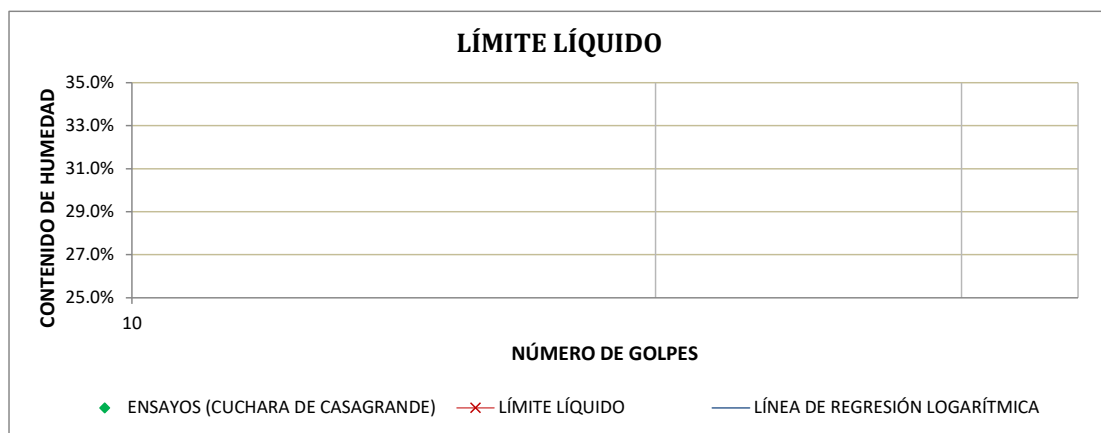
Muestra : E3

Profundidad: NPT (-4.80) - (-5.20) m

LÍMITE LÍQUIDO

MTC E 110 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-4318 y AASHTO T-89

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	MUESTRA 04
Peso de Capsula (gr)				
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)				
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)				
Peso del Agua (gr)				
Peso de la Muestra Seca (gr)				
Contenido de Humedad				
Número de Golpes				



LÍMITE PLÁSTICO

MTC E 111 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-4318 y AASHTO T-90

DESCRIPCIÓN	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03
Peso de Capsula (gr)			
Peso de Capsula + Muestra Húmeda (gr)			
Peso de Capsula + Muestra Seca (gr)			
Peso del Agua (gr)			
Peso de la Muestra Seca (gr)			
Contenido de Humedad			



LÍMITE LÍQUIDO = NO PRESENTA
LÍMITE PLÁSTICO = NO PRESENTA
ÍNDICE DE PLASTICIDAD = NO PRESENTA

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

Muestra : E3

Profundidad: NPT (-4.80) - (-5.20) m

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

MT C 107 - 2000, Basado en la Norma ASTM D-422 y AASHTO T-88

Antes del lavado

Peso de la Muestra Seca = 200.00 gr

Después del lavado

Peso de la Muestra Seca = 158.30 gr

% de Error en Peso = -0.19%

Ok!

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	PESO QUE PASA (gr)	% RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
4"	100		200.00	0.00%	0.00%	100.00%
3"	75		200.00	0.00%	0.00%	100.00%
2"	50		200.00	0.00%	0.00%	100.00%
1½"	37.5		200.00	0.00%	0.00%	100.00%
1"	25		200.00	0.00%	0.00%	100.00%
¾"	19		200.00	0.00%	0.00%	100.00%
⅜"	9.5	13.50	186.50	6.75%	6.75%	93.25%
Nº 4	4.75	16.30	170.20	8.15%	14.90%	85.10%
Nº 10	2	20.70	149.50	10.35%	25.25%	74.75%
Nº 20	0.850	19.80	129.70	9.90%	35.15%	64.85%
Nº 40	0.425	23.30	106.40	11.65%	46.80%	53.20%
Nº 60	0.250	26.20	80.20	13.10%	59.90%	40.10%
Nº 100	0.150	32.20	48.00	16.10%	76.00%	24.00%
Nº 200	0.075	6.50	41.50	3.25%	79.25%	20.75%
Cazuela	-	0.10	-	0.05%	79.30%	-
Lavado	-	41.70	-	20.70%	100.00%	-

Total Fracción Retenida en Lavado =

158.60

% de grava (Retiene Tamiz Nº 4) = 14.90%

% de arena (Pasa Nº 4 y Ret. Nº 200) = 64.35%

% de finos (Pasa Tamiz Nº 200) = 20.75%

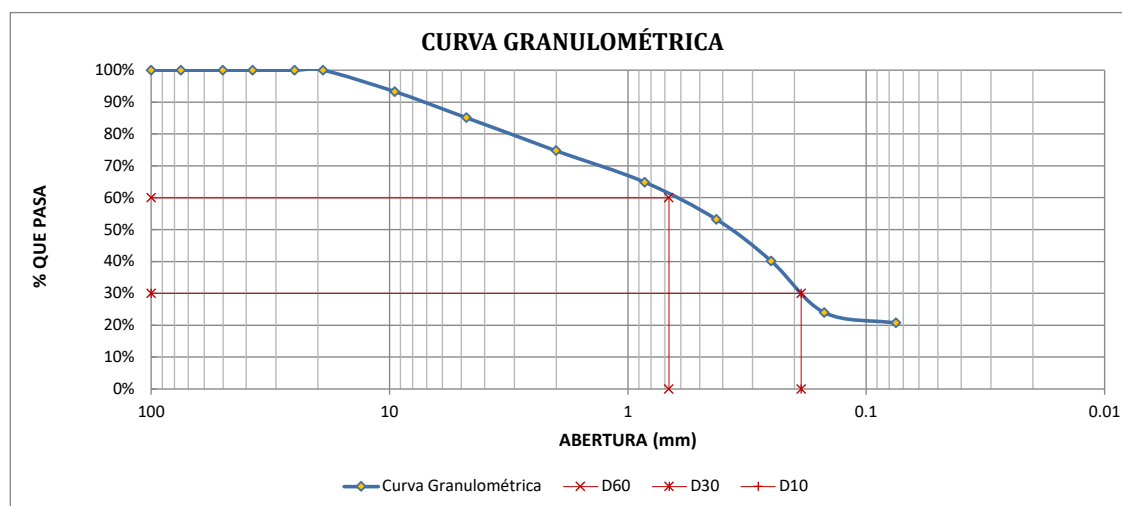
Total: 100.00%

Fracción Gruesa

% de grava = 18.80%

% de arena = 81.20%

Total = 100.00%



Tamaño Máximo Absoluto = ¾"

Tamaño Máximo Nominal = ⅜"

D60 = 0.67 mm

D30 = 0.19 mm

D10 = -

Cu = -

Cc = -

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

Muestra : E3

Profundidad: NPT (-4.80) - (-5.20) m

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

ASTM D-2487

DATOS PARA CLASIFICACIÓN		CRITERIOS PARA LA ASIGNACIÓN DE SÍMBOLOS DE GRUPO Y NOMBRE DE GRUPO CON EL USO DE ENSAYOS DE LABORATORIO			SÍMBOLO	NOMBRE DE GRUPO	
De Granulometría		GRAVAS Más del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla Nº 4	GRAVAS LIMPIAS		Cu ≥ 4 y 1 ≤ Cc ≤ 3	GW	Grava bien graduada
% de Gruesos = 79.25%			Menos del 5% pasa la malla Nº 200		Cu < 4 ó 1> Cc > 3	GP	Grava mal graduada
% de Finos = 20.75%			GRAVAS CON FINOS		IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa
Total = 100.00%			Mas del 12% pasa la malla Nº 200		IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa
% de Grava = 14.90%			4 ≤ IP ≤ 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad		GC - GM	Grava limosa arcillosa	
% de Arena = 64.35%			Cumple los criterios para GW y GM		GW - GM	Grava bien graduada con limo	
Total = 79.25%		SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más del 50% es retenido en la malla Nº 200	GRAVAS LIMPIAS Y CON FINOS		Cumple los criterios para GW y GC o para GW y GC - GM	GW - GC	Grava bien graduada con arcilla
Fracción Gruesa			Entre el 5 y 12% pasa malla Nº 200		Cumple los criterios para GP y GM	GP - GM	Grava mal graduada con limo
% de Grava = 18.80%			Cumple los criterios para GP y GC o para GP y GC - GM		GP - GC	Grava mal graduada con arcilla	
% de Arena = 81.20%			ARENAS LIMPIAS		Cu ≥ 6 y 1 ≤ Cc ≤ 3	SW	Arena bien graduada
Total = 100.00%			Menos del 5% pasa la malla Nº 200		Cu < 6 ó 1> Cc > 3	SP	Arena mal graduada
Coeficientes			ARENAS El 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla Nº 4	ARENAS CON FINOS		IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM
Cu = -		Mas del 12% pasa la malla Nº 200		IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa	
Cc = -		4 ≤ IP ≤ 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad		SC - SM	Arena limosa arcillosa		
De Límites de Consistencia		Cumple los criterios para SW y SM		SW - SM	Arena bien graduada con limo		
LL = NO PRESENTA		Cumple los criterios para SW y SC o para SW y SC - SM		SW - SC	Arena bien graduada con arcilla		
LP = NO PRESENTA		Cumple los criterios para SP y SM		SP - SM	Arena mal graduada con limo		
IP = NO PRESENTA		SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS El 50% o más pasa la malla Nº 200	ARENAS LIMPIAS Y CON FINOS		Cumple los criterios para SP y SC o para SP y SC - SM	SP - SC	Arena mal graduada con arcilla
Otros Datos			Inorgánicos		IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	ML	Limo de baja plasticidad
Tipo = Inorgánico			LÍMITE LÍQUIDO		IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	CL	Arcilla de baja plasticidad
			Límite Líquido menor que 50		4 ≤ IP ≤ 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	CL - ML	Arcilla limosa
			Orgánicos		Límite Líquido secado al horno	OL	Limo orgánico
					Límite Líquido no secado < 0.75		Arcilla orgánica
		LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido 50 o mayor	Inorgánicos		Se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad
			Orgánicos		Se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad
			Límite Líquido secado al horno		Límite Líquido secado al horno	OH	Limo orgánico
			Límite Líquido no secado < 0.75		Límite Líquido no secado < 0.75		Arcilla orgánica
			Principalmente materia orgánica de color oscuro		Pt	Turba	
			SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS				

SM = Arena limosa

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavación : P-1

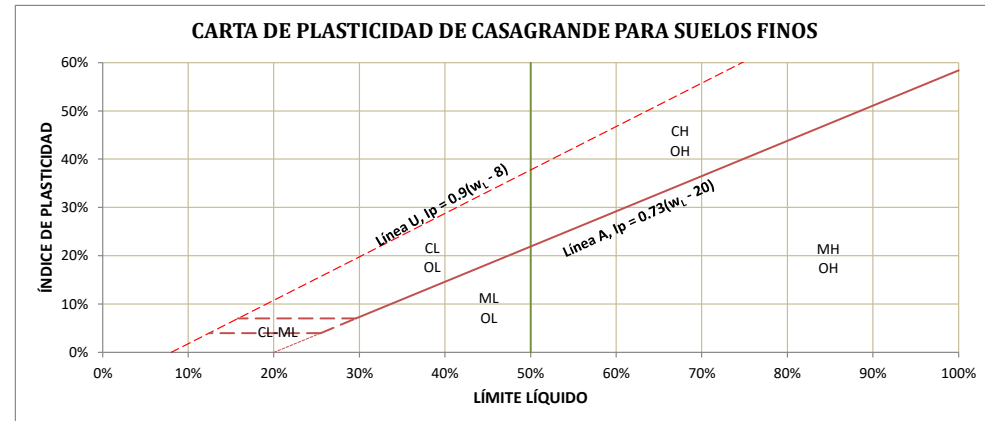
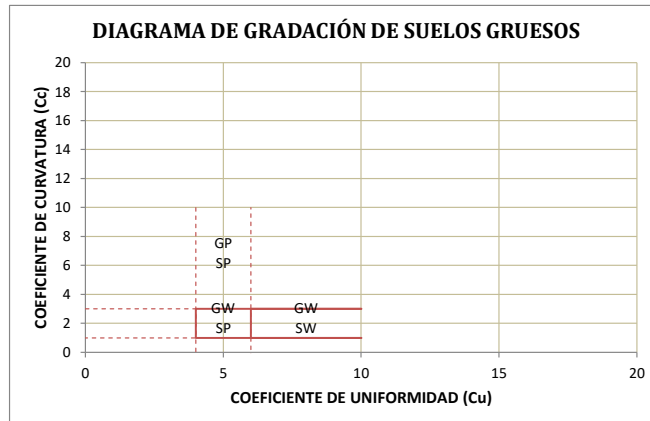
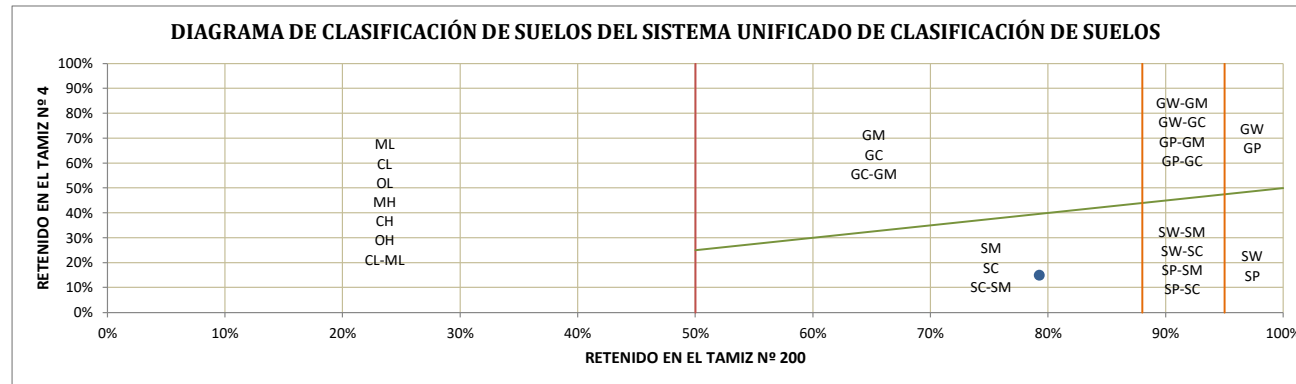
Muestra : E3

Profundidad: NPT (-4.80) - (-5.20) m

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

ASTM D-2487

El Equipo ideal de Compactación que recomienda la ASTM para este tipo de suelo es: Tractor tipo oruga, rodillo de neumáticos, rodillo con ruedas de acero, rodillo de pata de cabra



Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavacion : P-1

Muestra : E3

Profundidad: NPT (-4.80) - (-5.20) m

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

ASTM D-2487

DATOS PARA CLASIFICACIÓN		CRITERIOS PARA LA ASIGNACIÓN DE SÍMBOLOS DE GRUPO Y NOMBRE DE GRUPO CON EL USO DE ENSAYOS DE LABORATORIO			SÍMBOLO	NOMBRE DE GRUPO	
De Granulometría		GRAVAS Más del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla Nº 4	GRAVAS LIMPIAS	Cu ≥ 4 y 1 ≤ Cc ≤ 3	GW	Grava bien graduada	
% de Gruesos = 79.25%			GRAVAS CON FINOS Mas del 12% pasa la malla Nº 200	Menos del 5% pasa la malla Nº 200	Cu < 4 ó 1> Cc > 3	GP	Grava mal graduada
% de Finos = 20.75%				GRAVAS LIMPIAS Y CON FINOS Entre el 5 y 12% pasa malla Nº 200	IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	GM	Grava limosa
Total = 100.00%					IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	GC	Grava arcillosa
% de Grava = 14.90%			4 ≤ IP ≤ 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad		GC - GM	Grava limosa arcillosa	
% de Arena = 64.35%		Cumple los criterios para GW y GM	GW - GM		Grava bien graduada con limo		
Total = 79.25%		SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más del 50% es retenido en la malla Nº 200	ARENAS LIMPIAS Menos del 5% pasa la malla Nº 200	Cumple los criterios para GW y GC o para GW y GC - GM	GW - GC	Grava bien graduada con arcilla	
Fracción Gruesa				Cumple los criterios para GP y GM	GP - GM	Grava mal graduada con limo	
% de Grava = 18.80%				Cumple los criterios para GP y GC o para GP y GC - GM	GP - GC	Grava mal graduada con arcilla	
% de Arena = 81.20%				Cu ≥ 6 y 1 ≤ Cc ≤ 3	SW	Arena bien graduada	
Total = 100.00%			ARENAS El 50% o más de la fracción gruesa pasa la malla Nº 4	ARENAS CON FINOS Mas del 12% pasa la malla Nº 200	Cu < 6 ó 1> Cc > 3	SP	Arena mal graduada
Coeficientes		ARENAS LIMPIAS Y CON FINOS Entre el 5 y 12% pasa malla Nº 200			IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	SM	Arena limosa
Cu = -					IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC	Arena arcillosa
Cc = -				4 ≤ IP ≤ 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	SC - SM	Arena limosa arcillosa	
De Límites de Consistencia				Cumple los criterios para SW y SM	SW - SM	Arena bien graduada con limo	
LL = NO PRESENTA		SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS El 50% o más pasa la malla Nº 200	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor que 50	Cumple los criterios para SW y SC o para SW y SC - SM	SW - SC	Arena bien graduada con arcilla	
LP = NO PRESENTA				Cumple los criterios para SP y SM	SP - SM	Arena mal graduada con limo	
IP = NO PRESENTA				Cumple los criterios para SP y SC o para SP y SC - SM	SP - SC	Arena mal graduada con arcilla	
Otros Datos				IP < 4 ó abajo de la línea "A" en la carta de plasticidad	ML	Limo de baja plasticidad	
Tipo = Inorgánico			SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	Principalmente materia orgánica de color oscuro	IP > 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad	CL	Arcilla de baja plasticidad
		4 ≤ IP ≤ 7 y arriba de la línea "A" en la carta de plasticidad			CL - ML	Arcilla limosa	
		Límite Líquido secado al horno			OL	Limo orgánico	
		Límite Líquido no secado				Arcilla orgánica	
					Se grafica en la carta de plasticidad abajo de la línea "A"	MH	Limo de alta plasticidad
			Se grafica en la carta de plasticidad arriba de la línea "A"	CH	Arcilla de alta plasticidad		
		LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido 50 o mayor	Inorgánicos	Límite Líquido secado al horno	OH	Limo orgánico	
				Límite Líquido no secado		Arcilla orgánica	
			Orgánicos		Pt	Turba	

SM = Arena limosa

Proyecto: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCIÓN A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD, COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO – 2022

Ubicación: Urb. San Judas Grande L-5, Wanchaq, Cusco

Tesista: BETO HUMBERTO CALLAPIÑA QUISPE

Fecha: lunes, 24 de Abril de 2023

Excavación : P-1

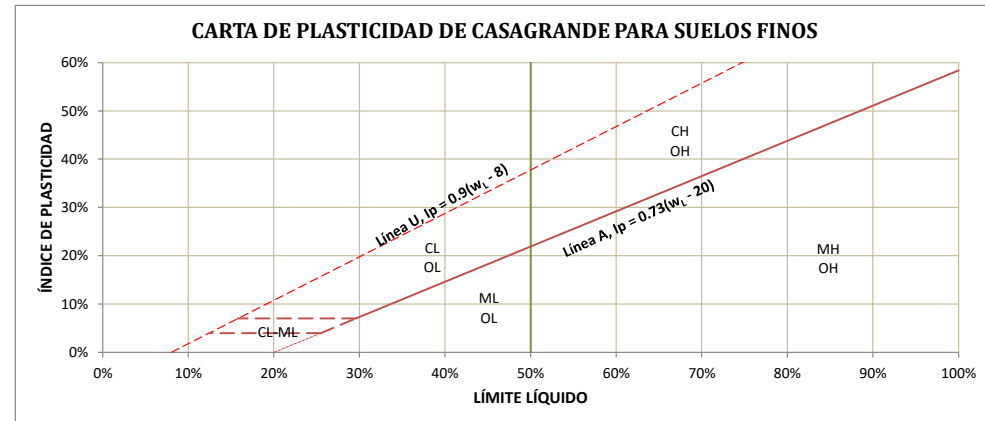
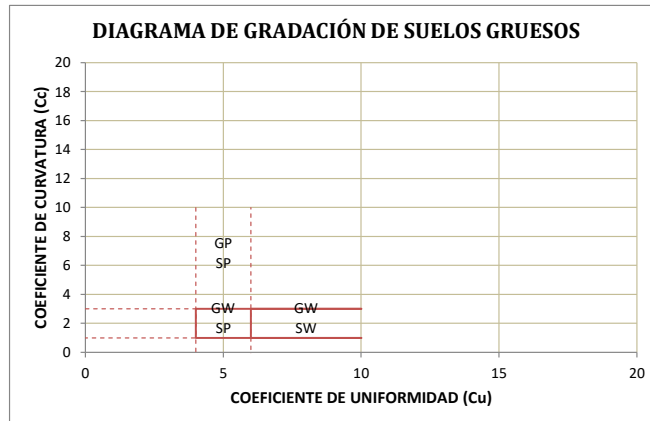
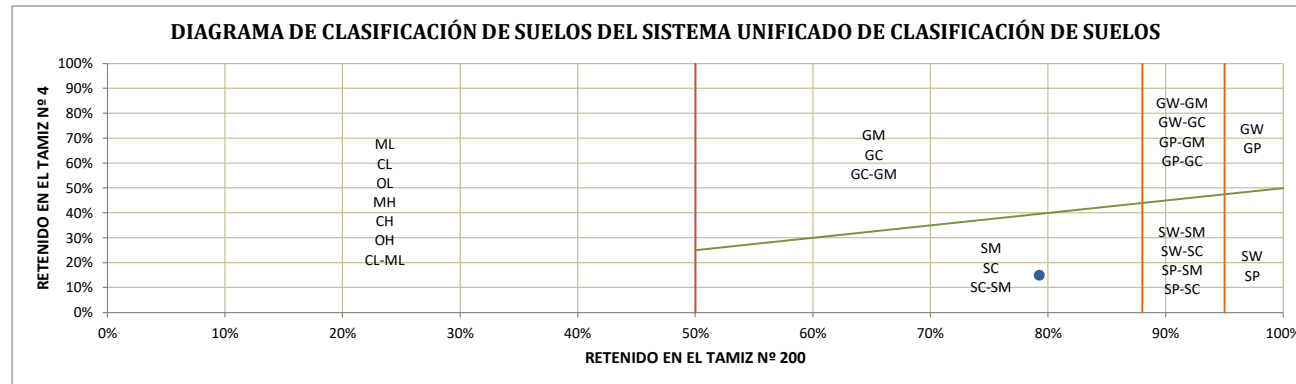
Muestra : E3

Profundidad: NPT (-4.80) - (-5.20) m

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

ASTM D-2487

El Equipo ideal de Compactación que recomienda la ASTM para este tipo de suelo es: Tractor tipo oruga, rodillo de neumáticos, rodillo con ruedas de acero, rodillo de pata de cabra



ANEXO H: Valores I_1 para el factor de Steinbrenner

H/B	L/B=1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037
0.75	0.095	0.090	0.087	0.084	0.082	0.080	0.077	0.076	0.074	0.074
1.00	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115
1.25	0.186	0.183	0.179	0.176	0.173	0.170	0.165	0.161	0.158	0.157
1.50	0.224	0.224	0.222	0.219	0.216	0.213	0.207	0.203	0.199	0.197
1.75	0.257	0.259	0.259	0.258	0.255	0.253	0.247	0.242	0.238	0.235
2.00	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271
2.25	0.309	0.317	0.321	0.323	0.323	0.322	0.317	0.313	0.308	0.305
2.50	0.330	0.341	0.347	0.350	0.351	0.351	0.348	0.344	0.340	0.336
2.75	0.348	0.361	0.369	0.374	0.377	0.378	0.377	0.373	0.369	0.365
3.00	0.363	0.379	0.389	0.396	0.400	0.402	0.402	0.400	0.396	0.392
3.25	0.376	0.394	0.406	0.415	0.420	0.423	0.426	0.424	0.421	0.418
3.50	0.388	0.408	0.422	0.431	0.438	0.442	0.447	0.447	0.444	0.441
3.75	0.399	0.420	0.436	0.447	0.454	0.460	0.467	0.458	0.466	0.464
4.00	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484
4.25	0.417	0.440	0.458	0.472	0.481	0.484	0.495	0.514	0.515	0.515
4.50	0.424	0.450	0.469	0.484	0.495	0.503	0.516	0.521	0.522	0.522
4.75	0.431	0.458	0.478	0.494	0.506	0.515	0.530	0.536	0.539	0.539
5.00	0.437	0.465	0.487	0.503	0.516	0.526	0.543	0.551	0.554	0.554
5.25	0.443	0.472	0.494	0.512	0.526	0.537	0.555	0.564	0.568	0.569
5.50	0.448	0.478	0.501	0.520	0.534	0.546	0.566	0.576	0.581	0.584
5.75	0.453	0.483	0.508	0.527	0.542	0.555	0.576	0.588	0.594	0.597
6.00	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609
6.25	0.461	0.493	0.519	0.540	0.557	0.570	0.594	0.609	0.617	0.621
6.50	0.465	0.498	0.524	0.546	0.563	0.577	0.603	0.618	0.627	0.632
6.75	0.468	0.502	0.529	0.551	0.569	0.584	0.610	0.627	0.637	0.643
7.00	0.471	0.506	0.533	0.556	0.575	0.590	0.618	0.635	0.646	0.653
7.25	0.474	0.509	0.538	0.561	0.580	0.596	0.625	0.643	0.655	0.662
7.50	0.477	0.513	0.541	0.565	0.585	0.601	0.631	0.650	0.663	0.671
7.75	0.480	0.516	0.545	0.569	0.589	0.606	0.637	0.658	0.671	0.680
8.00	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688
8.25	0.485	0.522	0.552	0.577	0.598	0.615	0.648	0.670	0.685	0.695
8.50	0.487	0.524	0.555	0.580	0.601	0.619	0.653	0.676	0.692	0.703
8.75	0.489	0.527	0.558	0.583	0.605	0.623	0.658	0.682	0.698	0.710
9.00	0.491	0.529	0.560	0.587	0.609	0.627	0.663	0.687	0.705	0.716
9.25	0.493	0.531	0.563	0.589	0.612	0.631	0.667	0.693	0.710	0.723
9.50	0.495	0.533	0.565	0.592	0.615	0.634	0.671	0.697	0.716	0.719
9.75	0.496	0.536	0.568	0.595	0.618	0.638	0.675	0.702	0.721	0.735
10.00	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740
20.00	0.529	0.575	0.614	0.647	0.677	0.702	0.756	0.797	0.830	0.858
50.00	0.548	0.598	0.640	0.678	0.711	0.740	0.803	0.853	0.895	0.931
100.00	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956

TABLA N° 8.1: Valores I_1 para el factor de Steinbrenner (Parte 1)
Fuente: Das (2011)

H/B	L/B=4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
0.75	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
1.00	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
1.25	0.155	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
1.50	0.195	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
1.75	0.233	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
2.00	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
2.25	0.302	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
2.50	0.333	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
2.75	0.362	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
3.00	0.389	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
3.25	0.415	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
3.50	0.438	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
3.75	0.461	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
4.00	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
4.25	0.496	0.496	0.484	0.473	0.471	0.471	0.470	0.468	0.462	0.460
4.50	0.520	0.517	0.513	0.508	0.505	0.502	0.499	0.489	0.487	0.487
4.75	0.537	0.535	0.530	0.526	0.523	0.519	0.517	0.506	0.504	0.503
5.00	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
5.25	0.569	0.568	0.564	0.560	0.556	0.553	0.550	0.537	0.534	0.534
5.50	0.584	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.565	0.551	0.549	0.548
5.75	0.597	0.597	0.594	0.590	0.586	0.583	0.580	0.565	0.563	0.562
6.00	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
6.25	0.623	0.623	0.621	0.618	0.615	0.611	0.608	0.592	0.589	0.588
6.50	0.635	0.635	0.634	0.631	0.628	0.625	0.622	0.605	0.601	0.600
6.75	0.646	0.647	0.646	0.644	0.641	0.637	0.634	0.617	0.613	0.612
7.00	0.656	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
7.25	0.666	0.669	0.669	0.668	0.665	0.662	0.659	0.640	0.635	0.634
7.50	0.676	0.679	0.680	0.679	0.676	0.673	0.670	0.651	0.646	0.645
7.75	0.685	0.688	0.690	0.689	0.687	0.684	0.681	0.661	0.656	0.655
8.00	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
8.25	0.702	0.706	0.710	0.710	0.708	0.705	0.703	0.682	0.676	0.675
8.50	0.710	0.714	0.719	0.719	0.718	0.715	0.713	0.692	0.686	0.684
8.75	0.717	0.722	0.727	0.728	0.727	0.725	0.723	0.701	0.695	0.693
9.00	0.725	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
9.25	0.731	0.737	0.744	0.746	0.745	0.744	0.742	0.719	0.713	0.711
9.50	0.738	0.744	0.752	0.754	0.754	0.753	0.751	0.728	0.721	0.719
9.75	0.744	0.751	0.759	0.762	0.762	0.761	0.759	0.737	0.729	0.727
10.00	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
20.00	0.878	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
50.00	0.962	0.989	1.034	1.070	1.100	1.125	1.146	1.165	1.279	1.261
100.00	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499

TABLA N° 8.2: Valores I_1 para el factor de Steinbrenner (Parte 2)
Fuente: Das (2011)

H/B	L/B=1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.049	0.050	0.051	0.051	0.051	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
0.50	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.086	0.086	0.087	0.0878
0.75	0.083	0.089	0.093	0.097	0.099	0.101	0.104	0.106	0.107	0.108
1.00	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120
1.25	0.080	0.089	0.096	0.102	0.107	0.111	0.118	0.122	0.125	0.127
1.50	0.075	0.084	0.093	0.099	0.105	0.110	0.118	0.124	0.128	0.130
1.75	0.069	0.079	0.088	0.095	0.101	0.107	0.117	0.123	0.128	0.131
2.00	0.064	0.074	0.083	0.090	0.097	0.102	0.114	0.121	0.127	0.131
2.25	0.059	0.069	0.077	0.085	0.092	0.098	0.110	0.119	0.125	0.130
2.50	0.055	0.064	0.073	0.080	0.087	0.093	0.106	0.115	0.122	0.127
2.75	0.051	0.060	0.068	0.076	0.082	0.089	0.102	0.111	0.119	0.125
3.00	0.048	0.056	0.064	0.071	0.078	0.084	0.097	0.108	0.116	0.122
3.25	0.045	0.053	0.060	0.067	0.074	0.080	0.093	0.104	0.112	0.119
3.50	0.042	0.050	0.057	0.064	0.070	0.076	0.089	0.100	0.109	0.116
3.75	0.040	0.047	0.054	0.060	0.067	0.073	0.086	0.096	0.105	0.113
4.00	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110
4.25	0.036	0.042	0.049	0.055	0.061	0.066	0.079	0.090	0.099	0.107
4.50	0.034	0.040	0.046	0.052	0.058	0.063	0.076	0.086	0.096	0.104
4.75	0.032	0.038	0.044	0.050	0.055	0.061	0.073	0.083	0.093	0.101
5.00	0.031	0.036	0.042	0.048	0.053	0.058	0.070	0.080	0.090	0.098
5.25	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.067	0.078	0.087	0.095
5.50	0.028	0.033	0.039	0.044	0.049	0.054	0.065	0.075	0.084	0.092
5.75	0.027	0.032	0.037	0.042	0.047	0.052	0.063	0.073	0.082	0.090
6.00	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087
6.25	0.025	0.030	0.034	0.039	0.044	0.048	0.058	0.068	0.077	0.085
6.50	0.024	0.029	0.033	0.038	0.042	0.046	0.056	0.066	0.075	0.083
6.75	0.023	0.028	0.032	0.036	0.041	0.045	0.055	0.064	0.073	0.080
7.00	0.022	0.027	0.031	0.035	0.039	0.043	0.053	0.062	0.071	0.078
7.25	0.022	0.026	0.030	0.034	0.038	0.042	0.051	0.060	0.069	0.076
7.50	0.021	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.050	0.059	0.067	0.074
7.75	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039	0.048	0.057	0.065	0.072
8.00	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.063	0.071
8.25	0.019	0.023	0.026	0.030	0.034	0.037	0.046	0.054	0.062	0.069
8.50	0.018	0.022	0.026	0.029	0.033	0.036	0.045	0.053	0.060	0.067
8.75	0.018	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.043	0.051	0.059	0.066
9.00	0.017	0.021	0.024	0.028	0.031	0.034	0.042	0.050	0.057	0.064
9.25	0.017	0.020	0.024	0.027	0.030	0.033	0.041	0.049	0.056	0.063
9.50	0.017	0.020	0.023	0.026	0.029	0.033	0.040	0.048	0.055	0.061
9.75	0.016	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.039	0.047	0.054	0.060
10.00	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059
20.00	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.020	0.024	0.027	0.031
50.00	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.008	0.010	0.011	0.013
100.00	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006

TABLA N° 8.3: Valores I_2 para el factor de Steinbrenner (Parte 1)
Fuente: Das (2011)

H/B	L/B=4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053
0.50	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.75	0.109	0.109	0.109	0.110	0.110	0.110	0.110	0.111	0.111	0.111
1.00	0.121	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.25	0.128	0.130	0.131	0.132	0.132	0.133	0.133	0.134	0.134	0.134
1.50	0.132	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
1.75	0.134	0.136	0.138	0.140	0.141	0.142	0.142	0.144	0.144	0.145
2.00	0.134	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
2.25	0.133	0.136	0.140	0.142	0.144	0.145	0.146	0.149	0.150	0.150
2.50	0.132	0.135	0.139	0.142	0.144	0.146	0.147	0.151	0.151	0.151
2.75	0.130	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.147	0.152	0.152	0.153
3.00	0.127	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
3.25	0.125	0.129	0.135	0.140	0.143	0.145	0.147	0.153	0.154	0.154
3.50	0.122	0.126	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.153	0.155	0.155
3.75	0.119	0.124	0.131	0.137	0.141	0.143	0.145	0.154	0.155	0.155
4.00	0.116	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
4.25	0.113	0.119	0.127	0.133	0.138	0.141	0.144	0.154	0.156	0.156
4.50	0.110	0.116	0.125	0.131	0.136	0.140	0.143	0.154	0.156	0.156
4.75	0.107	0.113	0.123	0.130	0.135	0.139	0.142	0.154	0.156	0.157
5.00	0.105	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
5.25	0.102	0.108	0.118	0.126	0.131	0.136	0.139	0.154	0.156	0.157
5.50	0.099	0.106	0.116	0.124	0.130	0.134	0.138	0.154	0.156	0.157
5.75	0.097	0.103	0.113	0.122	0.128	0.133	0.136	0.154	0.157	0.157
6.00	0.094	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
6.25	0.092	0.098	0.109	0.118	0.124	0.129	0.134	0.153	0.157	0.158
6.50	0.090	0.096	0.107	0.116	0.122	0.128	0.132	0.153	0.157	0.158
6.75	0.087	0.094	0.105	0.114	0.121	0.126	0.131	0.153	0.157	0.158
7.00	0.085	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
7.25	0.083	0.090	0.101	0.110	0.117	0.123	0.128	0.152	0.157	0.158
7.50	0.081	0.088	0.099	0.108	0.115	0.121	0.126	0.152	0.156	0.158
7.75	0.079	0.086	0.097	0.106	0.114	0.120	0.125	0.151	0.156	0.158
8.00	0.077	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
8.25	0.076	0.082	0.093	0.102	0.110	0.117	0.122	0.150	0.156	0.158
8.50	0.074	0.080	0.091	0.101	0.108	0.115	0.121	0.150	0.156	0.158
8.75	0.072	0.078	0.089	0.099	0.107	0.114	0.119	0.150	0.156	0.158
9.00	0.071	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
9.25	0.069	0.075	0.086	0.096	0.104	0.110	0.116	0.149	0.156	0.158
9.50	0.068	0.074	0.085	0.094	0.102	0.109	0.115	0.148	0.156	0.158
9.75	0.066	0.072	0.083	0.092	0.100	0.107	0.113	0.148	0.156	0.158
10.00	0.065	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.00	0.035	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
50.00	0.014	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.071	0.113	0.142
100.00	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.039	0.071	0.113

TABLA N° 8.4: Valores I_2 para el factor de Steinbrenner (Parte 2)
Fuente: Das (2011)

ANEXO H: PANEL FOTOGRAFICO



ENSAYO: COMPRESION SIMPLE



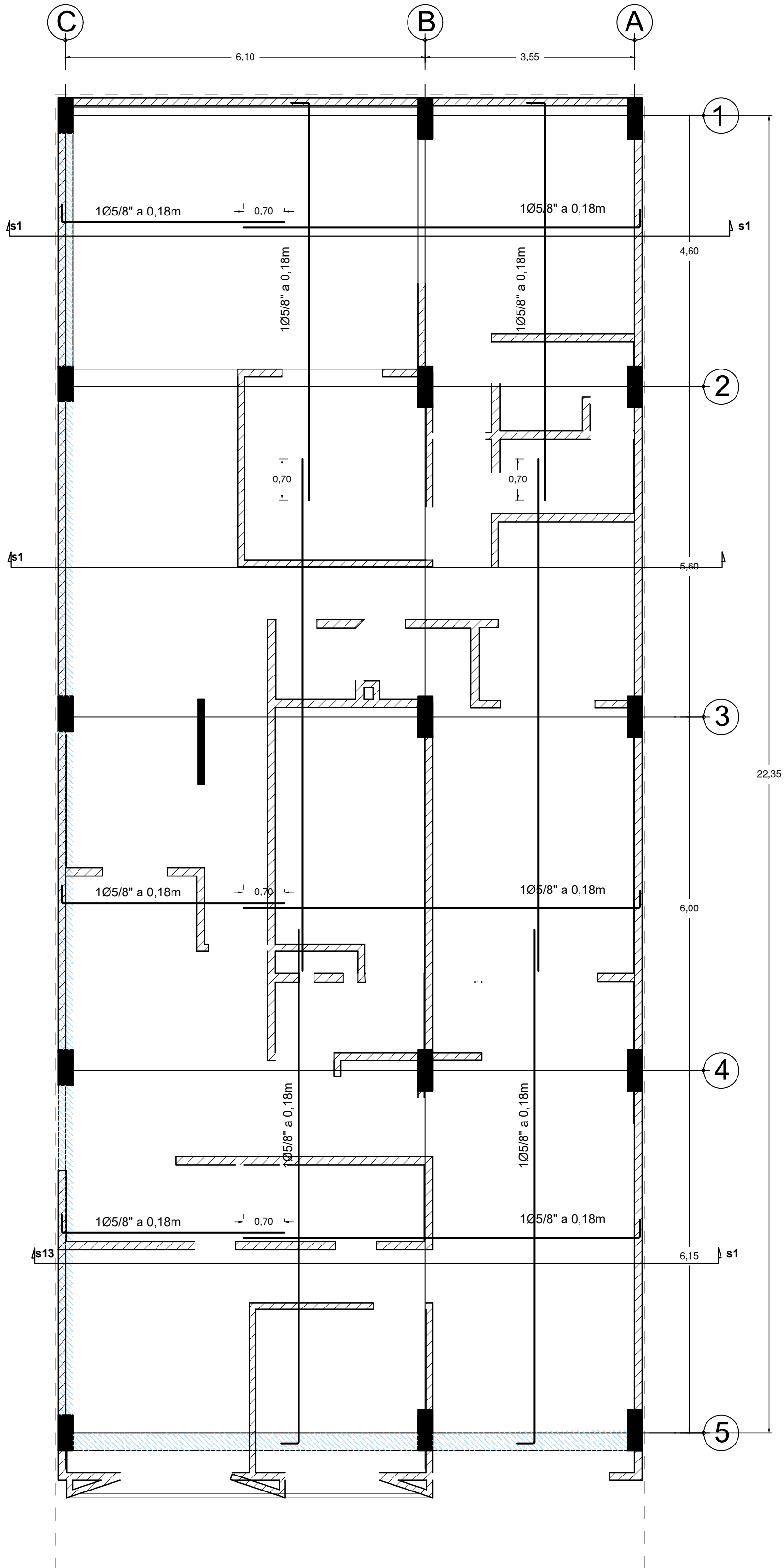
ENSAYO COMPRESION SIMPLE



EXTRACCION DE MUESTRAS



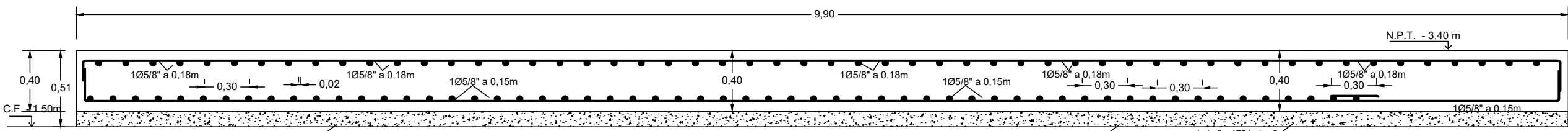
CALICATAS DE EXPLORACION



CIMENTACION LOSA MACIZA h=0,40m
PLANTA ACERO DE REFUERZO SUPERIOR

TABLA N° 4.9: Resumen de parámetros de Suelo E2 Fuente: Elaboracion propia			
Tipo de Suelo	Limo (MH)		
Prof. Inicial	-0.90m		
	a		
Prof. Final	-4.80m		
Parámetro	Símbolo		Unidad
Densidad natural	γ_{nat}	16.05	kN/m^3
Densidad saturada	γ_{sat}	16.06	kN/m^3
Relación de vacios	e	1.576	—
Presión de preconsolidación	i_{pc}	149.06	kN/m^2
Indice de compresibilidad	C_c	0.486	—
Indice de recompresión	C_r	0.025	—
Angulo de fricción interna	ϕ	-	°
Cohesión	C	50.994	kN/m^2
Modulo de Elasticidad	E_s	11849.64	kPa
Coefficiente de Poisson	μ	0.30	—

TABLA N° 4.1: Resumen de las Condiciones de Cimentación y Parámetros de Diseño	
RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
Tesista:	Bach. Beto Humberto Callapiña Quispe
Tipo de Cimentación:	Platea de cimentación
Estrato de apoyo a la cimentación:	Limo de alta plasticidad MH
Profundidad Nivel Freático: NP	Fecha: Abril del 2023
Parámetros de Diseño de Cimentación:	
Profundidad de cimentación: 1.50m	
Presión Admisible: 100.6 kN/m ² o 1.03 Kg/cm ²	
Factor de seguridad por corte (estático): 3.00	
Asentamiento diferencial máximo aceptable: 2.50cm	
Asentamiento calculado: 1.840 cm. es tolerable.	
Parámetros Sísmicos del Suelo (Norma e-030)	
Zona Sísmica: 2	Factor de zona: 0.25
Perfil de Suelo: Tipo S2, Suelos blan- dos y finos	Factor del Suelo S: 1.20
Periodo predominante Tp: 0.6 seg.	Periodo Tl: 2.00 seg.
Agresividad del suelo a la cimentación: No presenta	
Problemas especiales en suelo de fundación:	
Licuefacción: No presenta.	Colapso: No presenta.
Expansión: No presenta.	Indicaciones adicionales: Ninguna



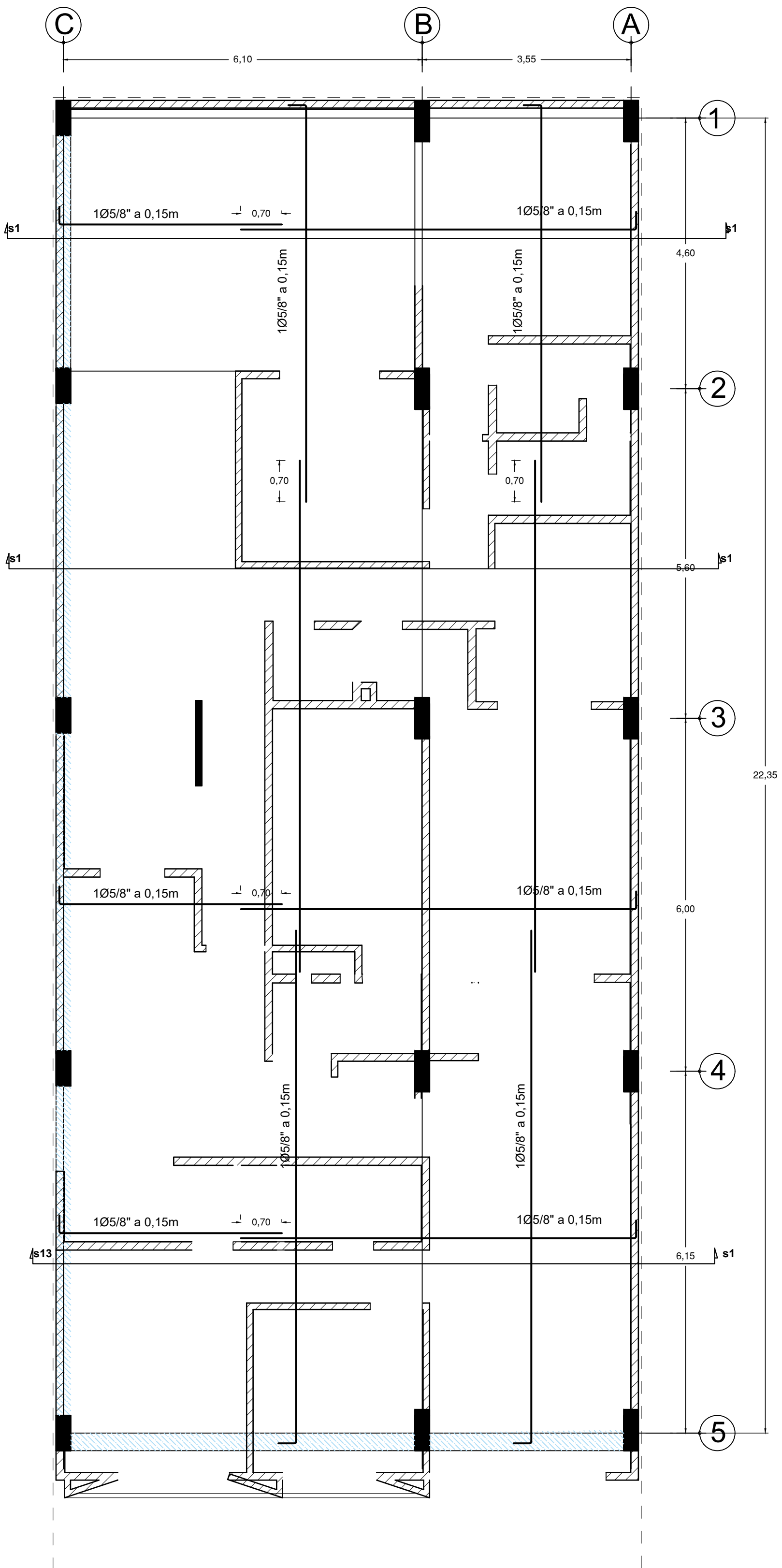
SECCION 1-1
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA MATERIAL DE RELLENO	
Antes de especular el relleno el material estará libre impurezas, material orgánico, se deberá colocar en capas sucesivas no mayores de 20cm. Podrá emplearse el material de préstamo, los que se harán en capas homogéneas a una humedad óptima, para que el material empleado alcance su máxima densidad seca.	
Se debe tener en cuenta que el proceso de compactación incluido con la máquina eficiente garantiza un correcto trabajo de los elementos de cimentación y que una deficiente compactación repercutirá en el total de elementos estructurales.	
El material de relleno deberá ser de buena calidad y estará libre de piedras, ramas, materiales de resaca y otro material que al superior no considere aceptable para su compactación.	
Alimentado como arena fina, arena o grava uniforme otro material que al mojarse y bajo presión tenga tendencia a fluir resultan materiales inaceptables.	
La capa de relleno será homogeneizada o secada al contenido de humedad necesario para asegurar la compactación requerida del 100% de la máxima densidad seca (proctor modificado, AASHTO T-16)	

ESPECIFICACIONES	
CONCRETO: cimentación, columnas, placas, vigas, losas, escaleras	$f'_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2$
RECURRIMIENTOS CIMENTOS: FONDOS	
LADOS	0.07 m
VIGAS, COLUMNAS	0.04 m
LOSAS, ESCALERAS, PLACAS	0.025 m
ACERO: A.T.P. 341.031	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
EMPALMES (E.e.)	
Ø	Ld
3/8"	0.40
1/2"	0.60
5/8"	0.70
3/4"	0.80
1"	1.20
CIMENTOS: CORRIDOS, concreto $f'_{ck}=80 \text{ kg/cm}^2$ + 20% Piedra Grande, Ø máx. 0.20 m	
SOBRECARGAS: concreto $f'_{ck}=80 \text{ kg/cm}^2$ + 20% Piedra Grande, Ø máx. 0.10 m	
SOBRECARGAS TECHO	50 kg/m^2
SOBRECARGAS ENTRENDO	250 kg/m^2
SOBRECARGAS ENTRENDO: giración	400 kg/m^2
SOBRECARGAS GARAJE	250 kg/m^2

PARAMETROS DE DISEÑO SÍSMICO	
ZONA SÍSMICA	2
CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	C
FACTOR DE ZONA	0.25
FACTOR DE DUCTILIDAD	7
FACTORES I_a, I_p	1.0 1.0
FACTOR DE DUCTILIDAD CORREGIDO	7.0
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA	2.5
PERIODO DE SUELO	$T_p=1.0, T_l=2.0$
PARAMETRO DE SUELO	1.2 seg
PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL	regular
SISTEMA ESTRUCTURAL	dual
PERIODO FUNDAMENTAL	$X=0.420, Y=0.305$
FUERZA CONTANTE EN BASE: ambas direcciones	48.597 kN
DESPLAZAMIENTO DEL ÚLTIMO NIVEL	$X=0.05593 \text{ m}, Y=0.05021 \text{ m}$

RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
Tipo de Cimentación	Estado de Apoyo de la cimentación
	Propuesta de Probabilidad de Cimentación
Losas macizas de cimentación	Probabilidad: 100%
	Caja inferior (en profundidad del 100%)
Asentamientos tolerables	50 mm
	Distorsión angular tolerable
Agresión del suelo a la cimentación	Nula
	Recomendaciones para cimentación
No debe cimentarse sobre tierra, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte, relleno sanitario o relleno artificial no controlado. Los materiales existentes deben removerse en su totalidad y reemplazarse con material adecuado debidamente conformado.	
En caso de encontrar material inadecuado en la zona de fundación profundizar en capas de 0.30 m hasta encontrar material apto para cimentación.	
Cuando se requiere referir para conformar falso piso, se deberá usar material de préstamo obtenidamente consolidado al 100% de proctor modificado en capas de 0.15 m de espesor.	



CIMENTACION LOSA MACIZA h=0,40m
PLANTA ACERO DE REFUERZO INFERIOR

TESIS:

"MODULO DE REACCION DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCION A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD , COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMNETAICON EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO 2022"

UBICACION:

Predio Urbano se encuentra en la Fracción A-1, Lt. 5

DISTRITO:

Wánchaq

PROVINCIA:

Cusco

DEPARTAMENTO:

Cusco

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

CIMENTACION

ESCALA:

indicada

DIBUJO:

B.H.C.Q

FECHA:

SET. 2024

TESISTA:

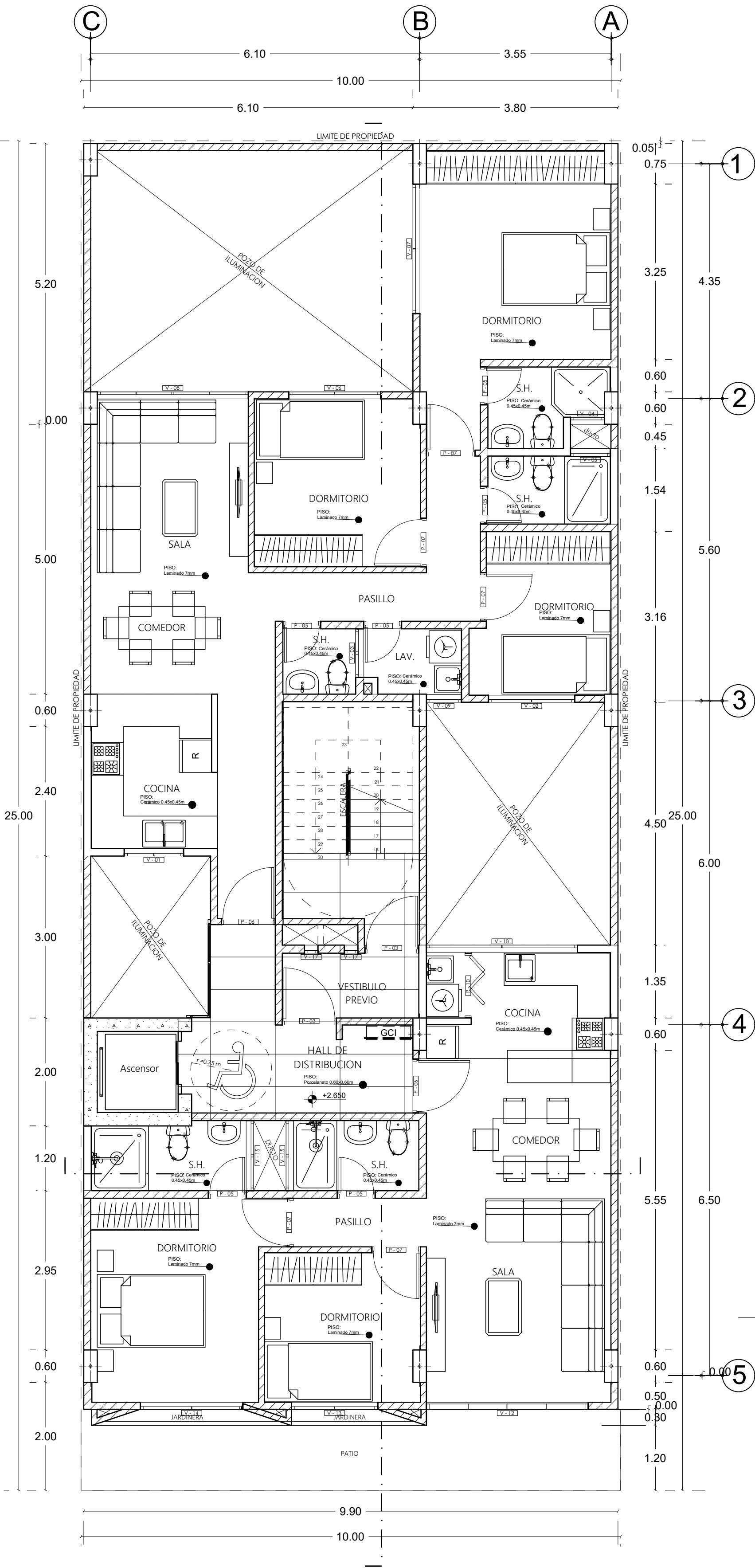
Beto Humberto Callapiña Quispe

FIRMA Y SELLO PROFESIONAL:

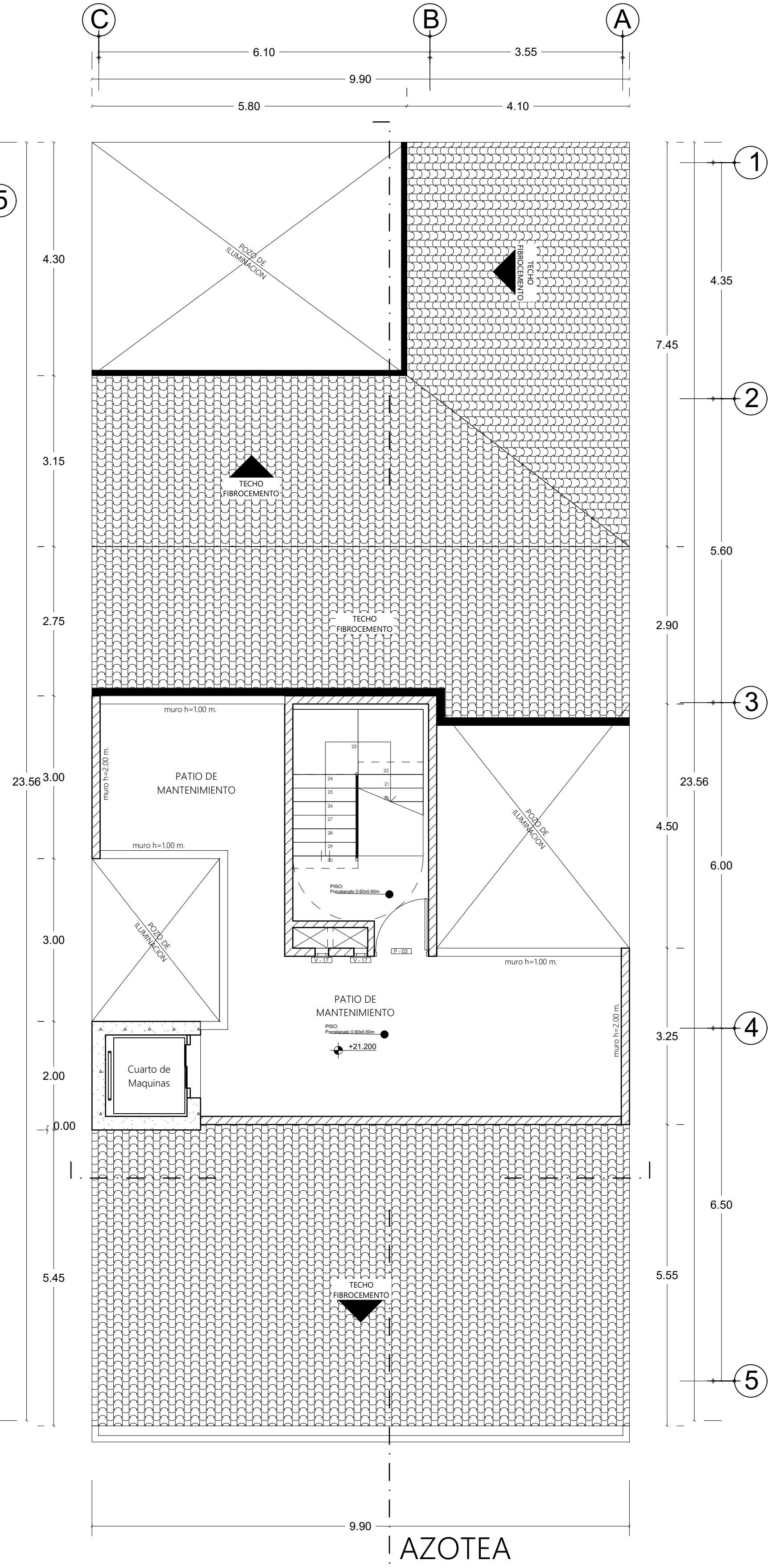
No.

E-01

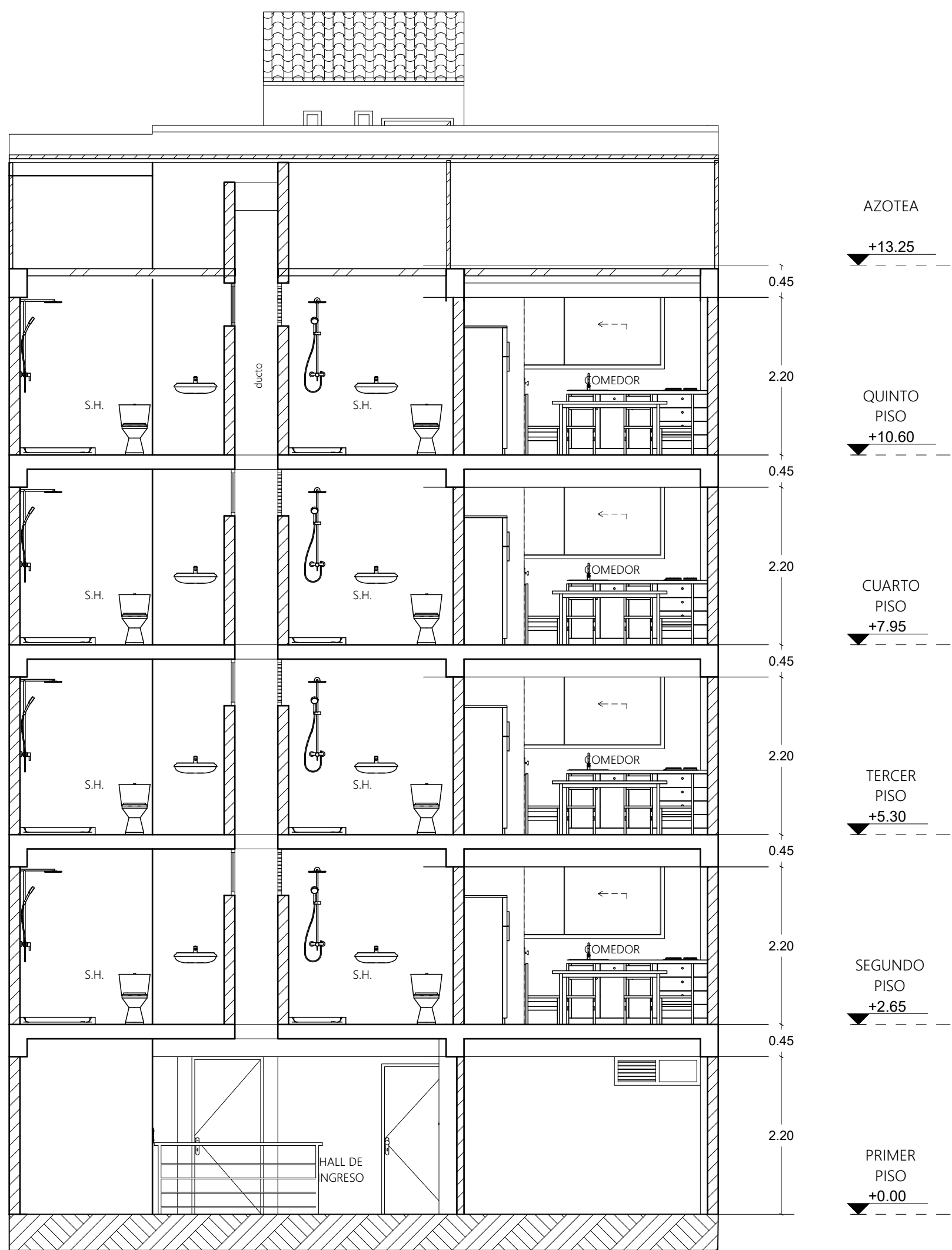
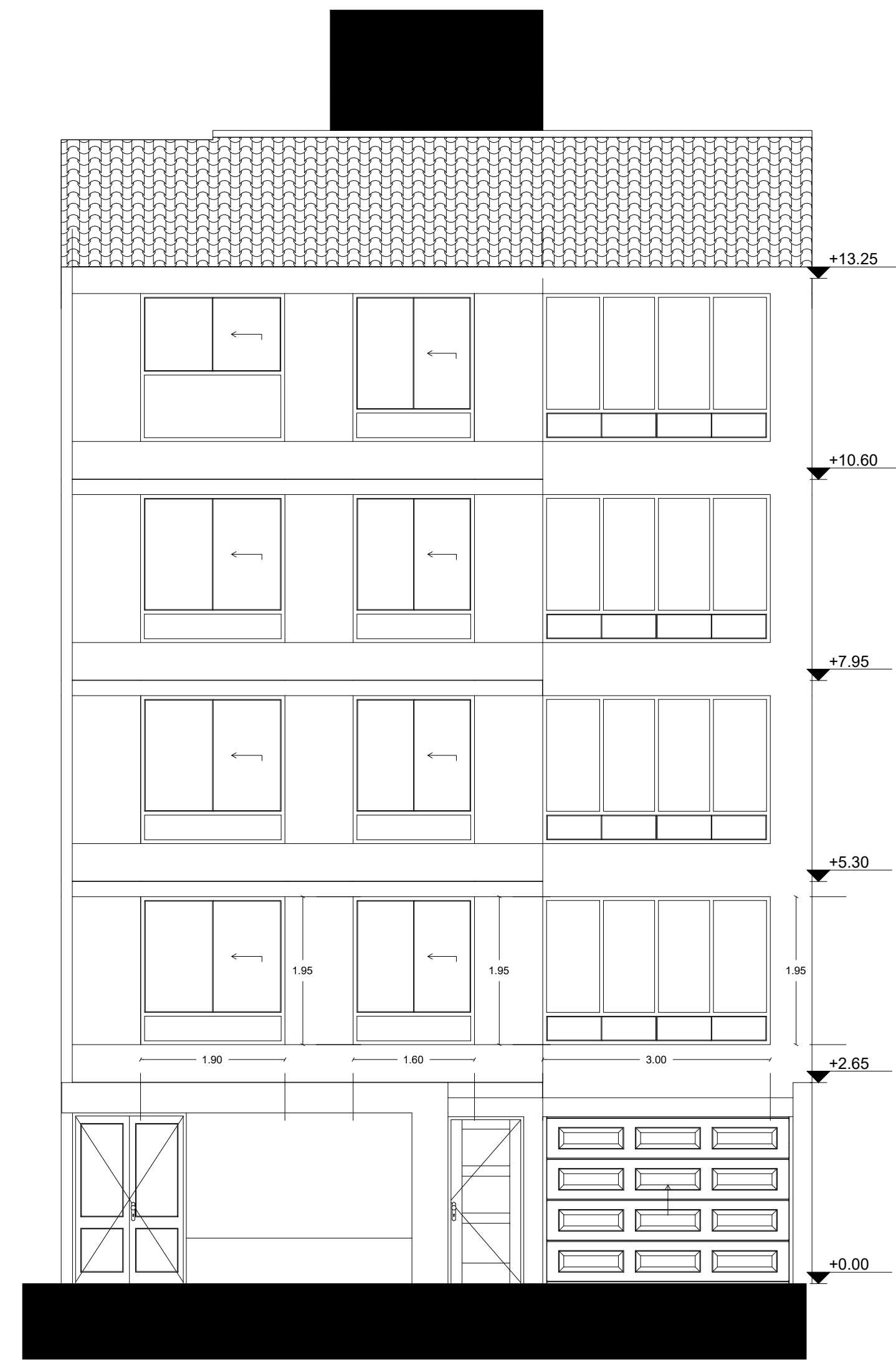
LAMINA:



PLANTA TIPO PRIMER - QUINTO PISO



TESIS:		"MODULO DE REACCION DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCION A SU ESFUERZO ADMSIBLE Y COMPRESIBILIDAD , COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMNETAICON EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO 2022"
UBICACION:		Predio Urbano se encuentra en la Fracción A-1, Lt. 5
DISTRITO:		Wánchaq
PROVINCIA:		Cusco
DEPARTAMENTO:		Cusco
ESPECIALIDAD:		ARQUITECTURA
PLANO:		ARQUITECTURA PLANTAS
ESCALA:		indicada
DIBUJO:		B.H.C.Q
FECHA:		SET. 2024
TESISTA:		Beto Humberto Callapiña Quispe
FIRMA Y SELLO PROFESIONAL:		
No.		A-01
LAMINA:		



TESIS:

"MODULO DE REACCION DEL SUELO DETERMINADO EN FUNCION A SU ESFUERZO ADMISIBLE Y COMPRESIBILIDAD , COMPARADO CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y SU INFLUENCIA EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENETAICON EN SUELO COHESIVO DEL CUSCO 2022"

UBICACION:

Predio Urbano se encuentra en la Fracción A-1, Lt. 5

DISTRITO:

Wánchaq

PROVINCIA:

Cusco

DEPARTAMENTO:

Cusco

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

PLANO:

ARQUITECTURA ELEVACIONES

ESCALA:

indicada

DIBUJO:

B.H.C.Q

FECHA:

SET. 2024

TESISTA:

Beto Humberto Callapiña Quispe

FIRMA Y SELLO PROFESIONAL:

No.

A-02

LAMINA: