

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL
MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO
GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

**CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
ID: 0009-0000-5463-6248**

ASESOR

**MSc. CESAR AUGUSTO ATALA ABAD
ID: 0000-0001-6781-703X**

LIMA - PERÚ

2025

© 2025, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

YUPANQUI REYSANCHEZ, Cristhian Avelardo

cristhian.yupanqui.r@uni.pe

938323095

Dedicatoria:

Agradezco profundamente a mis padres;

Por su constante confianza en mis capacidades.

A mis hermanas por todos los momentos de alegría compartidos;

Su presencia ha sido una constante fuente de motivación.

AGRADECIMIENTOS

Expreso mi sincero agradecimiento a mi asesor Msc. Ing. Cesar Augusto Atala Abad por su invaluable orientación y dedicación como mi asesor. Su experiencia, paciencia y orientación ha sido fundamental para mi crecimiento profesional y para mi decisión de emprender esta investigación.

Al Msc. Lic. Ladislao Jesús Basurto Pinedo, docente y asistente técnico del Laboratorio de Ensayos de Materiales de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI (LEM-UNI). Su entusiasmo, empatía y orientación han sido fundamentales para llevar a cabo exitosamente las pruebas de carga.

Al todo el personal del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI (LMS-01) por su valioso apoyo, experiencia y las recomendaciones brindadas durante los ensayos.

A mis padres por su constante confianza en mis capacidades. Gracias por guiarme hacia el camino del bien y por enseñarme la valiosa lección de que los errores son oportunidades de aprendizaje. Sus valores inculcados han sido importantes para mi desarrollo y crecimiento personal.

A mis hermanas por todos los momentos de alegría compartidos. Su presencia en mi vida ha sido una constante fuente de motivación para ser un ejemplo como hermano mayor, inspirándome a ser un modelo para seguir.

ÍNDICE

RESUMEN.....	6
ABSTRACT	7
PRÓLOGO	8
LISTA DE TABLAS	9
LISTA DE FIGURAS.....	12
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	18
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	19
1.1 Generalidades	19
1.2 Descripción del problema	19
1.3 Objetivos	20
1.3.1 Objetivo general.....	20
1.3.2 Objetivos específicos	20
1.4 Antecedentes referenciales	21
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL	23
2.1 teoría del coeficiente de balasto	23
2.1.1 Concepto	23
2.1.2 Factores que determinan el coeficiente de balasto k_s y k_h	25
2.1.3 Objeciones y consideraciones al método	26
2.1.3.1 <i>Distinción entre la placa de prueba y dimensión real de cimentación ..</i>	<i>26</i>
2.1.3.2 <i>Rigidez finita de la placa de prueba</i>	<i>26</i>
2.1.3.3 <i>Omisiones en la determinación del coeficiente de balasto</i>	<i>27</i>
2.1.3.4 <i>Desestimación de estratos inferiores activos debido al tamaño de la placa</i>	<i>27</i>
2.1.4 Coeficiente de balasto horizontal	28
2.1.4.1 <i>Pilotes verticales sobre los que actúan cargas laterales.....</i>	<i>28</i>
2.1.4.2 <i>Pilotes verticales sobre los que actúan cargas verticales</i>	<i>31</i>
2.1.4.3 <i>Pantallas sobre los que actúan cargas.....</i>	<i>32</i>
2.1.5 Obtención y variación del coeficiente de balasto k_s	34
2.1.6 Vigas sobre cimentaciones elásticas.....	38
2.1.7 Valores teóricos del coeficiente de balasto	41
2.1.7.1 <i>Valores propuestos por Palmer y Thompson.....</i>	<i>41</i>
2.1.7.2 <i>Valores propuestos por Aleksandar Vesic.....</i>	<i>41</i>

2.1.7.3	Valores propuestos por Barkan	42
2.1.7.4	Valores propuestos por Jose Jiménez.....	42
2.1.7.5	Valores propuestos por Nelson Morrison	43
2.1.7.6	Valores propuestos por María Fratelli.....	44
2.1.7.7	Valores propuestos por Karl Terzagui.	45
2.1.7.8	Valores propuestos por Jose Rodríguez y otros.....	47
2.1.7.9	Valores propuestos por Joseph Bowles	48
2.1.7.10	Valores propuestos por José Calavera.....	49
2.1.7.11	Valores propuestos por Carlos Crespo.....	49
2.1.7.12	Valores propuestos por Nacho Requena.....	50
2.1.7.13	Valores propuestos por Braja Das.....	53
2.1.7.14	Resumen de valores propuestos.....	53
2.2	Ensayo de placa de carga	54
2.2.1	Alcance	54
2.2.2	Aparatos e instrumentos para el ensayo de placa de carga	54
2.2.3	Procedimiento del ensayo de placa de carga.....	55
2.2.4	Curva de esfuerzo – deformación	57
2.2.4.1	Reacción de los materiales ante carga y descarga normales.	57
2.2.4.2	Regiones del diagrama de esfuerzo – deformación.....	59
2.2.5	Criterios en la determinación del coeficiente balasto.....	61
2.2.5.1	Criterio propuesto por Augusto Leoni:	62
2.2.5.2	Criterio propuesto por Carlos Crespo	62
2.2.5.3	Criterio propuesto por normas españolas.....	63
2.2.5.4	Criterio propuesto por Jonathan Cortes.....	64
2.2.5.5	Criterio propuesto a partir de la fase elástica.	64
CAPÍTULO III: TRABAJO DE CAMPO.....		66
3.1	Aspectos generales	66
3.1.1	Ubicación de las pruebas.....	66
3.1.2	Consideraciones iniciales.....	68
3.1.3	Procedimiento de excavación	69
3.2	Pruebas del ensayo de placa de carga.....	72
3.2.1	Dispositivos, equipos, elementos y accesorios complementarios.....	72
3.2.1.1	Gata hidráulica.....	72
3.2.1.2	Deformímetro digital.....	74
3.2.1.3	Dado de concreto.....	75

3.2.1.4	Placas de acero de contacto	76
3.2.1.5	Volquete cargado.....	79
3.2.1.6	Accesorios complementarios	79
3.2.2	Preparación para la ejecución de las pruebas de carga.....	80
3.2.3	Ejecución de las pruebas de placa de carga	83
3.2.3.1	Ejecución de la primera prueba de carga horizontal.....	83
3.2.3.2	Ejecución de la segunda prueba de carga horizontal	85
3.2.3.3	Ejecución de la tercera prueba de carga horizontal.....	86
3.2.3.4	Ejecución de la prueba de carga vertical.....	88
3.2.4	Características de la gráfica esfuerzo – deformación de las pruebas.....	89
3.2.4.1	Características de la gráfica de la primera prueba de carga horizontal	89
3.2.4.2	Características de la gráfica de la segunda prueba de carga horizontal	90
3.2.4.3	Características de la gráfica de la tercera prueba de carga horizontal	91
3.2.4.4	Características de la gráfica de la primera prueba de carga vertical ...	92
3.2.5	Determinación del coeficiente de balasto de las pruebas	93
3.2.5.1	Método de obtención N°01.....	94
3.2.5.2	Método de obtención N°02.....	97
3.2.5.3	Método de obtención N°03.....	101
3.3	Caracterización del suelo de análisis.....	105
3.3.1	Extracción del material.....	105
3.3.2	Densidad y peso unitario del suelo in situ	107
3.3.2.1	Alcance	107
3.3.2.2	Procedimiento.....	108
3.3.3	Análisis granulométrico y clasificación del suelo	109
3.3.3.1	Alcance	109
3.3.3.2	Procedimiento.....	110
3.3.4	Gravedad específica de los sólidos mediante el desplazamiento de agua	113
3.3.4.1	Alcance	113
3.3.4.2	Procedimiento.....	113
3.3.5	Gravedad específica y absorción del agregado grueso	114
3.3.5.1	Alcance	114
3.3.5.2	Procedimiento.....	115
3.3.6	Gravedad específica media o global	115

3.3.6.1	Definición	115
3.3.6.2	Procedimiento	116
3.3.7	Corte directo de suelo en condiciones drenadas consolidado	116
3.3.7.1	Alcance	116
3.3.7.2	Procedimiento	117
3.3.8	Densidad y peso unitario mínimo de suelos	117
3.3.8.1	Alcance	117
3.3.8.2	Procedimiento	118
3.3.9	Densidad y peso unitario máximo de suelo	119
3.3.9.1	Alcance	119
3.3.9.2	Procedimiento	120
3.3.10	Densidad relativa del suelo	121
3.3.11	Proctor modificado	121
3.3.11.1	Definición	121
3.3.11.2	Procedimiento	122
3.3.12	Índice de Soporte de California (CBR)	124
3.3.12.1	Definición	124
3.3.12.2	Procedimiento	124
CAPÍTULO IV: RESULTADOS		127
4.1	Resultados de los ensayos de placa de carga	127
4.1.1	Resultados del coeficiente de balasto a partir de las pruebas de carga	127
4.1.2	Resultados del coeficiente de balasto a partir de la clasificación del suelo	127
4.1.2.1	Valor propuesto por Jose Jiménez	127
4.1.2.2	Valor propuesto por Jose Rodríguez y otros.	127
4.1.2.3	Valor propuesto por Jose Calavera	128
4.1.2.4	Valor propuesto por Nacho Requena	128
4.1.3	Resultados del coeficiente de balasto a partir del ensayo CBR	128
4.2	Resultados de la caracterización del suelo gravoso	129
CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE RESULTADOS		131
5.1	Análisis de los resultados del coeficiente de balasto	131
5.2	Análisis de la variación K_{h30} con la profundidad	132
5.3	Análisis de la relación del k_{h30} , y k_{s30}	134
5.4	Consideraciones para el empleo del coeficiente de balasto vertical	135
5.5	Influencia del coeficiente de balasto k_s , en suelo estratificados	136

5.6	Análisis de los valores de k_s de la tabla de Nelson Morrison.....	138
5.6.1	Suelo de análisis.....	140
5.6.1.1	Para una grava	140
5.6.1.2	Para una arena	141
5.7	Análisis de vigas sobre cimentaciones elásticas.....	144
	CONCLUSIONES	149
	RECOMENDACIONES	152
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	154
	ANEXOS	158

Resumen

Uno de los problemas geotécnicos más importantes de los proyectos de ingeniería es la estimación de las deformaciones con relación a las cargas impuestas que transfiere una cimentación al terreno y estructuras enterradas. Para resolver este problema se utiliza muy a menudo el “Módulo de Reacción del Suelo” o “Coeficiente de Balasto”. El cual ha sido estudiado durante muchos años de forma muy teórica y no se conoce un claro y práctico procedimiento para su obtención.

Esta tesis presenta la obtención del coeficiente de balasto horizontal para una placa cuadrada de 0,30 m (k_{h30}), a diferentes profundidades (2,30 m, 3,30 m y 4,30 m). Así como, la obtención del coeficiente de balasto vertical para la misma placa (k_{s30}) de manera superficial, para un suelo gravoso de lima metropolitana. Además, se realizó la caracterización de este material mediante un programa de ensayos que incluye: Densidad y peso unitario in situ, análisis granulométrico, gravedad específica de los sólidos, gravedad específica y absorción del agregado grueso, corte directo, densidad y peso unitario mínimo, densidad y peso unitario máximo, Proctor modificado y CBR.

La investigación concluye con un análisis detallado de la interpretación de la curva esfuerzo-deformación, obtenida a partir del ensayo in situ de carga de la placa. Este análisis permite determinar y analizar los valores del coeficiente de balasto vertical (k_{s30}) y horizontal (k_{h30}), así como la variación del k_{h30} con respecto a la profundidad, y la relación entre k_{h30} y k_{s30} .

Los resultados han permitido una comprensión más completa de las características y comportamiento de un suelo gravoso de Lima Metropolitana en términos de su coeficiente de balasto

Palabras claves – Coeficiente de balasto, gravoso, deformación, cimentación.

Abstract

One of the most important geotechnical problems in engineering projects is the estimation of deformations in relation to the imposed loads transferred by a foundation to the ground and buried structures. To solve this problem, the "Modulus of Soil Reaction" or "Ballast Coefficient" is often used. It has been studied for many years in a very theoretical manner, and there is no clear and practical procedure for obtaining it.

This thesis presents the obtaining of the horizontal ballast coefficient for a 0,30 m square slab at different depths (2,30 m, 3,30 m, and 4,30 m). It also presents the vertical ballast coefficient (k_{s30}) for the same slab at a surface level, for a gravelly soil in the metropolitan area of Lima. Furthermore, this material was characterized using a testing program that includes: in situ density and unit weight, particle size analysis, specific gravity of solids, specific gravity and absorption of coarse aggregate, direct shear, minimum density and unit weight, maximum density and unit weight, modified Proctor, and CBR.

The research concludes with a detailed analysis of the interpretation of the stress–strain curve obtained from the in–situ slab load test. This analysis allows for the determination and analysis of the vertical (k_{s30}) and horizontal (k_{h30}) ballast coefficient values, as well as the variation in k_{h30} with respect to depth, and the relationship between k_{h30} and k_{s30} .

The results have allowed for a more complete understanding of the characteristics and behavior of a gravelly soil in Metropolitan Lima in terms of its ballast coefficient.

Keywords – Ballast Coefficient, gravelly, deformations, foundation.

Prólogo

La presente investigación trata de cubrir un vacío importante en la utilización del Coeficiente de Balasto horizontal o Módulo de Reacción de la Subrasante, conocido también como Módulo de Winkley.

El estudio se centra en un suelo gravoso clasificado como grava mal graduada (GP), con un contenido de bolonería del 37.26% en masa. Sus propiedades físicas incluyen una densidad de campo de 2.283 g/cm³ y un contenido de humedad del 0.77%. Además, presenta una densidad relativa del 83.30%, lo que permite clasificarlo como un material denso.

Las pruebas de campo se realizaron en dos calicatas ubicadas alrededor del Laboratorio de Mecánica de Suelos (LMS) de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, en suelo gravoso a diferentes profundidades, con el valioso aporte del personal y equipo del Laboratorio de Ensayo de Materiales (LEM).

Mediante las pruebas de placa, tanto horizontales como verticales, realizadas en suelo gravoso, se obtuvo una relación entre los coeficientes o módulos de balasto vertical y horizontal de $k_{s30}/k_{h30} = 3.46$.

Asimismo, se determinó que el módulo de balasto, en general, no es una constante y depende de las dimensiones de la viga o placa, por lo que el uso de relaciones directas con la capacidad portante puede ocasionar errores significativos en el cálculo.

La presente tesis contribuirá a enriquecer la literatura académica y técnica en el campo de la ingeniería geotécnica y será de gran utilidad para profesionales e investigadores interesados en evaluar las presiones reales de contacto transmitidas por las cimentaciones, así como las reacciones horizontales y verticales, considerando el concepto del módulo de balasto.

Lista de tablas

Tabla 1. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie (k_{s1}), en función del tipo del suelo (Chiquillanqui, 1976).....	42
Tabla 2. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie (k_{s1}), en función del tipo del suelo (Jiménez, 1980).....	43
Tabla 3. Valores de coeficiente de balasto vertical (k_s), en función con la capacidad admisible (Morrison, 1993)	44
Tabla 4. Valores de coeficiente de balasto vertical (k_s), en función del tipo del suelo (Freire, 1993).....	45
Tabla 5. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie ($k_{s(1)}$), en función de la compacidad de la arena seca o húmeda (Terzagui, 1955)	45
Tabla 6. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie ($k_{s(1)}$) en función resistencia a la compresión simple q_u , en arcilla (Terzagui, 1955)	45
Tabla 7. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie ($k_{s(1)}$) en función de N golpes/30cm del SPT, en arena seca o húmeda (Terzagui, 1955)	46
Tabla 8. Expresiones del coeficiente de balasto vertical para una cimentación cuadrada y rectangular de acuerdo con el tipo de suelo de apoyo (Terzagui, 1955)	46
Tabla 9. Valores del parámetro de reacción horizontal (nh) y (lh) en función de la compacidad de la arena seca o húmeda (Terzagui, 1955).....	46
Tabla 10. Expresiones del coeficiente de balasto horizontal (kh) de acuerdo con el material embebido (Terzagui, 1955)	47
Tabla 11. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 0.30m (k_{30}), en función de la compacidad del suelo (Rodríguez et al., 1995) ...	48
Tabla 12. Valores de coeficiente de balasto vertical (k_s), en función de la compacidad de la arena (Bowles, 1997)	48
Tabla 13. Valores de coeficiente de balasto vertical (k_s), en función de la capacidad admisible de la arcilla (Bowles, 1997).....	48
Tabla 14. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 30cm (k_{30}) y 75cm (k_{75}), en función del tipo del suelo (Calavera, 2000)	49
Tabla 15. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 30cm (k_{30}), en función del tipo del suelo (Requena, 2007)	51

Tabla 16. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 75cm (k_{75}), en función del tipo del suelo (Requena, 2007)	52
Tabla 17. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 0.30m (k_{30}), en función de la compacidad del suelo (Das, 2012)	53
Tabla 18. Resumen de valores teóricos del coeficiente de balasto expresados en kg/cm^3	53
Tabla 19. Resumen de valores teóricos del coeficiente de balasto expresados en kg/cm^3	94
Tabla 20. Valores de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la segunda prueba	95
Tabla 21. Valores de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la tercera prueba	96
Tabla 22. Valores de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la prueba de carga vertical	96
Tabla 23. Resultados del ensayo de cono de arena y contenido de humedad.	109
Tabla 24. Resultados de la clasificación del suelo de cada muestra.	112
Tabla 25. Resultados de la cantidad de bolonería de cada muestra.	112
Tabla 26. Descripción cualitativa de depósitos granulares (Das, 2015).	121
Tabla 27. Resultados de las pruebas de placa de carga.....	127
Tabla 28. Resultados de la caracterización del suelo gravoso.	130
Tabla 29. Valores de kh_{30} vs profundidad del ensayo de placa de carga.....	132
Tabla 30. Relación del kh_{30} y ks_{30} a diferentes profundidades.	134
Tabla 31. Variación del K_s en función al ancho de la cimentación (Terzagui, 1955)	135
Tabla 32. Resultados de la influencia del bulbo de presiones (método de Boussinesq) considerando una carga de 10Tn para una placa de 0.30mx0.30m	137
Tabla 33. Resultados de la influencia del bulbo de presiones (método de Boussinesq) considerando una carga de 10Tn para una placa de 0.45mx0.45m	137
Tabla 34. Resultados de la influencia del bulbo de presiones (método de Boussinesq) considerando una carga de 10Tn para una placa de 0.75mx0.75m	138
Tabla 35. Valores de coeficiente de balasto vertical (k_s), en función con la capacidad admisible (Morrison, 1993)	139

Tabla 36. Resultados y comparación del coeficiente de balasto K_{s30} sobre grava	140
Tabla 37. Resultados y comparación del coeficiente de balasto K_{s30} sobre grava	141
Tabla 38. Resultados y comparación del coeficiente de balasto k_{s30} sobre arena	142
Tabla 39. Resultados y comparación del coeficiente de balasto K_{s30} sobre grava	143
Tabla 40. Resultados de la viga de $L=\alpha$, sobre medio elástico para una carga de $P=30$ tn.	147

Lista de figuras

Figura 1. Superposición del suelo equivalente a un conjunto de resortes elásticos (Das, 2012).....	24
Figura 2. (a) viga sobre una base elástica y (b) idealización de Winkler (Prakash y Sharma, 1990).....	24
Figura 3. (c) Pilote cargada lateralmente en el suelo y (d) pila cargada lateralmente en resortes (Prakash y Sharma, 1990)	25
Figura 4. Placa de carga de menor rigidez, presentando variaciones de asentamientos y esfuerzos (Bowles, 1997).....	27
Figura 5. Influencia del bulbo de presiones en bases de diferentes dimensiones (Fratelli, 1993)	28
Figura 6. Reacción del suelo versus deflexión para el suelo que rodea una pila (Prakash y Sharma, 1990).	29
Figura 7. Variación del módulo de subrasante con la profundidad. a) suelos cohesivos precargados; b) suelos granulares, limos normalmente cargados y arcillas; (c) arcilla desecada normalmente cargada; (d) blanda capa superficial (Prakash y Sharma, 1990)	30
Figura 8. Pilote sometido a carga lateral, vertical y momento (Arrúa y Aiassa, 2009)	31
Figura 9. (a) Viga enterrada en arcilla dura, (b) Viga enterrada en arena, (c) y (d) Dimensiones del bulbo de presiones en relación del ancho de la viga (Terzagui, 1955)	32
Figura 10. Modelo de viga en un medio elástico analizado en diferentes etapas de excavación (Errázuriz, 2009)	33
Figura 11. (a) Distribución de presión en la pantalla si la parte enterrada avanza paralela a su posición original, (b) Influencia de la profundidad enterrada en la dimensión del bulbo de presión (Terzagui, 1955).....	34
Figura 12. (a) Obtención del coeficiente de balasto a partir de la gráfica de dispersión de esfuerzo – deformación, (b) Zona lineal y no lineal del gráfico de dispersión de esfuerzo – deformación (Bowles, 1997)	35
Figura 13. (b) y (c) Influencia del ancho de la viga en la profundidad del bulbo de presiones (Terzagui, 1955)	36
Figura 14. Reacción del material elástico (Meruvia, 2018).....	40

Figura 15. Relación entre el valor del coeficiente de balasto k_s y el CBR (Crespo, 2004)	50
Figura 16. Carga y deformación de un cilindro (Budhu, 2011)	57
Figura 17. Curva del esfuerzo – deformación del material lineal y no lineal elástico (Budhu, 2011)	58
Figura 18. Curva idealizada del esfuerzo – deformación del material elastoplástico (Budhu, 2011)	59
Figura 19. Diagrama de esfuerzo – deformación para un material elastoplástico (dúctil) (Hibbeler, 2017)	60
Figura 20. Diagrama del coeficiente de balasto en la deformación 0.127cm (Leoni, 2005)	62
Figura 21. Corrección en el punto cero para la determinación del coeficiente de balasto (NTL-357, 1998)	63
Figura 22. Estimación de la linealidad de la curva corregida (citado en cortes, 2010)	65
Figura 23. Fotografía de la calicata C-01 ubicado en el pequeño jardín frente al Laboratorio de Mecánica de suelo (LMS-01) y al lado del Laboratorio de Ensayos de Materiales (LEM-UNI)	67
Figura 24. Fotografía de la calicata C-02 en el área H7 de la Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Artes, frente a la Facultad de Ingeniería Civil.	67
Figura 25. Distancia de 76.00m de las calicatas C-01 y C-02 según Google Maps	68
Figura 26. Fotografía de la delimitación para trabajos en la calicata C-01 empleando malla raschel	68
Figura 27. Fotografía de las maderas y tablas para cubrir la calicata superficial C-02	69
Figura 28. Fotografía de la calicata C-01 de 2.30m de profundidad, donde se observa una capa superficial de 1.30m de relleno de arcilla, continuando con suelo natural gravoso	70
Figura 29. Fotografía de la calicata C-01 de 3.30m de profundidad, donde se empleó un sistema de entibado de madera	71
Figura 30. Fotografía de la calicata C-01 de 4.30m de profundidad, donde se empleó un sistema de entibado de madera y una capa ligera de shotcrete	71

Figura 31. Fotografía de la calicata C-02 de 1.00m de profundidad, donde se observa una capa superficial de 0.80m de relleno de arcilla, continuando con suelo natural gravoso	72
Figura 32. Fotografía de la gata hidráulica modelo MGD-100 fabricada por la compañía española MEGA	73
Figura 33. Fotografía de la gata hidráulica fabricada por la compañía americana ENERPAC, con una extensión de la palanca de la gata mediante una manguera hidráulica.	74
Figura 34. Fotografía del deformímetro digital modelo 2145, fabricado por la empresa china INSIZE con un soporte magnético.	75
Figura 35. (a) Encofrado del dado de concreto, (b) Vaciado del dado de concreto	76
Figura 36. Fotografía del dado de concreto de 0.60mx0.60mx0.15m terminado	76
Figura 37. Fotografía de la placa cuadrada de 30cm de lado y espesor de 2 pulgadas, designada como placa de contacto	77
Figura 38. Fotografía de las placas de acero para rellenar los espacios vacíos entre el dado de concreto y la pared vertical de grava.	78
Figura 39. Fotografía de la barra maciza de 1.50m de longitud y 3 pulgadas de diámetro, para ser empleada en la prueba de carga vertical.....	78
Figura 40. Fotografía del volquete cargado para restringir la deformación en el lado de reacción	79
Figura 41. Fotografía que muestra el registro de información en el dispositivo de la laptop y en la extensión de la palanca de la gata sobre la superficie del terreno.	80
Figura 42. Fotografía del procedimiento de nivelación como base apoyo de los dispositivos	81
Figura 43. Fotografía del procedimiento de la colocación de la gata hidráulica y las placas de acero para rellenar los espacios vacíos entre el dado de concreto y la gata hidráulica.	82
Figura 44. Fotografía de la instalación de los elementos y dispositivos para la realización del ensayo de carga vertical.	83
Figura 45. Fotografía del procedimiento de ejecución de la primera prueba de carga horizontal.	84
Figura 46. Fotografía del personal del laboratorio del LEM-UNI, al finalizar la primera prueba de carga horizontal.	84

Figura 47. Fotografía del procedimiento de ejecución de la segunda prueba de carga horizontal.	85
Figura 48. Fotografía del Ing. Cesar Atala (asesor), Ing. Héctor Espinoza (jefe de laboratorio del LMS-01) y Lic. Basurto (LEM-UNI), al finalizar la segunda prueba.	86
Figura 49. Fotografía del procedimiento de ejecución de la tercera prueba de carga horizontal.	87
Figura 50. Fotografía del personal del laboratorio del LEM-UNI, al finalizar la tercera prueba.	87
Figura 51. Fotografía del procedimiento de ejecución del primer intento de la prueba de carga vertical.	88
Figura 52. Fotografía del procedimiento de ejecución del segundo intento de la prueba de carga vertical.	89
Figura 53. Gráfico de esfuerzo – deformación de la primera prueba de carga horizontal.	90
Figura 54. Gráfico de esfuerzo – deformación de la segunda prueba de carga horizontal.	91
Figura 55. Gráfico de esfuerzo – deformación de la tercera prueba de carga horizontal.	92
Figura 56. Gráfico de esfuerzo – deformación de la primera prueba de carga vertical.	93
Figura 57. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la primera prueba de carga horizontal aplicando el método 02.	98
Figura 58. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la segunda prueba de carga horizontal aplicando el método 02.	99
Figura 59. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la tercera prueba de carga horizontal aplicando el método 02.	100
Figura 60. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la cuarta prueba de carga vertical aplicando el método 02.	101
Figura 61. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la primera prueba de carga horizontal aplicando el método de obtención N°03.	102
Figura 62. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la segunda prueba de carga horizontal aplicando el método de obtención N°03.	103
Figura 63. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la tercera prueba de carga horizontal aplicando el método de obtención N°03.	104

Figura 64. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la cuarta prueba de carga vertical aplicando el método de obtención N°03.	105
Figura 65. Esquema de extracción del material para la caracterización del suelo en las pruebas de cargas horizontal.	106
Figura 66. Esquema de extracción del material para la caracterización del suelo en la prueba de carga vertical.....	107
Figura 67. Fotografía de los equipos empleados para la realización del ensayo de cono arena modificado.....	108
Figura 68. Fotografía del procedimiento del ensayo de cono de arena modificado.	109
Figura 69. Fotografía del tamizado del suelo pasante por el tamiz de 3".	110
Figura 70. Fotografía del tamizado con las mallas de madera de 3", 4", 5" y 6".	111
Figura 71. Fotografía del secado del material pasante a través del tamiz de la malla N°4.	114
Figura 72. Fotografía del cuarteo del material gravoso retenido en el tamiz N°04 y pasante al tamiz de 3".....	115
Figura 73. Fotografía del procedimiento del ensayo de corte directo de la matriz del suelo.	117
Figura 74. Fotografía del procedimiento del vertimiento del material dentro cilindro graduado.	118
Figura 75. Fotografía del procedimiento de enrasado del material en el cilindro graduado.	119
Figura 76. Fotografía del cilindro graduado sobre la mesa vibratoria.	120
Figura 77. Fotografía de la preparación de las muestras del Proctor modificado y CBR.....	123
Figura 78. Fotografía del material de grava compactada y humedecido en el molde calibrado.....	123
Figura 79. Fotografía de las tres muestras sumergidas en el cilindro.....	125
Figura 80. Fotografía de los moldes retirados del cilindro.	125
Figura 81. Fotografía del procedimiento de penetración mediante la prensa CBR.	126
Figura 82. Fotografía del procedimiento de penetración mediante la prensa CBR.	129
Figura 83. Gráfico y correlación de la profundidad vs kh_{30}	133

Figura 84. Esquema de la deformada de la viga sobre medio elástico.....	144
Figura 85. Deformada de una viga de $L=\alpha$, sobre medio elástico para una carga de $P=30$ tn.	148

Lista de símbolos y siglas

k_s	: Coeficiente de balasto vertical
k_h	: Coeficiente de balasto horizontal
k_{s30}	: Coeficiente de balasto vertical para una placa de 0.30m
k_{h30}	: Coeficiente de balasto horizontal para una placa de 0.30m
k_{s75}	: Coeficiente de balasto vertical para una placa de 0.75m
k_{h75}	: Coeficiente de balasto horizontal para una placa de 0.75m
$k_{s(1)}$	: Coeficiente de balasto vertical para una placa de 1 pie
n_h	: Parámetro de reacción horizontal para pilotes o placa.
l_h	: Parámetro de reacción horizontal para Pantallas o tablestaca
E	: Modulo de elasticidad
G	: Modulo de corte
q_{adm}	: Capacidad de admisible del suelo
q_u	: Resistencia a la compresión simple
D_r	: Densidad relativa del suelo
ν	: Coeficiente de Poisson
δ	: Deformación producido del esfuerzo aplicado
q	: Esfuerzo aplicado sobre el suelo
ΔP	: Carga incremental vertical
Δz	: Incremento en la dirección axial
Δr	: Incremento radial
AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	: American Society for Testing and Materials
CBR	: California Bearing Ratio
LEM	: Laboratorio de Ensayo de Materiales
LMS	: Laboratorio de Mecánica de Suelos
NLT	: Norma del Laboratorio del Transporte
NTP	: Norma Técnica Peruana
SPT	: Standard Penetration Test
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
UNE	: Una Norma Española

Capítulo I: Introducción

1.1 Generalidades

Uno de los problemas geotécnicos más importantes de los proyectos de ingeniería es la estimación de las deformaciones con relación a las cargas impuestas que transfiere una cimentación al terreno y a una estructura enterrada. Para resolver este problema se utiliza muy a menudo el “Módulo de Reacción del Suelo” o “Coeficiente de Balasto” (Leoni, 2005).

El concepto del coeficiente de balasto ha sido objeto de estudio durante muchos años por investigadores como Terzagui, por ejemplo. Sin embargo, esto se ha abordado de forma muy teórica, y no existe hasta la fecha un consenso sobre la elección del coeficiente correcto para un tipo específico de suelo. Además, llevar a cabo el ensayo de placa de carga necesario para conocer este parámetro es bastante complejo y conlleva ciertos riesgos (Cortes, 2010).

Este parámetro surge del modelo matemático de Winkler, el cual describe la relación entre la presión ejercida en un punto y el asentamiento resultante. Se puede conceptualizar como un peso específico y, aunque está influenciado por las propiedades del terreno, no es una constante universal, ya que el asentamiento de una cimentación apoyada sobre un medio pseudo elástico varía según las dimensiones del área cargada (Muzás, 2002).

1.2 Descripción del problema

Según Jiménez (1980), la transferencia de cargas de un sistema al suelo a través de un cimiento genera una distribución de tensiones en el terreno. Esta distribución no solo está influenciada por las propiedades físicas del suelo y las características elásticas del cimiento, sino también por la configuración de las cargas aplicadas. A medida que las cargas sobre el cimiento aumentan, se produce una transición gradual del suelo desde un estado de equilibrio elástico hasta un estado de plasticidad controlada, alcanzando la plastificación total.

Determinar las presiones de contacto en la base del cimiento, así como la rigidez y las deformaciones, plantea un desafío significativo en el ámbito de la elasticidad. Hasta ahora, solo se han resuelto algunos casos particulares de forma y carga. La complejidad inherente de este problema elástico ha motivado la búsqueda de

modelos matemáticos alternativos para el suelo. Entre estos, el más ampliamente utilizado debido a su simplicidad es el desarrollado por Winkler en 1867, conocido comúnmente como el "método del coeficiente de balasto".

Así mismo, según Bowles (1997) un gran número de profesionales no aceptan el concepto del módulo de reacción de la subrasante. En su lugar, eligen utilizar parámetros como el coeficiente de Poisson (ν) y módulo de elasticidad (E) en algún tipo de análisis de elementos finitos. Bowles, del empleo de ambos métodos recomienda usar el módulo de reacción de la subrasante, dado que, hasta la actualidad no se encuentra valores precisos de ν y E , por lo que, el uso del módulo de reacción de la subrasante nos otorga mayor simplicidad en su manejo y una reducción importante en el diseño estructural.

Sin embargo, incluso con el conocimiento del procedimiento para calcular el coeficiente de balasto, el cual se deriva de la curva de esfuerzo-deformación obtenida a partir del ensayo de placa de carga, el problema es determinar este valor de esta curva que en teoría le corresponde a una pendiente de la fase elástica, pero a menudo esta fase no se hace visible y determinar su pendiente no es de fácil elección (Cortes, 2010).

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

- Determinar el coeficiente de balasto horizontal de un suelo gravoso de Lima Metropolitana

1.3.2 Objetivos específicos

- Determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo mediante ensayos de laboratorio.
- Realizar el ensayo de prueba de carga en campo para un suelo gravoso de Lima Metropolitana.
- Determinar el coeficiente de balasto horizontal de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas del ensayo de prueba de carga.

1.4 Antecedentes referenciales

Cortes (2010) buscó emplear métodos de ensayos de campo para obtener el coeficiente de balasto en suelos y comparar los resultados con pruebas de laboratorio. El estudio incluyó muestras de arena limosa del distrito de Higuato Desamparados y de arcilla limosa del Puesto 07 del Proyecto Hidroeléctrico Reventazón, ambas en Costa Rica. Se realizaron ensayos como Presiómetro Menard, compresión inconfiada, resistencia a la compresión y CBR, junto con pruebas de placa de carga en los mismos puntos. Los resultados mostraron que las correlaciones propuestas entre el CBR y la resistencia a la compresión inconfiada no ajustaron la teoría en ninguno de los sitios. Aunque el Presiómetro Menard se aproximó al resultado de la placa de carga en el primer sitio, no ocurrió lo mismo en el segundo. Por otro lado, el ensayo de carga uniaxial modelado sugirió una relación en ambos sitios, con valores aproximadamente al doble del coeficiente de balasto obtenido in situ.

Buitrón (2017) investigó la relación entre el coeficiente de balasto obtenido mediante el ensayo de la técnica de Gato Plano, el Ensayo Triaxial y los datos del ensayo de placa de carga, utilizando 10 muestras de arenas finas con limo y arcillas de baja plasticidad de Quito, Ecuador. Los resultados mostraron que no hubo correlaciones estadísticamente significativas entre el coeficiente de balasto (K_s) y los ensayos triaxiales, Gato Plano, ni las ecuaciones de Terzagui, Vésic o Bowles. Sin embargo, al comparar los datos de subrasante obtenidos del ensayo Gato Plano y la placa de carga de 0.30 m, se encontró un coeficiente de balasto promedio con una correlación (R^2) de 0.86, ajustándose a una ecuación lineal con menor dispersión.

Socualaya (2017) analizó el efecto de las características del suelo en la determinación del coeficiente de balasto mediante métodos estimados utilizados por otros autores, aplicados a una cimentación superficial en Bella Vista, distrito de San Agustín de Cajas, Huancayo. Para ello, se realizaron cinco calicatas (C-01 a C-05), obteniendo muestras alteradas para la caracterización del suelo, clasificación, determinación del CBR y capacidad portante. Según los resultados, el coeficiente de balasto (K_{30}) estimado varió entre 7.25 kg/cm³ y 21.91 kg/cm³ dependiendo del método utilizado, con valores derivados del nomograma de relación CBR-suelo, curvas logarítmicas CBR-coeficiente de balasto, y capacidad

portante del suelo, reflejando diferencias significativas entre los métodos aplicados.

Alarcón (2020) buscó establecer la relación entre el coeficiente de balasto y la caracterización de los suelos en el distrito de Pilcomayo, Junín, mediante la extracción de tres muestras de diferentes ubicaciones. Las muestras presentaron un contenido de humedad entre 10.18% y 13.59%, límites líquido y plástico entre 20.02%-29.57% y 17.60%-22.37%, respectivamente, un CBR de 15.23%-17.13% y una capacidad portante de 1.70-1.76 kg/cm². Los resultados indicaron coeficientes de balasto entre 7.00-7.88 kg/cm³ según el tipo de suelo, entre 6.35-6.72 kg/cm³ según el CBR, y entre 3.46-3.57 kg/cm³ según la capacidad portante, evidenciando diferencias según el método aplicado.

Capítulo II: Marco teórico y conceptual

2.1 teoría del coeficiente de balasto

2.1.1 Concepto

De acuerdo con Terzagui (1955), el coeficiente de reacción de la subrasante, también denominado coeficiente de balasto es la relación entre la presión en un punto de contacto de la superficie y el asentamiento originado por la carga aplicada en el punto. Este valor denotado por k_s depende de las propiedades elásticas de la subrasante y de las dimensiones del área actuada por la reacción de la subrasante.

$$k_s = \frac{q}{\delta}$$

Donde:

k_s : Coeficiente de balasto

q : Esfuerzo ejercido sobre el suelo

δ : Asentamiento producido del esfuerzo aplicado.

El concepto de la reacción de subrasante fue introducido en la mecánica aplicada por Winkler en el año 1867 y usado por Zimmermann en el año 1888 con la finalidad de calcular los esfuerzos en las durmientes de los ferrocarriles que descansan sobre el balasto a lo largo de su longitud. Durante la siguiente década la teoría se estuvo expandiendo para calcular los esfuerzos de las cimentaciones flexibles, como zapatas continuas y en pavimentos de concreto sobre los que actúan las cargas de las ruedas. (Requena, 2007).

La teoría del coeficiente de balasto k_s , parece ser más preciso en el análisis estructural de cimentaciones flexibles, ya que considera que el suelo se comporta como un conjunto de resortes elásticos infinitos. A esta hipótesis a veces se conoce como la teoría de cimentación de Winkler. A la constante elástica asociada con estos resortes hipotéticos se denomina coeficiente de reacción de subrasante (ver Figura 1) (Das, 2012).

En cuanto al uso del coeficiente de balasto horizontal, en 1971, Poulos proporcionó un enfoque detallado. En este enfoque continuo elástico, se trata a

un elemento vertical cargado lateralmente como una viga apoyada sobre una base elástica, como se ilustra en la Figura 2 (b) y Figura 3 (c). Se supone que la viga está apoyada por un modelo de suelo de Winkler, donde el medio elástico del suelo se reemplaza por una serie de resortes independientes y elásticos infinitamente espaciados. La rigidez de estos resortes se le conoce como módulo de reacción de subrasante horizontal también denominado coeficiente de balasto horizontal k_h (Prakash y Sharma, 1990).

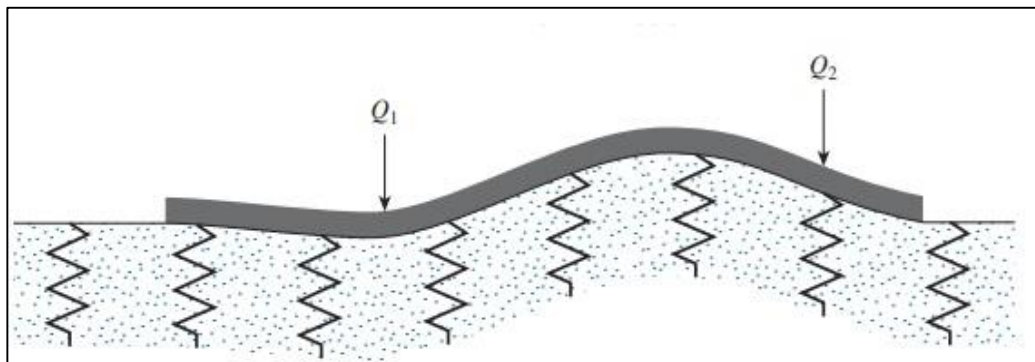


Figura 1. Superposición del suelo equivalente a un conjunto de resortes elásticos (Das, 2012)

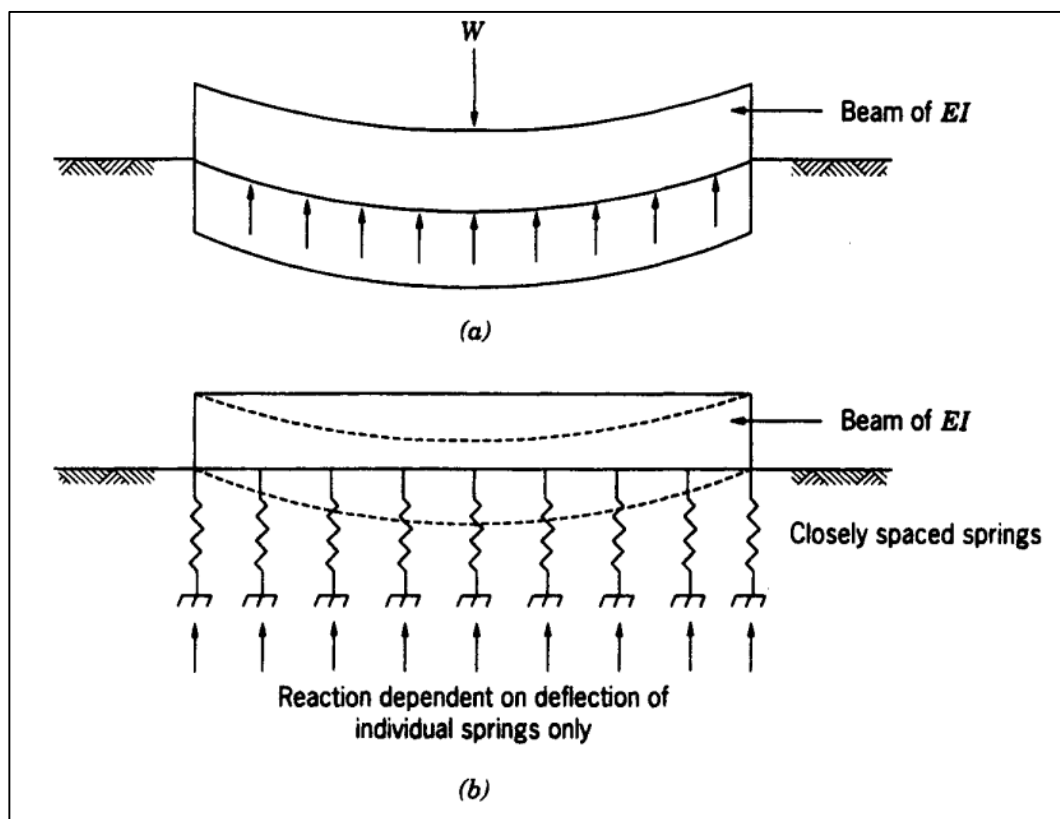


Figura 2. (a) viga sobre una base elástica y (b) idealización de Winkler (Prakash y Sharma, 1990)

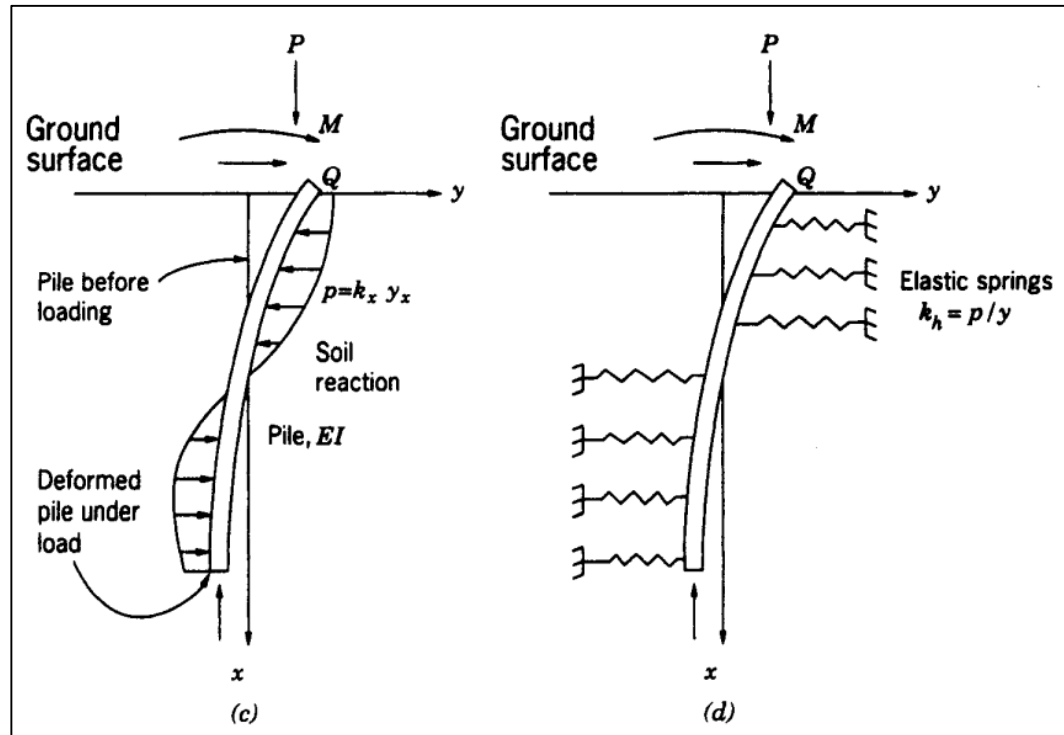


Figura 3. (c) Pilote cargada lateralmente en el suelo y (d) pila cargada lateralmente en resortes
(Prakash y Sharma, 1990)

2.1.2 Factores que determinan el coeficiente de balasto k_s y k_h

De acuerdo con Terzagui (1955), la teoría del coeficiente de balasto, tanto en su componente vertical k_s , como horizontal k_h , se fundamenta en supuestos simplificadores. Estos supuestos consideran que la subrasante sigue la ley de Hooke y que la reacción de la subrasante sobre una placa rígida cargada centralmente, descansando sobre su superficie horizontal, es uniforme en todos los puntos de contacto. A pesar de que estas premisas no sean completamente precisas, las teorías asociadas a la reacción de la subrasante resultan útiles para obtener soluciones aproximadas en numerosos contextos prácticos. Por ejemplo, facilitan el cálculo de esfuerzos en zapatas continuas sujetas a cargas concentradas, o en pilotes destinados a transferir carga horizontal a la subrasante.

La teoría de reacción de subrasante está basada en las siguientes suposiciones simplificadas:

- La relación k_s entre la presión de contacto “P” y la deformación “y” es independiente de la presión “P”.

- El coeficiente de reacción de la subrasante vertical k_s tiene el mismo valor para cualquier punto de la superficie sobre la que actúa la presión de contacto. Si la subrasante está compuesta por un material de arcilla dura, el coeficiente de reacción de la subrasante horizontal también tiene el mismo k_h para cualquier punto de la superficie de contacto.

2.1.3 Objeciones y consideraciones al método

El método del coeficiente de balasto se destaca por su simplicidad para abordar problemas elásticos, lo que lo convierte en una herramienta versátil con muchas aplicaciones. Este método no solo es útil en el ámbito de cimentaciones superficiales o enterradas, sino también para cualquier problema que pueda ajustarse al modelo. Sin embargo, es importante tener en cuenta ciertas objeciones y consideraciones asociadas al modelo.

2.1.3.1 Distinción entre la placa de prueba y dimensión real de cimentación

Jiménez (1980) indica que las pruebas de carga efectuados tanto in situ como en laboratorio, empleando placas de tamaño reducidas, parecen indicar que los asentamientos guardan proporción a los esfuerzos aplicados, siempre y cuando la carga de prueba no supere un cierto límite. Sin embargo, se reconoce que el asentamiento de una cimentación de dimensiones reales difiere a lo observado en una pequeña superficie de ensayo para la misma presión unitaria. Por lo tanto, se deduce que la generalización de la hipótesis planteada es aproximada y debe ser aplicada con precaución y juicio crítico.

2.1.3.2 Rigidez finita de la placa de prueba

Es desafiante realizar una prueba de placa de carga excepto para placas de menor dimensión, debido a la carga de reacción necesaria. Incluso para estas placas, lograr un asentamiento constante es complejo debido a la tendencia de la placa a ser menos rígida. Esto contribuye a que el coeficiente de balasto genere no solo variaciones en los asentamientos de la placa, sino también una distribución desigual de esfuerzos debajo de ella, como se ilustra en la Figura 4 (Bowles, 1997).

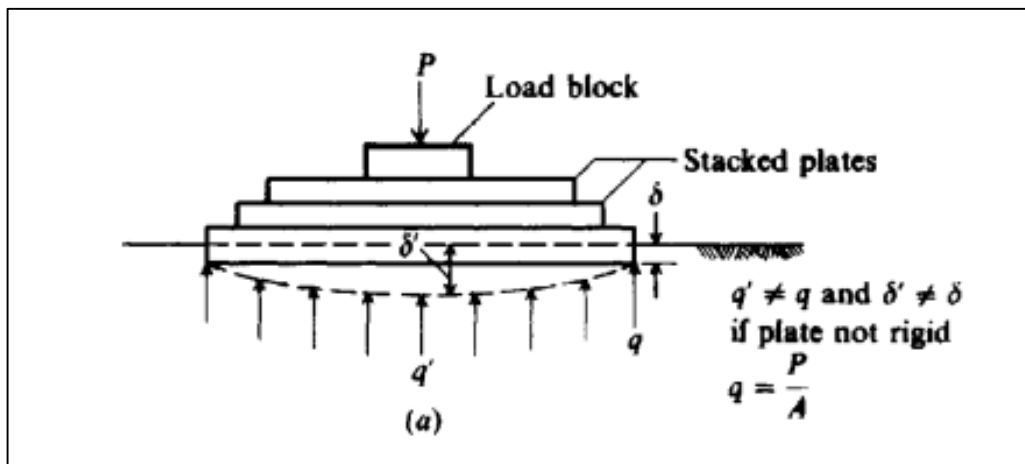


Figura 4. Placa de carga de menor rigidez, presentando variaciones de asentamientos y esfuerzos
(Bowles, 1997)

2.1.3.3 Omisiones en la determinación del coeficiente de balasto

Jiménez (1980) señala que el coeficiente de balasto no toma en cuenta el impacto de factores relevantes, como la existencia de capas compresibles en profundidad, la naturaleza del suelo y la magnitud de cargas aplicadas. Además, este valor presenta unidades de una densidad; por lo tanto, se puede tomar que la viga flota sobre un líquido cuya densidad es el valor del coeficiente de balasto. Sin embargo, los terrenos no son líquidos y presentan como característica principal un cierto ángulo de rozamiento interno y cohesión.

2.1.3.4 Desestimación de estratos inferiores activos debido al tamaño de la placa

Las dimensiones de la placa tienen un impacto significativo en la profundidad afectada. Por consiguiente, cuando el tamaño de la placa es más pequeño, el bulbo de presiones también disminuye, lo que resulta en una profundidad menor para los estratos analizados (ver Figura 5). En el caso de las losas, la profundidad de influencia de la placa es considerablemente menor que la de la losa real, ya que el bulbo de presiones de esta última está determinado por su ancho total. Esto puede conducir a errores significativos debido a las disminuciones en la rigidez de los estratos inferiores activos (Requena, 2007).

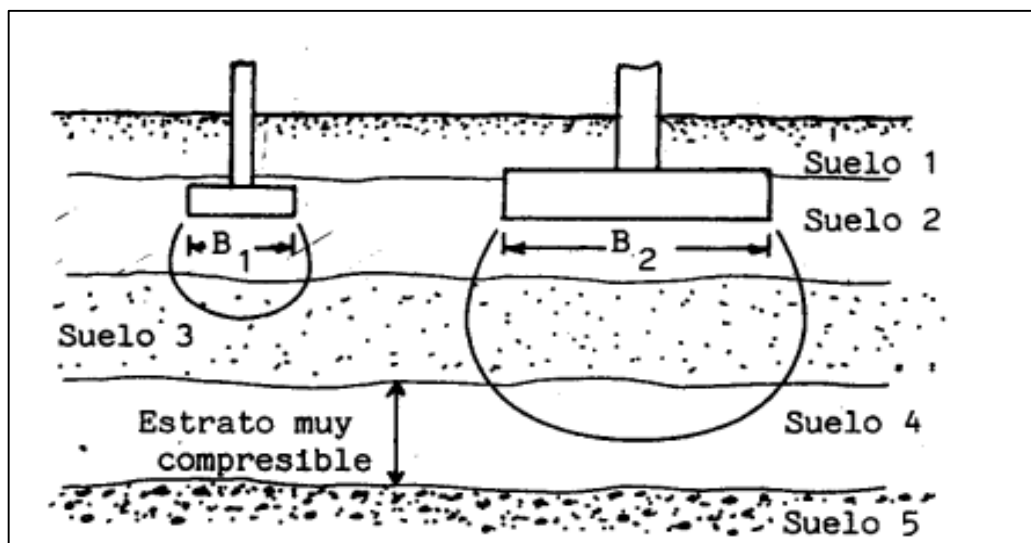


Figura 5. Influencia del bulbo de presiones en bases de diferentes dimensiones (Fratelli, 1993)

2.1.4 Coeficiente de balasto horizontal

En torno a la década de 1920, investigadores emplearon la teoría de la reacción de la subrasante para determinar los esfuerzos en pilotes y tablestacados sobre los cuales actúan fuerzas horizontales sobre la superficie del suelo. En este contexto, los asentamientos resultantes de la reacción de la subrasante se manifiestan en dirección horizontal. Por consiguiente, la relación entre la unidad de presión y el desplazamiento se denomina Coeficiente de Subrasante Horizontal, k_h (Terzagui, 1955).

2.1.4.1 Pilotes verticales sobre los que actúan cargas laterales

Según Prakash y Sharma (1990), al examinar la respuesta de los pilotes ante cargas laterales, la rigidez del suelo puede estar representada por el módulo de elasticidad (E) o el módulo de corte (G) si se emplea la teoría de la elasticidad. No obstante, también es factible definir la rigidez del suelo por el módulo de reacción de la subrasante horizontal.

La Figura 6 ilustra el comportamiento típico de la reacción del suelo frente a la deformación (curva esfuerzo - deformación) alrededor de una pila sometida a carga lateral. Cuando las reacciones del suelo representan menos del 33% hasta el 50% de la reacción final del suelo, es posible representar adecuadamente la relación esfuerzo - deformación utilizando un módulo tangente. En este contexto, la pendiente de la línea tangente corresponde al coeficiente de reacción de la

subrasante horizontal para el pilote, denominado k_h . Por otro lado, cuando las reacciones del suelo superan aproximadamente el 33% hasta el 50% de la reacción final del suelo, se debe considerar la secante como el módulo representado por la línea discontinua en la Figura 6.

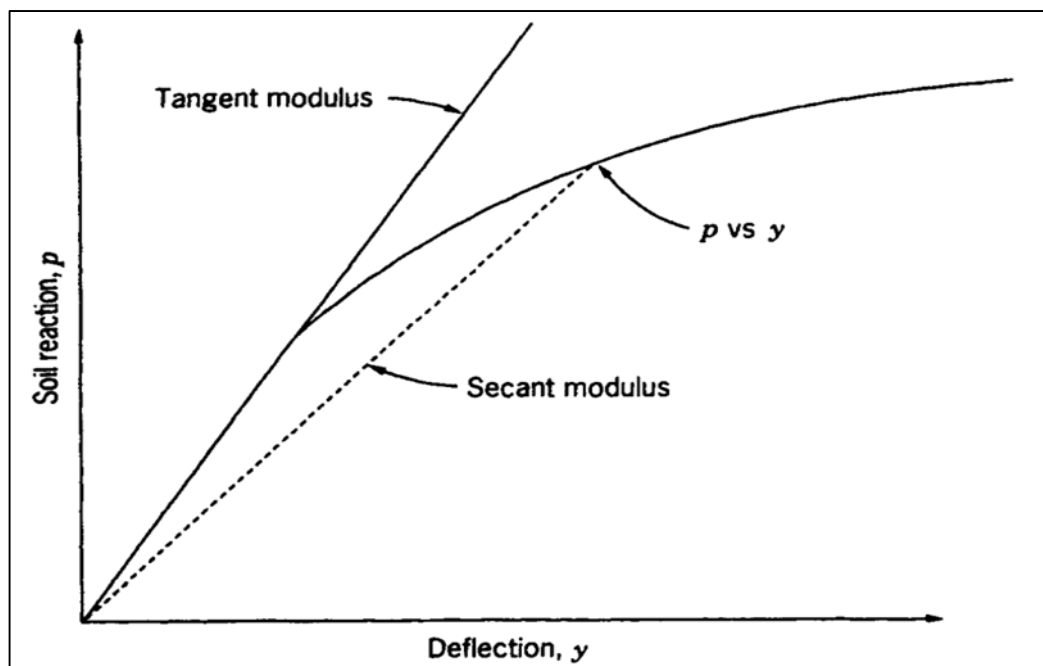


Figura 6. Reacción del suelo versus deflexión para el suelo que rodea una pila (Prakash y Sharma, 1990).

En 1961, Matloock y Reese presentaron un análisis sobre pilotes sometidos a cargas laterales, considerando la posibilidad de que el módulo de la subrasante varíe con la deformación. La variación real del módulo de la subrasante con la profundidad se muestra en la Figura 7(a). La línea discontinua en dicha figura ilustra la variación de k_h con la profundidad (k_h es constante), como fue recomendado por Terzaghi (1955) para suelos cohesivos precargados uniformemente (Prakash y Sharma, 1990).

Prakash y Sharma (1990) proponen una representación más precisa de la variación del coeficiente de balasto con la profundidad para suelos cohesivos precargados, la cual se muestra mediante la línea continua en la Figura 7(a).

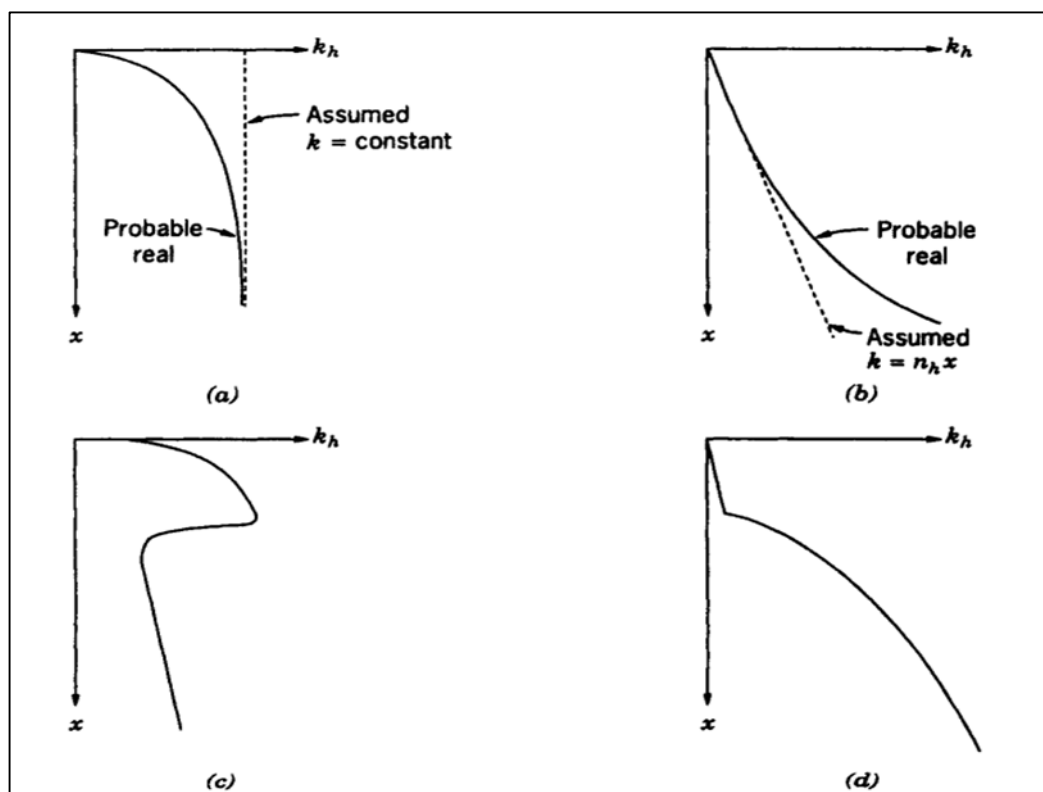


Figura 7. Variación del módulo de subrasante con la profundidad. a) suelos cohesivos precargados; b) suelos granulares, limos normalmente cargados y arcillas; (c) arcilla desecada normalmente cargada; (d) blanda capa superficial (Prakash y Sharma, 1990)

En cuanto a suelos granulares, en 1955, Terzaghi sugiere considerar directamente k_h como proporcional a la profundidad x , como se muestra en la Figura 7 (b). La expresión para k_h sería (Prakash y Sharma, 1990).

$$k_h = n_h x$$

Donde n_h es la constante de la reacción de la subrasante horizontal expresada en libras por pulgada cúbica (lb/in³). La validez de esta recomendación de Terzaghi para arenas ha sido confirmada a escala modelo por Prakash en 1962. La variación realista de k_h con la profundidad se ilustra esquemáticamente mediante la línea continua en la Figura 7 (b), y las pruebas realizadas por Prakash indicaron que esta representación es precisa (Prakash y Sharma, 1990).

Por otro lado, en 1963, Davisson indicó que es probable estimar la variación de k_h con la profundidad. Por ejemplo, en el caso de una arcilla desecada normalmente cargada, la variación de k_h con la profundidad sería aproximadamente como se muestra en la Figura 7(c). Para un suelo cohesivo precargado con una capa superficial de suelos blandos débiles, la variación de k_h con la profundidad mostrada en la Figura 7(d) resulta apropiada (Prakash y Sharma, 1990).

2.1.4.2 Pilotes verticales sobre los que actúan cargas verticales

Al evaluar el comportamiento de estructuras enterradas como los pilotes, por ejemplo, las solicitaciones ejercidas en la parte superior del pilote causan desplazamientos laterales que se reducen conforme aumenta la profundidad, debido a la transferencia de carga al suelo. Por otro lado, el suelo suele presentar diferente rigidez conforme aumenta la profundidad (ver Figura 8). Por ejemplo, se reconoce que los suelos granulares presentan un aumento del módulo de reacción horizontal en proporción al aumento de la profundidad, mientras que, en suelos categóricamente cohesivos, este módulo suele mantenerse constante a lo largo de la profundidad (Arrúa y Aiassa, 2009).

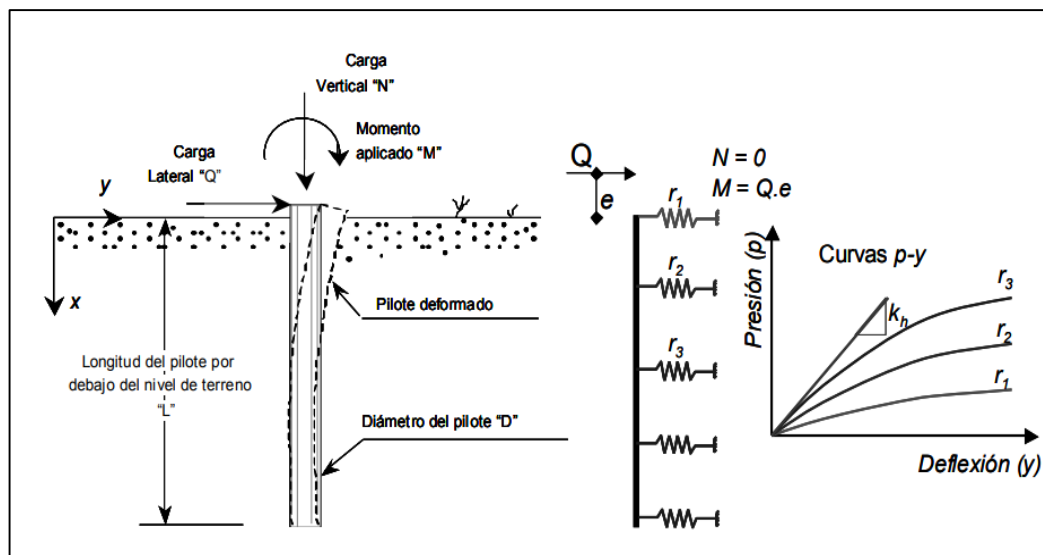


Figura 8. Pilote sometido a carga lateral, vertical y momento (Arrúa y Aiassa, 2009)

Según Terzaghi (1955), antes de aplicar fuerzas horizontales a los pilotes enterrados o hincados en la subrasante, las superficies de contacto entre los pilotes y la subrasante están sujetas, a cualquier profundidad debajo de la superficie, a una presión igual o mayor que la presión del suelo en reposo. En el

caso de los pilotes enterrados, la presión es igual a la del suelo en reposo, mientras que, para los pilotes hincados, esta presión es mayor. Cuando un pilote se desplaza lateralmente hacia la derecha en un ángulo recto, la presión aumenta en la cara del mismo lado. En consecuencia, el desplazamiento lateral resultante puede ser desestimado (ver Figura 9(a) y Figura 9(b)).

Las longitudes del bulbo de presiones, medidas en la dirección del movimiento del pilote, están relacionadas al tamaño de la viga. Este se debe a que, tanto en arcilla como en arena, el módulo de elasticidad permanece constante en direcciones horizontales. Por lo tanto, el desplazamiento horizontal produce un incremento en la longitud del bulbo de presiones en proporción directa al tamaño de la viga enterrada (ver Figura 9(c) y Figura 9(d)).

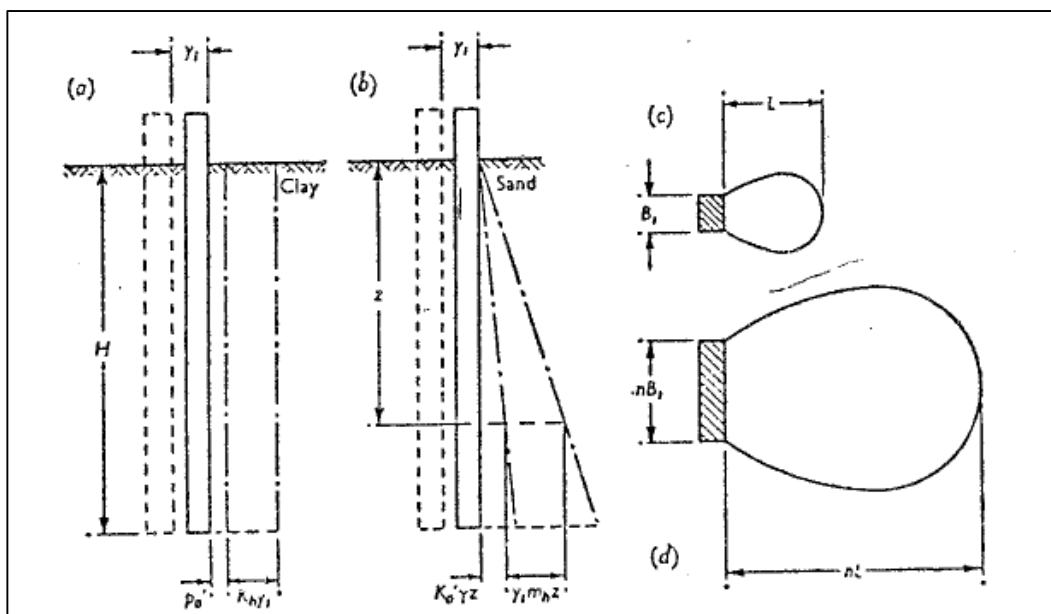


Figura 9. (a) Viga enterrada en arcilla dura, (b) Viga enterrada en arena, (c) y (d) Dimensiones del bulbo de presiones en relación del ancho de la viga (Terzagui, 1955)

2.1.4.3 Pantallas sobre los que actúan cargas

Hetényi (1946) señala que, al analizar un enfoque para el diseño de pantallas, se puede aplicar el método que se basa en la ley esfuerzo – deformación utilizando el modelo de viga en medio elástico. En este modelo, la entibación se representa como una viga en un medio elástico donde los resortes se simbolizan mediante una rigidez constante de balasto horizontal. Es crucial ajustar la constante de

rigidez (k_h) del suelo según la carga y descarga del mismo, así como su variación con la profundidad.

El método de considerar la viga en un medio elástico implica descomponer el análisis en varias etapas, que coinciden con la secuencia de excavación. En cada etapa, se tiene en cuenta el empuje correspondiente a la secuencia analizada (ver Figura 10).

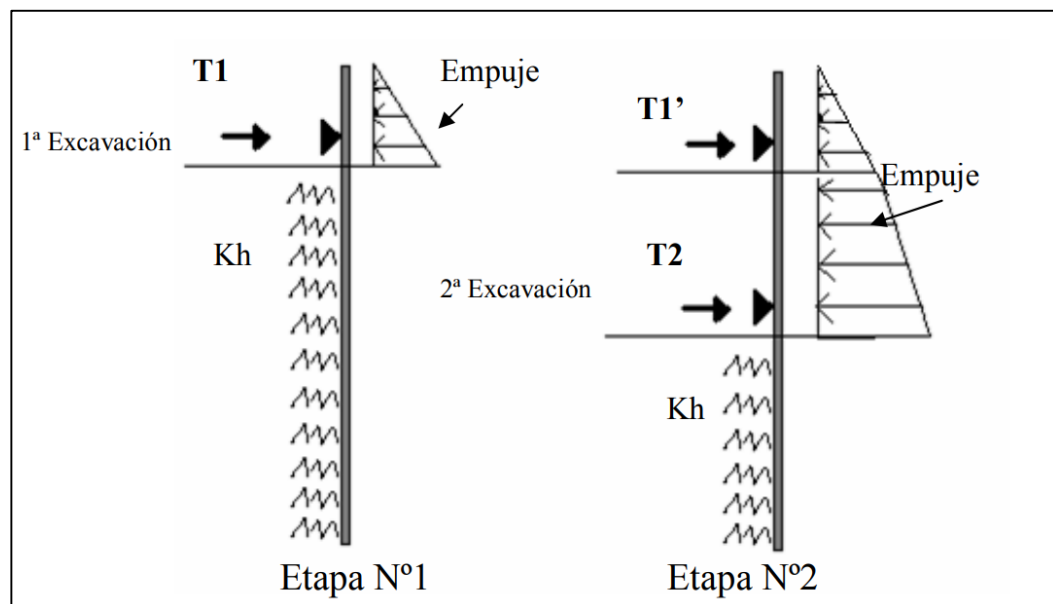


Figura 10. Modelo de viga en un medio elástico analizado en diferentes etapas de excavación
(Errázuriz, 2009)

Por otro lado, según Terzagui (1955), cuando la profundidad de penetración de las tablestacas que forman una pantalla anclada es considerablemente pequeña y la rigidez a la flexión de la tablestaca es grande, la presión del suelo que actúa en la cara interior de la parte enterrada cede en dirección hacia afuera, y produce una reacción de subrasante horizontal en toda la cara exterior de la porción enterrada de las tablestacas (ver Figura 11(b)).

Para evaluar este coeficiente de reacción de la subrasante (k_h) para la porción enterrada de las tablestacas, las tablestacas avanzan a lo largo de una distancia lateral, en dirección hacia afuera, paralela a su posición original (ver Figura 2.8(a)). Si la subrasante consiste en arcilla dura, se puede suponer que el valor de la presión a cualquier profundidad de bajo de la línea de dragado es igual a la presión

efectiva de sobrecarga a esa profundidad, mientras que, si la subrasante consiste en arena sin cohesión, la reacción de la subrasante producida por el desplazamiento en la dirección horizontal aumenta aproximadamente en proporción simple a la profundidad como lo indica en el triángulo a b c de la Figura 11(a).

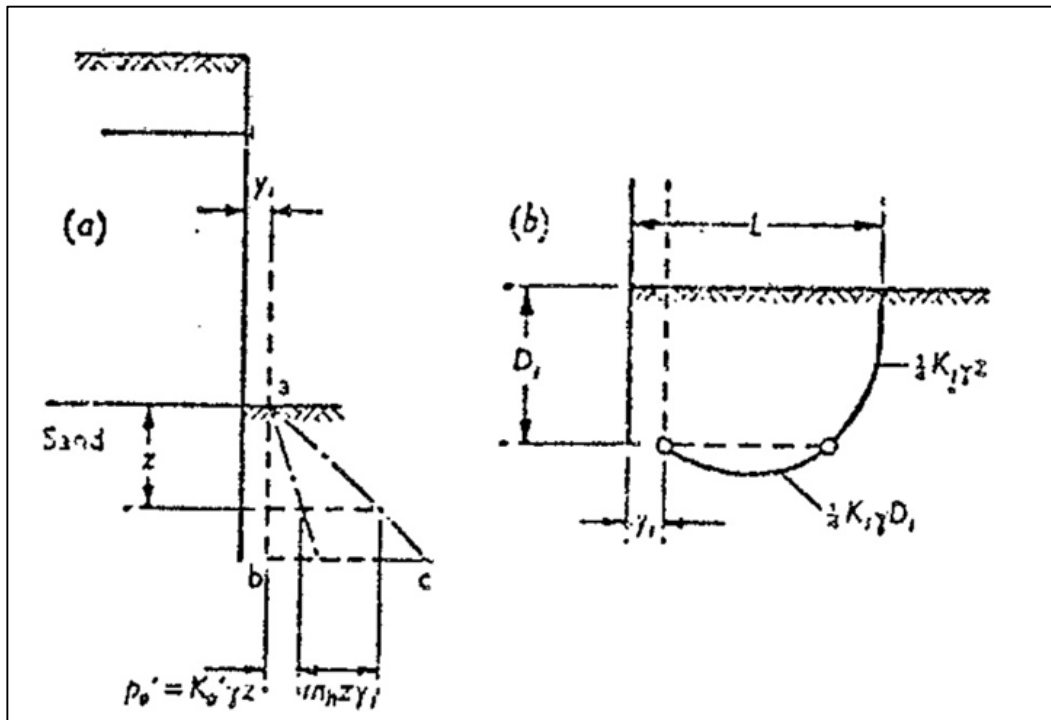


Figura 11. (a) Distribución de presión en la pantalla si la parte enterrada avanza paralela a su posición original, (b) Influencia de la profundidad enterrada en la dimensión del bulbo de presión (Terzagui, 1955)

2.1.5 Obtención y variación del coeficiente de balasto k_s

Cortes (2010) menciona que, para obtener este valor de manera óptima, recomienda llevar a cabo pruebas de placa de carga, también conocidas como ensayos de carga. Durante estos ensayos, se registran conjuntos de valores de esfuerzo y deformación denotados con pares ordenados de (q, δ) , que permiten la creación de gráficos de dispersión (ver Figura 12 (a) y (b)).

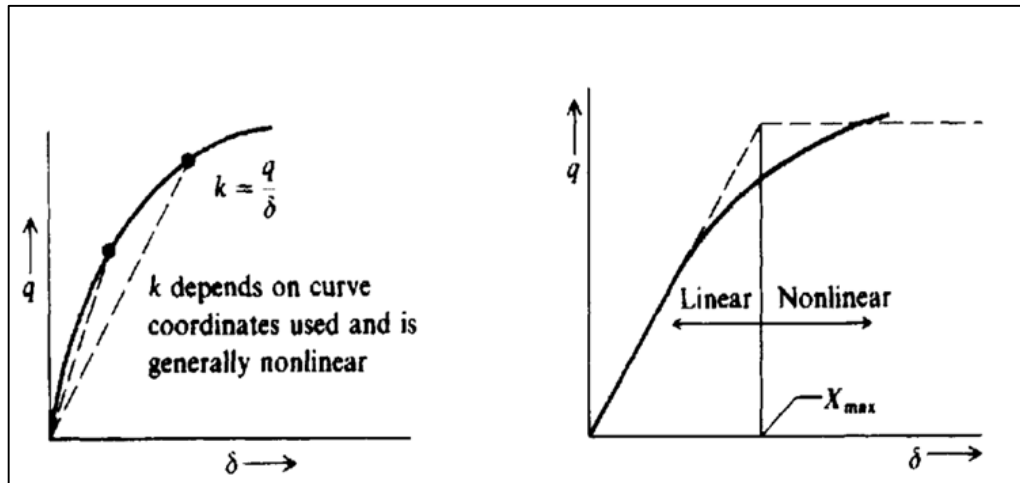


Figura 12. (a) Obtención del coeficiente de balasto a partir de la gráfica de dispersión de esfuerzo – deformación, (b) Zona lineal y no lineal del gráfico de dispersión de esfuerzo – deformación (Bowles, 1997)

La manera de expresar el valor del coeficiente de balasto para un tipo específico de suelo implica la utilización de un subíndice que indica la dimensión de la placa empleada durante el ensayo de carga. Por ejemplo, si el ensayo se llevó a cabo con una placa de 30 cm y 75 cm de diámetro, en los informes se indica el dato obtenido como k_{s30} y k_{s75} , respectivamente.

Para extrapolar este valor inicial a una cimentación real, es fundamental comprender que el valor del coeficiente de balasto k_s decrece con el incremento del área de contacto de la cimentación, aproximadamente en una función lineal sugerida por Engesser en 1893, mediante la siguiente expresión:

$$k_s = a + \frac{b}{B}$$

Donde:

a y b : Son constantes empíricas

B : Ancho de la cimentación

Por otro lado, Terzagui (1955) señala que la influencia de la profundidad del bulbo de presiones en el asentamiento del área cargada depende de las características de la deformación de la subrasante, por ejemplo, para arcillas rígidas, se puede

asumir que el asentamiento “y” se incrementa en una proporción simple con la profundidad del bulbo de presiones (ver Figura 13 (b) y (c)).

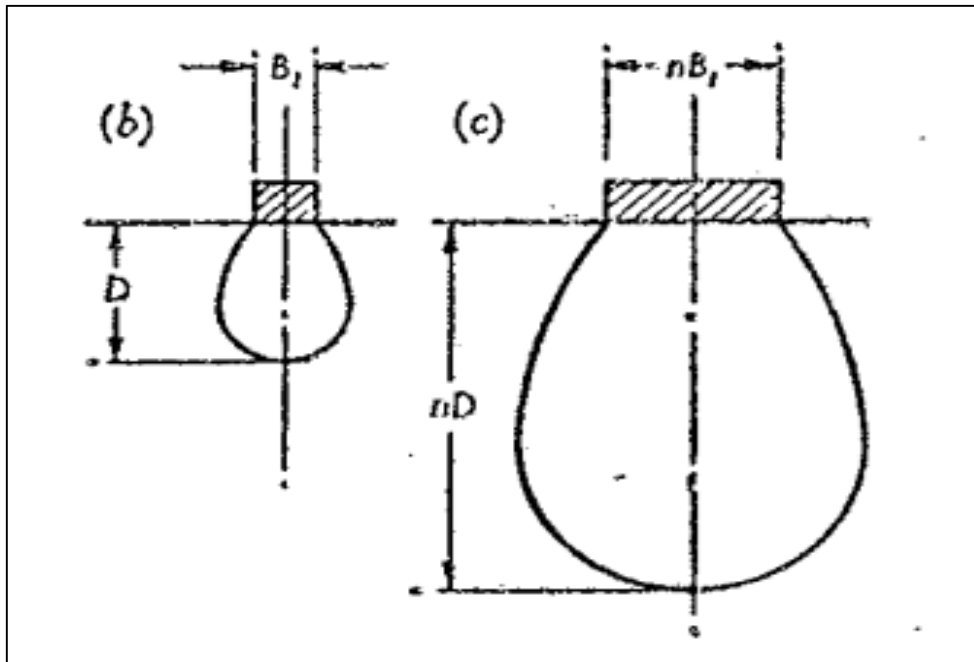


Figura 13. (b) y (c) Influencia del ancho de la viga en la profundidad del bulbo de presiones (Terzagui, 1955)

En:

$$y_n = n \cdot y_1$$

Resultando un coeficiente de balasto, como se muestra en la ecuación (1) siguiente:

$$ks_n = \frac{P}{n \cdot y_1} = \frac{P}{y_1} \cdot \frac{1}{n} \left(\frac{B_1}{B_1} \right) \quad (1)$$

Donde:

P : Presión

B_1 : Ancho de la placa 1 ft

Dando forma la ecuación (1), obtenemos la siguiente ecuación (2):

$$ks_n = \frac{P}{y_1} \cdot \frac{1}{n} \left(\frac{B_1}{B_1} \right) = \left(\frac{P}{y_1} \right) \left(\frac{B_1}{n \cdot B_1} \right)$$

$$ks_n = (ks_1) \cdot \left(\frac{1}{n \cdot B_1} \right)$$

$$ks_n = ks = ks_1 \frac{1}{B} \quad (2)$$

Donde:

$n \cdot B_1$: B (Ancho de la cimentación real)

ks_1 : P/y_1 (Coeficiente de balasto para una placa cuadrada de 1 pie)

ks_n : ks (Coeficiente de balasto para una cimentación de ancho B)

Donde:

$n \cdot B_1$: B (Ancho de la cimentación real)

ks_1 : P/y_1 (Coeficiente de balasto para una placa cuadrada de 1 pie)

ks_n : ks (Coeficiente de balasto para una cimentación de ancho B)

Así mismo, para suelos arenosos Terzagui presenta la siguiente ecuación (3) en función de investigaciones experimentales demostrando que:

$$\frac{y}{y_1} = \left(\frac{2B}{B+1} \right)^2 \quad (3)$$

Donde:

y_1 : Asentamiento de la viga con un ancho de 1ft

y : Asentamiento de la viga con un ancho B

Dando forma la ecuación (3), obtenemos lo siguiente ecuación (4):

$$k_s = \frac{p}{y} = \frac{p}{y_1} \left(\frac{B+1}{2B} \right)^2$$

$$k_s = ks_1 \left(\frac{B+1}{2B} \right)^2 \quad (4)$$

Donde:

ks_1 : P/y_1 (Coeficiente de balasto para una placa cuadrada de 1 pie)

k_s : Coeficiente de balasto para una cimentación de ancho B

B : Ancho de la cimentación.

2.1.6 Vigas sobre cimentaciones elásticas

Según Grekow et al. (1982) un suelo elástico es un material capaz de ejercer acciones tanto hacia arriba como hacia abajo. En este contexto, se puede aplicar la hipótesis de Winkler, la cual establece que las reacciones del suelo son proporcionales a los asentamientos.

En tal sentido, establece que una viga apoyada en toda su longitud sobre un medio deformable interacciona con ella ejerciendo una fuerza vertical reactiva sobre la viga y oponiéndose en cierta manera a la deformación del suelo. Por ello, la deformación y las solicitaciones en el tramo de la viga elásticamente sustentado serán diferentes de las habría si este estuviera libre.

$$S = (w)(y)$$

Donde

S : Reacción del suelo (kg/cm^2)

y : Asentamiento del suelo (cm)

w : Coeficiente de proporcionalidad (kg/cm^3)

El valor del Coeficiente de proporcionalidad (w), depende de las propiedades del suelo, presentando algunos valores referenciales según los señalado por Grekow et al. (1982).

- | | |
|----------------------------|------------------------------------|
| • Suelos de densidad media | $w = 0.5$ a 5.0 kg/cm^3 |
| • Suelos densos | $w = 5.0$ a 10 kg/cm^3 . |
| • Mampostería | $w = 400$ a 600 kg/cm^3 |
| • Hormigón | $w = 800$ a 1500 kg/cm^3 |

Determinando (b) el ancho de la viga, tenemos:

$$k = (w)(b)$$

Donde:

k : Coeficiente de proporcionalidad linealizado (kg/cm^2)

w : Coeficiente de proporcionalidad (kg/cm^3)

b : Ancho de la viga (cm)

Ecuación general de la elástica o ecuación del momento:

$$\frac{d^2y}{dx^2}EI = -M$$

La ecuación de la cortante:

$$\frac{d^3y}{dx^3}EI = -\frac{dM}{dx} = -\tau$$

La ecuación de la carga distribuida sobre la viga:

$$\frac{d^4y}{dx^4}EI = -\frac{d\tau}{dx} = -q \quad (5)$$

Teniendo en cuenta que en un tramo descargado la única fuerza que actúa es la reacción del suelo, pero en sentido opuesto a la carga (q), y seleccionando como origen de coordenadas un punto arbitrario de la viga, con el eje de abscisas dirigido hacia la derecha y el eje de ordenadas hacia abajo (ver Figura 14), es posible formular la expresión correspondiente.

$$q - (k)(y) = 0 \quad (6)$$

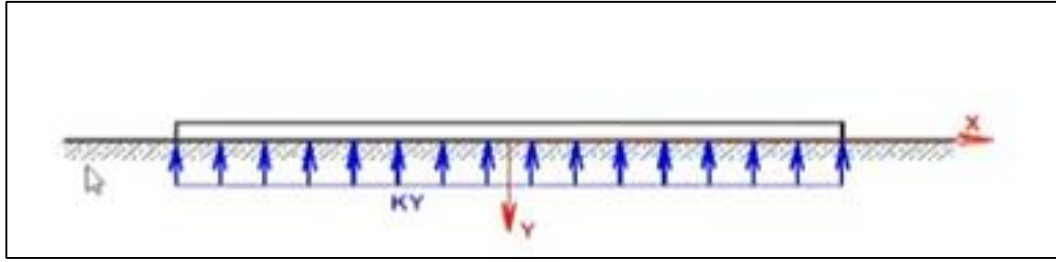


Figura 14. Reacción del material elástico (Meruvia, 2018)

Reemplazando la ecuación (5) en (6), se determina la ecuación (7):

$$kS_n = \frac{P}{y_1} \cdot \frac{1}{n} \left(\frac{B_1}{B_1} \right) = \left(\frac{P}{y_1} \right) \left(\frac{B_1}{n \cdot B_1} \right) \quad (7)$$

Despejando se determina la ecuación 8:

$$\frac{d^4 y}{d^4 x} + \frac{(k)(y)}{EI} = 0 \quad (8)$$

Haciendo:

$$\beta^4 = \frac{(k)}{4EI} \quad (9)$$

Se obtiene la ecuación (10), reemplazando la ecuación (9) en (8) :

$$\frac{d^4 y}{d^4 x} + 4\beta^4 y = 0 \quad (10)$$

Al resolver la ecuación diferencial (10), se obtiene la ecuación general de la deformada de la viga:

$$y = e^{\beta x} (A \cos(\beta x) + B \sen(\beta x)) + e^{-\beta x} (C \cos(\beta x) + D \sen(\beta x))$$

Donde A , B , C y D son constantes determinados en condiciones de borde, como condición de carga, longitud de viga o condiciones especiales de cada viga particular.

2.1.7 Valores teóricos del coeficiente de balasto

La determinación del coeficiente de balasto ha sido abordada por varios autores a lo largo del tiempo, quienes han propuesto diferentes valores. En su mayoría, estas propuestas se basan en el trabajo inicial de Karl Terzagui titulado "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", publicado en la revista Geotechnique en 1955.

2.1.7.1 Valores propuestos por Palmer y Thompson

En 1961, Palmer y Thompson propusieron emplear el módulo de reacción horizontal mediante la siguiente expresión (Prakash y Sharma, 1976).

$$k_x = k_h \left(\frac{x}{L}\right)^n$$

Donde:

k_h : Es el valor de k_x en $x=L$ o en la punta de la pila.

x : Cualquier punto a lo largo de la profundidad del pilote

L : Profundidad del pilote

n : Coeficiente igual o mayor que cero

El valor más comúnmente empleado para n en arenas y arcillas normalmente consolidadas bajo cargas a largo plazo es 1. Para arcillas sobreconsolidadas, se emplea n igual a cero.

Por otro lado, en 1963, Davisson y Prakash indicaron que un valor más apropiado de n sería 1.50 para arenas y 0.15 para arcillas en condiciones no drenadas (Prakash y Sharma, 1976).

2.1.7.2 Valores propuestos por Aleksandar Vesic

Vesic (1961) propone que el módulo de reacción de subrasante puede ser estimado de forma práctica, en función del módulo de deformación del material (E_s), mediante la siguiente expresión:

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

Donde:

k_s : Coeficiente de balasto vertical

B : Ancho de la base
 E_s : Modulo de deformación del material
 μ : Modulo de Poisson.

2.1.7.3 Valores propuestos por Barkan

Chuquillanqui (1976) indicó que D. D. Barkan recopiló los datos de la Tabla 1, la cual proporciona valores tentativos del coeficiente de balasto (k_s), en función del tipo del suelo y capacidad admisible del suelo (Q_{adm}). Es importante destacar que este valor de k_s se considera una propiedad característica de ciertos suelos y es independiente de las condiciones de ensayo, la forma de cimentación y área.

Tabla 1. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie (k_{s1}), en función del tipo del suelo (Chiquillanqui, 1976)

Cat.	Grupo de suelo	Q_{adm} (kg/cm ²)	k_s (kg/cm ³)
I	Suelos débiles (arcillas y arcillas limosas con arena, en estado plástico; arenas arcillosas y arcillas limosas; también suelos de categoría II y III con láminas de limo orgánico y turba).	< 1.50	Hasta 3
II	Suelos de mediana resistencia (arcillas y arcillas limosas con arena, cercas al límite plástico; arena).	1.50 - 3.50	3.00 - 5.00
III	Suelos fuertes (arcillas y arcillas limosas con arena, de fuerte resistencia; gravas y arenas gravosas; loess y suelos loesiales)	3.50 - 5.00	5.00 - 10.00
IV	Rocas	> 5.00	>10.00

2.1.7.4 Valores propuestos por Jose Jiménez.

Jiménez (1980) en su libro “Geotecnia y cimientos III” de la primera parte, proporciona valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie, denotada por k_{s1} , en función del tipo del suelo. Sin embargo, el autor reconoce que estos valores no son exclusivamente determinados por el tipo del terreno, pero pueden tomarse valores medios (ver Tabla 2).

Tabla 2. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie (k_{s1}), en función del tipo del suelo (Jiménez, 1980)

Tipo de suelo	E_0 (kg/cm ²)	k_{s1} (kg/cm ³)
** Suelo fangoso	11.00 - 33.00	0.50 - 1.50
* Arena seca o húmeda, suelta	0.16H - 0.48H	1.20 - 3.60
* Arena seca o húmeda, media	0.48H - 1.60H	3.60 - 12.00
* Arena seca o húmeda, densa	1.60H - 3.20H	12.00 - 24.00
* Grava fina con arena fina	1.07H - 1.33H	8.00 - 10.00
* Grava media con arena fina	1.33H - 1.60H	10.00 - 12.00
* Grava media con arena gruesa	1.60H - 2.00H	12.00 - 15.00
* Grava gruesa con arena gruesa	2.00H - 2.66H	15.00 - 20.00
* Grava gruesa firmemente estratificada	2.66H - 5.32H	20.00 - 40.00
** Arcilla blanda	15 - 30	0.65 - 1.30
** Arcilla media	30 - 90	1.30 - 4.00
** Arcilla compacta	90 - 180	4.00 - 8.00
Arcilla margosa dura	180 - 480	8.00 - 21.00
Marga arena rígida	480 - 1000	21.00 - 44.00
Arena de miga y toso	500 - 2500	22 - 110
Marga	500 - 50000	22 - 2200
Caliza margosa alterada	3500 - 5000	150 - 220
Caliza sana	20000 - 800000	885 - 36000
Granito meteorizado	700 - 200000	30 - 9000
Granito sano	40000 - 800000	1700 - 3600

Donde:

H : Dimensión vertical de la excavación para la cimentación.

E_0 : Módulo de deformación del suelo

* : Si los suelos granulares están bajo el agua, se utilizará un valor de E_0 o k_{s1} equivalente al producto de los valores de las tablas multiplicado por 0.6.

** : Los valores contemplados corresponden a cargas de breve duración.

2.1.7.5 Valores propuestos por Nelson Morrison

Morrison (1993) proporciona valores del coeficiente de balasto vertical (k_s), en relación con la capacidad admisible del terreno (Q_{adm}). Estos valores son específicos para una superficie de apoyo y se utilizan directamente para alimentar al Software SAFE (Software de análisis, dimensionamiento de losas y cimentaciones de concreto armada) sin necesidad de modificaciones (ver Tabla 3).

Tabla 3. Valores de coeficiente de balasto vertical (k_s), en función con la capacidad admisible (Morrison, 1993)

Q_{adm} (kg/cm ²)	k_s (kg/cm ³)	Q_{adm} (kg/cm ²)	k_s (kg/cm ³)	Q_{adm} (kg/cm ²)	k_s (kg/cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

2.1.7.6 Valores propuestos por María Fratelli

Fratelli (1993), en su libro “Suelos, Fundaciones y Muros”, presenta los valores del coeficiente de balasto vertical, identificado como k_s , para distintos tipos de suelo en estados compactadas y no compactas (suelos). El autor asume que estos valores se mantienen constantes en toda la superficie del suelo en contacto con las cimentaciones de la estructura (ver Tabla 4).

Tabla 4. Valores de coeficiente de balasto vertical (k_s), en función del tipo del suelo (Freire, 1993)

Tipo de suelo	k_s (kg/cm ³)
Grava con granulometría buena, compactada	13.00 - 20.00
Grava con granulometría media, compactada	12.00 - 18.00
Grava con granulometría pobre, compactada	11.00 - 13.00
Arena con granulometría buena, compactada	10.00 - 12.00
Arena con granulometría media, compactada	8.00 - 11.00
Arena con granulometría pobre, compactada	7.00 - 9.00
Arenas arcillosas, compactada	5.00 - 8.00
Arenas limosas, compactada	3.00 - 7.00
Arcillas y limos poco compresibles, compactada	2.00 - 6.00
Limos y suelos orgánicos compresibles, compactada	1.00 - 3.00
Arcillas y limos compresibles, suelto	0.70 - 2.00
Arcillas y limos muy compresibles, suelto	0.50 - 1.50
Suelos orgánicos compresibles, suelto	0.30 - 1.00

2.1.7.7 Valores propuestos por Karl Terzagui.

Terzagui (1955), en su investigación “Evaluación del coeficiente de reacción de subrasante” del volumen 5, no solo introdujo coeficientes de balasto vertical para el diseño de vigas horizontales, sino que también ofrece valores de balasto horizontal para estructuras sujetas a cargas en esa dirección, como pilotes, placas, pantallas o tablestacados. Además, desarrolló dos propuestas para calcular estos valores, una dirigida a suelos arcillosos y otra a suelos arenosos, aplicables tanto a placas cuadradas como a placas rectangulares (ver Tabla 5, 6, 7 y 8).

Tabla 5. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie ($k_{s(1)}$), en función de la compacidad de la arena seca o húmeda (Terzagui, 1955)

Compacidad de la arena	$k_{s(1)}$ (kg/cm ³)
Arena suelta	1.28
Arena media	4.15
Arena densa	15.97

Tabla 6. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie ($k_{s(1)}$) en función resistencia a la compresión simple q_u , en arcilla (Terzagui, 1955)

Compacidad de arcilla	q_u (kg/cm ²)	$k_{s(1)}$ (kg/cm ³)
Arcilla consistente	1 – 2	1.6 – 3.2

Arcilla muy consistente	2 - 4	3.2 – 6.4
Arcilla dura	>4	>6.4

Tabla 7. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 1pie ($k_{s(1)}$) en función de N golpes/30cm del SPT, en arena seca o húmeda (Terzagui, 1955)

Compacidad de la arena	N golpes/30cm	$k_{s(1)}$ (kg/cm ³)
Arena suelta	<10	0.64 - 1.92
Arena media	10 a 30	1.92 - 9.58
Arena densa	30 a 50	9.58 - 31.95
Arena densa	>50	>31.95

Tabla 8. Expresiones del coeficiente de balasto vertical para una cimentación cuadrada y rectangular de acuerdo con el tipo de suelo de apoyo (Terzagui, 1955)

Tipo de cimentación	Apoyado sobre suelo de:	
	Arena	Arcilla
Cuadrada	$k_b = k_{30} \left(\frac{b + 0.30}{2b} \right)^2$	$k_b = k_{30} \left(\frac{0.30}{b} \right)$
Rectangular	-	$k_{b,l} = \frac{2}{3} k_b \left(1 + \frac{b}{l} \right)$

Donde:

k_b : Coeficiente de balasto vertical de una cimentación cuadrada de lado b .

$k_{b,l}$: Coeficiente de balasto vertical de una cimentación rectangular de lados b y l

k_{30} : Coeficiente de balasto vertical de una placa cuadrada de la 30cm

Para el estudio del coeficiente de balasto horizontal, Terzagui sugiere diferenciar el estudio de pilotes o placas con pantallas y tablestacados, embebidos en suelos arcillosos o arenosos, como se muestra en la Tablas 9 y 10.

Tabla 9. Valores del parámetro de reacción horizontal (n_h) y (l_h) en función de la compacidad de la arena seca o húmeda (Terzagui, 1955)

Compacidad de la arena	n_h (kg/cm ³)	l_h (kg/cm ³)
Arena suelta	0.22	0.08

Arena media	0.67	0.26
Arena densa	1.79	0.64

Tabla 10. Expresiones del coeficiente de balasto horizontal (k_h) de acuerdo con el material embebido (Terzagui, 1955)

Estructura	Embebido sobre suelo de:	
	Arena	Arcilla
Pilotes o placa	$k_h = n_h \frac{z}{b}$ $k_h = 10^{\frac{N-28}{40}} \cdot \frac{z}{b}$	$k_h = \frac{40N}{b}$
Pantallas o tablestaca	$k_h = l_h \frac{z}{b}$ $k_h = 10^{\frac{N-48}{45}} \cdot \frac{z}{D}$	$k_h = \frac{40N}{D}$

Donde:

- z : Profundidad del punto donde actúa el valor de k_h
 b : Tamaño de la viga vertical analizada
 n_h : Parámetro de reacción horizontal para pilotes o placa.
 l_h : Parámetro de reacción horizontal para Pantallas o tablestaca.
 N : Valor obtenido del ensayo SPT
 D : Profundidad de empotramiento

2.1.7.8 Valores propuestos por Jose Rodríguez y otros.

Rodríguez et al. (1995), en su libro “Curso Aplicado de cimentaciones” de la 6ta edición, presenta valores del coeficiente de balasto para una placa cuadrada de lado 0.30m denotada por k_{30} , donde ha recopilado valores establecidos por varios autores. Además, menciona que, en suelos arcillosos, la consolidación cobra gran importancia, por lo que la relación entre la presión y asentamiento debe derivarse de pruebas de carga realizadas a velocidades bajas (ver Tabla 11).

Tabla 11. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 0.30m (k_{30}), en función de la compacidad del suelo (Rodríguez et al., 1995)

Compacidad del suelo	k_{30} (kg/cm ³)
Arena fina de playa	1.00 – 1.50
Arena floja, seca o húmeda	1.00 – 3.00
Arena media, seca o húmeda	3.00 – 9.00
Arena compacta, seca o húmeda	9.00 – 20.00
Gravilla arenosa floja	4.00 – 8.00
Gravilla arenosa compacta	9.00 – 25.00
Grava arenosa floja	7.00 – 12.00
Grava arenosa compacta	12.00 – 30.00
Margas arcillosas	20.00 – 40.00
Rocas blandas o algo alteradas	30.00 – 500
Rocas sanas	800 - 30000

2.1.7.9 Valores propuestos por Joseph Bowles

Bowles (1997), en su libro “Análisis y diseño de fundaciones” de la 5ta edición, propone la utilización de un valor estimado del coeficiente de balasto vertical (k_s). Este valor, según el autor, varía en función de la compacidad del material para suelos arenosos, mientras que para suelos arcillosos está relacionado con la carga admisible del suelo (ver Tablas 12 y 13).

Tabla 12. Valores de coeficiente de balasto vertical (k_s), en función de la compacidad de la arena (Bowles, 1997)

Compacidad de la arena	k_s (kg/cm ³)
Arena suelta	0.48 – 1.60
Arena media	0.96 – 8.00
Arena densa	6.40 – 12.80
Arena arcillosa de densidad media	3.20 – 8.00
Arena limosa de densidad media	2.40 – 4.80

Tabla 13. Valores de coeficiente de balasto vertical (k_s), en función de la capacidad admisible de la arcilla (Bowles, 1997)

q_a (kg/cm ²)	k_s (kg/cm ³)
<0.00 – 2.00]	1.20 – 2.40
<2.00 – 8.00]	2.40 – 4.80
> 8.00	> 4.80

Es relevante destacar que el autor propone utilizar estos valores como referencia para contrastar con los resultados obtenidos a partir de las ecuaciones aproximadas propuestas por otros investigadores, como Terzagui, Vesic, entre otros.

2.1.7.10 Valores propuestos por José Calavera

Calavera (2000), en su libro “Cálculo de Estructuras de cimentación” de la 4ta edición, presenta los valores del coeficiente de balasto vertical para placas cuadradas de lado 30cm y 75cm, identificado como k_{30} y k_{75} respectivamente, con respecto al tipo de terreno (ver Tabla 14).

Tabla 14. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 30cm (k_{30}) y 75cm (k_{75}), en función del tipo del suelo (Calavera, 2000)

Tipo de terreno	k_{30} (kg/cm ³)	k_{75} (kg/cm ³)
Arcilla blanda	<0 - 4]	<0 - 0.18]
Arcilla compacta, arena poco densa	<4 - 9]	<0.18 - 4]
Arena densa	<9 - 18]	<4 - 8]
Roca, grava compacta	>18	>8

2.1.7.11 Valores propuestos por Carlos Crespo

Crespo (2004), en su libro “Mecánica de suelos y cimentaciones” de la 5ta edición, propone una curva logarítmica que relaciona el coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 76.2cm (k_{s76}) con el CBR para penetración de 0.1” (0.254 cm), como se muestra en la Figura 15. Además, el autor menciona que el valor del coeficiente de balasto es correspondiente a la deformación de 0.127cm (0.05”).

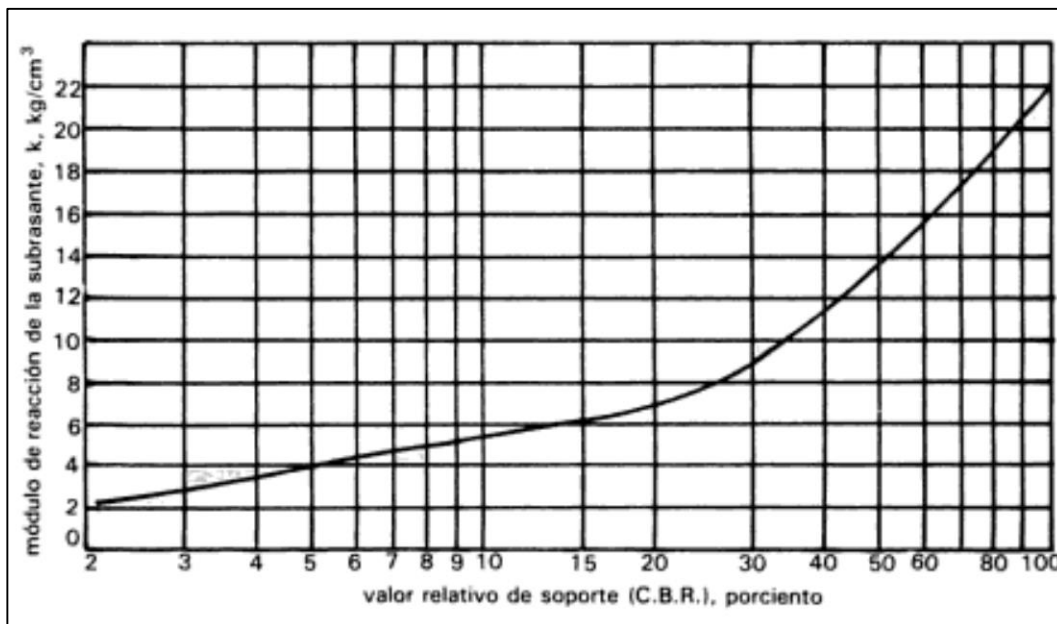


Figura 15. Relación entre el valor del coeficiente de balasto k_{s76} y el CBR (Crespo, 2004)

Así mismo, el autor sugiere que para obtener el coeficiente de balasto vertical para placas cuadradas más pequeñas que 76.2cm, se puede realizar una interpolación, mediante la siguiente correlación:

$$k_D = k_{s76} \left(\frac{D}{76.2} \right)$$

Donde:

k_D : Coeficiente de balasto vertical para una placa menor a 76.2cm

k_{s76} : Coeficiente de balasto vertical para una placa 76.2cm

D : Lado de la placa cuadrada < 76.2cm

2.1.7.12 Valores propuestos por Nacho Requena

Requena (2007), en su artículo “Determinación de coeficientes de balasto en cimentaciones”, presenta los valores del coeficiente de balasto vertical para placas cuadradas con lados de 30cm y 75cm, identificado como k_{30} y k_{75} respectivamente, para distintos tipos de suelo (ver Tabla 15 y 16).

Tabla 15. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 30cm (k_{30}), en función del tipo del suelo (Requena, 2007)

División primaria	Grupos de suelos y descripción típica	Símbolo	k_{30} (kg/cm ³)
Gravas y suelos con gravas	Gravas con buena granulometría o mezclas de arenas y grava. Pocos finos.	GW	28 - 40
	Mezclas de arcilla-arena-grava, con buena granulometría. Excelente trabazón	GC	24 - 40
	Gravas con pobre granulometría y mezclas de arenas y gravas. Pocos finos	GP	18 - 28
	Gravas con finos, gravas limosas, gravas arcillosas. Mezclas arcilla, arena y grava con mala granulometría	GF	15 - 28
Arenas y suelos arenosos	Arenas con buena granulometría y arenas con gravas. Pocos finos.	SW	15 - 35
	Mezclas de arenas y arcillas con buena granulometría. Excelente trabazón	SC	15 - 35
	Arenas con mala granulometría. Pocos finos	SP	13 - 20
	Arenas con finos, arenas limosas, arenas arcillosas. Mezclas arena -arcilla con mala granulometría	SF	11 - 20
Suelo de grano fino con baja o media plasticidad	Limos inorgánicos y arenas finas. Polvo rocoso, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad	ML	9 - 20
	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres	CL	9 - 13
	Limo orgánicos y limo-arcillas de baja plasticidad	OL	7 - 11
Suelos con grano fino con plasticidad alta	Suelo arenoso finos, con mica o tierra de diatomeas, limos elásticos	MH	4 - 11
	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta, arcillas gruesas	CH	4 - 9
	Arcillas inorgánicas de plasticidad media o alta	OH	4 - 9

Tabla 16. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 75cm (k_{75}), en función del tipo del suelo (Requena, 2007)

División primaria	Grupos de suelos y descripción típica	Símbolo	k_{75} (kg/cm ³)
Gravas y suelos con gravas	Gravas con buena granulometría o mezclas de arenas y grava. Pocos finos.	GW	14 - 20
	Mezclas de arcilla-arena-grava, con buena granulometría. Excelente trabazón	GC	11 - 20
	Gravas con pobre granulometría y mezclas de arenas y gravas. Pocos finos	GP	8 - 14
	Gravas con finos, gravas limosas, gravas arcillosas. Mezclas arcilla, arena y grava con mala granulometría	GF	7 - 14
Arenas y suelos arenosos	Arenas con buena granulometría y arenas con gravas. Pocos finos.	SW	7 - 16
	Mezclas de arenas y arcillas con buena granulometría. Excelente trabazón	SC	7 - 16
	Arenas con mala granulometría. Pocos finos	SP	6 - 9
	Arenas con finos, arenas limosas, arenas arcillosas. Mezclas arena -arcilla con mala granulometría	SF	5 - 9
Suelo de grano fino con baja o media plasticidad	Limos inorgánicos y arenas finas. Polvo rocoso, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad	ML	4 - 9
	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres	CL	4 - 6
	Limo orgánicos y limo-arcillas de baja plasticidad	OL	3 - 5
Suelos con grano fino con plasticidad alta	Suelo arenoso finos, con mica o tierra de diatomeas, limos elásticos	MH	2 - 5
	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta, arcillas gruesas	CH	2 - 4
	Arcillas inorgánicas de plasticidad media o alta	OH	2 - 4

2.1.7.13 Valores propuestos por Braja Das

Das (2012) en su libro “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones” de la 7ma edición, presenta rangos típicos de los valores del coeficiente de reacción de la subrasante para placas cuadradas de lado 0.30m, denotado como k_{30} . Estos valores son aplicables a suelos tanto arenosos como arcillosos en función de la compactación del suelo (ver Tabla 17).

Tabla 17. Valores de coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 0.30m (k_{30}), en función de la compactación del suelo (Das, 2012)

Compactación del suelo	k_{30} (kg/cm ³)
Arena seca o húmeda suelta	0.80 – 2.50
Arena seca o húmeda media	2.50 – 12.50
Arena seca o húmeda densa	12.5 – 37.50
Arena saturada suelta	1.00 – 1.50
Arena saturada media	3.50 – 4.00
Arena saturada densa	13.00 – 15.00
Arcilla rígida	1.00 – 2.50
Arcilla muy rígida	2.50 – 5.00
Arcilla dura	>5.00

2.1.7.14 Resumen de valores propuestos

Se presenta el resumen de los valores teóricos del coeficiente de balasto establecidos por los autores descritos en la presente tesis, expresados en kg/cm³, como se muestra en la tabla 18.

Tabla 18. Resumen de valores teóricos del coeficiente de balasto expresados en kg/cm³

Autor	Composición del suelo			
	Arena	Grava	Arcilla	Roca
Palmer y Thompson (1961)	$k_x = k_h \left(\frac{x}{L}\right)^n$			
Aleksandar Vesic (1961)	$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)}$			
D. D. Barkan (1976)	-	-	$k_s = [0 - 10]$	$k_s > 10$
Jose Jiménez (1980)	$k_{s1} = [1.2 - 24]$	$k_{s1} = [8 - 40]$	$k_{s1} = [0.65 - 21]$	$k_{s1} > 22$
Nelson Morrison (1993)	k_s en función del Q_{adm} (ver Tabla 3)			

María Fratelli (1993)	$k_s = [3 - 11]$	$k_s = [11 - 20]$	$k_s = [0.5 - 6]$	-
Karl Terzagui (1955)	$k_{s1} = [1.3 - 16]$	-	$k_{s1} > 6.4$	-
Jose Rodríguez y otros (1995)	$k_{s30} = [1 - 20]$	$k_{s30} = [4 - 30]$	-	$k_{s30} > 30$
Joseph Bowles (1997)	$k_s = [0.48 - 4.8]$	$k_s > 1.2$	-	-
José Calavera (2000)	$k_{s30} = [4 - 18]$ $k_{s75} = [0.18 - 8]$	$k_{s30} > 18$ $k_{s75} > 8$	$k_{s30} = [0 - 9]$ $k_{s75} = [0 - 4]$	$k_{s30} > 18$ $k_{s75} > 8$
Carlos Crespo (2004)	$k_D = k_{s76}(\frac{D}{76.2})$ ó en función del CBR (ver Figura 15)			
Nacho Requena (2007)	$k_{s30} = [11 - 35]$ $k_{s75} = [5 - 16]$	$k_{s30} = [15 - 40]$ $k_{s75} = [7 - 20]$	$k_{s30} = [4 - 20]$ $k_{s75} = [2 - 9]$	-
Braja Das (2012)	$k_{s30} = [0.8 - 15]$	-	$k_{s30} > 1$	

2.2 Ensayo de placa de carga

2.2.1 Alcance

Según Una Norma Española (UNE 103808, 2006) este ensayo trata de calcular el desplazamiento vertical de un punto de la superficie de un suelo, ubicado en la perpendicular del centro de gravedad de una placa rígida y sometida a una o varios ciclos de cargas controladas. En dichos puntos se calculan las deformaciones, provocados por diferentes cargas impuestas con respecto a una posición inicial. De esta manera, se logra la curva carga-asentamiento y de esto, se calcula el módulo de balasto.

Así mismo, según la Norma Técnica Peruana (NTP 339.153, 2001) este método se emplea para estimar la capacidad portante de un suelo bajo las condiciones in-situ para una placa de carga y profundidad de empotramiento. Este ensayo se puede tomar como referencia para investigaciones del suelo para el diseño de cimentaciones. Además, este método brinda información del suelo hasta una profundidad aproximada igual a dos veces el diámetro de la placa ensayada.

2.2.2 Aparatos e instrumentos para el ensayo de placa de carga

Según la Norma Técnica Peruana (NTP 339.153, 2001) presenta los siguientes aparatos e instrumentos:

- Plataformas o depósitos de carga: Presentan una resistencia y dimensión capaz de transferir la carga total solicitada.
- Gata hidráulica o mecánica: Presenta una capacidad capaz de otorgar y sostener la máxima carga estimada para las condiciones del suelo de análisis, pero esta carga en cualquier caso no es menor a 50 toneladas (490KN), y como mínimo tener un aparato como un medidor de presión o fuerza que produce la gata.
- Placas de carga: tres placas de forma circular de material de acero, los cuales presentan un espesor no menor de 25mm (1pulgada) y diámetros cuyas dimensiones están entre 305mm a 762mm (12pulg a 30pulg) o placas de forma cuadradas correspondientes a los anteriores.
- Dispositivos de registro de asentamientos: extensómetros, calificado para registrar los asentamientos de las placas de ensayo con una precisión de alrededor de 0.25mm (0.01 pulgadas).
- Aparatos diversos: Como láminas de acero, columnas de carga, y otros instrumentos de construcción y herramienta requerida para el acondicionamiento del pozo de ensayo y el ensamble del equipo de carga.

2.2.3 Procedimiento del ensayo de placa de carga

Según la Norma Técnica Peruana (NTP 339.153, 2001) presenta los siguientes procedimientos:

- Selección de áreas de ensayo: El área de elección debe ser representativa para llevar a cabo el ensayo, asegurándose de que cumpla con los requisitos de diseño de la estructura. El ensayo se debe realizar a nivel de cota de cimentación, siempre que sea posible.
- Pozo de prueba: Se necesitan al menos tres puntos para realizar el ensayo, y la distancia entre estos puntos debe ser mayor a cinco veces el diámetro de placas más grande utilizada en el ensayo. Es fundamental nivelar y

limpiar minuciosamente el área de contacto en el suelo inalterado antes de llevar a cabo el ensayo.

- Carga muerta: Se requiere pesar y registrar todo el equipo colocado en el área de contacto del ensayo como peso muerto antes de aplicar los aumentos de carga.
- Viga de referencia: Colocar la viga que sostiene los diales indicadores u otros dispositivos de registro de asentamiento de manera independiente, preferiblemente a una distancia mayor a 2.40 metros desde el centro del área cargada.
- Incrementos de carga: Se deben aplicar cargas al suelo en incrementos uniformes que no superen los 95 kPa (1 tonelada/pie cuadrado) o que no excedan una décima parte de la capacidad portante estimada del área de análisis.
- Incrementos de tiempo de carga: Tras aplicar cada incremento de carga, se debe de asegurar de mantener la carga acumulada durante un período de tiempo mínimo de 15 minutos.
- Medida del asentamiento: Mantener un registro constante de todos los cambios en los asentamientos. Tomar lecturas de los asentamientos lo más pronto posible antes y después de aplicar cada aumento de carga, y a intervalos regulares mientras la carga se mantiene constante. Esto asegurará que se obtengan al menos seis medidas de asentamiento entre cada incremento de carga.
- Finalización de ensayos: Proseguir cada ensayo hasta alcanzar una carga pico o hasta que la tasa de incremento de carga a incremento de asentamiento se mantenga en un nivel mínimo y constante. Una vez completadas las observaciones para el último incremento de carga, reduce la carga aplicada en aproximadamente tres decrementos iguales. Continúa registrando la recuperación del terreno hasta que la deformación se detenga o por un período mayor que el intervalo de tiempo de carga.

2.2.4 Curva de esfuerzo – deformación

2.2.4.1 Reacción de los materiales ante carga y descarga normales.

De acuerdo con Budhu (2011), al someter un cilindro deformable a una carga vertical incremental, ΔP , con una sección transversal de área A , observamos una compresión en la dirección axial, Δz , acompañada de un incremento en el radio, Δr , como muestra en la Figura 16. Esta situación de carga se denomina carga uniaxial, donde la variación del esfuerzo vertical se puede expresar como:

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta P}{A}$$

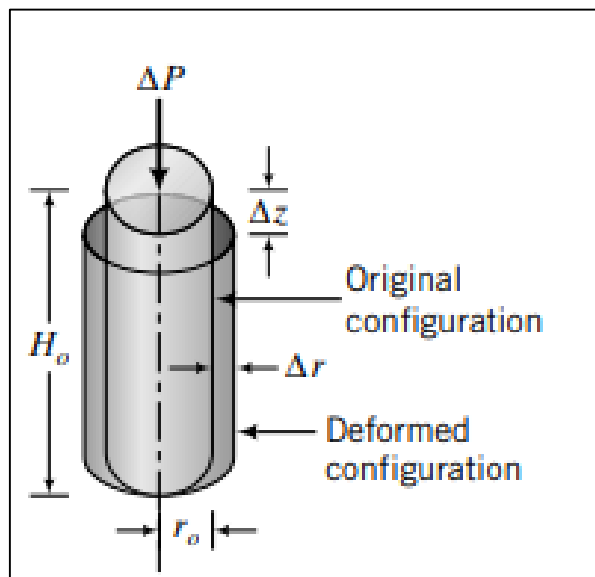


Figura 16. Carga y deformación de un cilindro (Budhu, 2011)

Además, las deformaciones radiales y verticales son:

$$\Delta\epsilon_z = \frac{\Delta z}{H_0}$$

$$\Delta\epsilon_r = \frac{\Delta r}{r_0}$$

Donde:

H_0 : Longitud inicial

r_0 : Radio inicial

De acuerdo con las configuraciones de la curva, debido a los procesos de carga y descarga debido a los incrementos de esfuerzo y deformaciones, se puede denominar el material como linealmente elástico, no lineal elástico o elastoplástico:

Según Budhu (2011), Cuando al material le aplicamos incrementos de esfuerzos y obtenemos deformación proporcional a los esfuerzos aplicados se obtiene una línea recta. Además, si descargamos el material en el algún punto de la recta y regresa a su configuración original, podemos denominar este material como linealmente elástico (ver Figura 17).

Sin embargo, cuando al material le aplicamos incrementos de esfuerzos y obtenemos diferentes deformaciones se obtiene un material no lineal como una curva. Además, si descargamos el material en algún punto de la curva y regresa a su configuración original, podemos denominar este material como no lineal elástico (ver Figura 17).

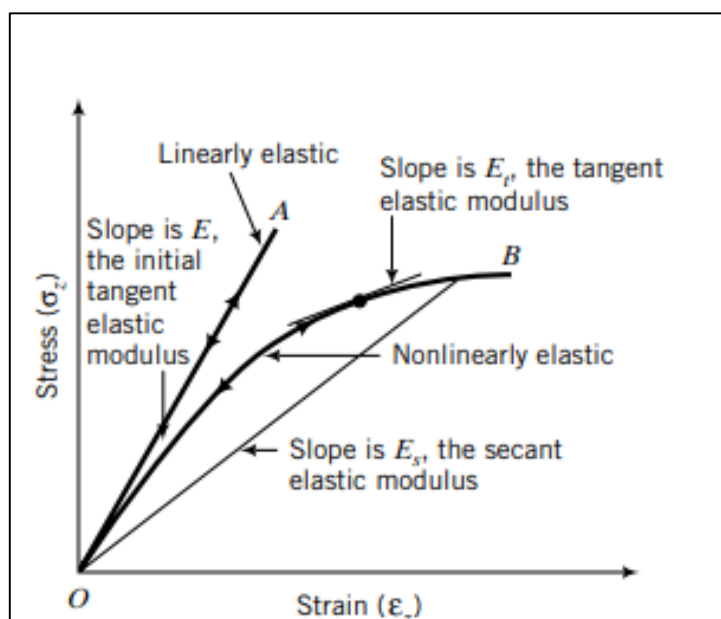


Figura 17. Curva del esfuerzo – deformación del material lineal y no lineal elástico (Budhu, 2011)

Por otro lado, un material elastoplástico presenta una curva que exhibe una relación de esfuerzo y deformación semejante a la de un material no elástico lineal. La diferencia radica en que, cuando se descarga el material en algún punto de la curva, no regresa a su configuración inicial, generando dos tramos de

deformaciones: una elástica (recuperable) y otra plástica (irrecuperable). Lo que significa que solo una parte del material regresa a su configuración inicial, esto resulta una respuesta común en ciertos materiales como el suelo (ver Figura 18).

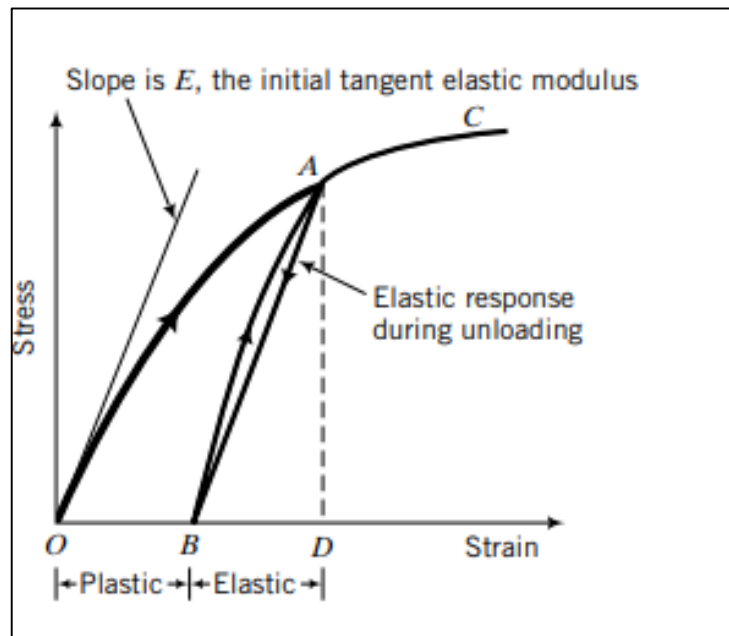


Figura 18. Curva idealizada del esfuerzo – deformación del material elastoplástico (Budhu, 2011)

2.2.4.2 Regiones del diagrama de esfuerzo – deformación

Según Hibbeler (2017), menciona que, los resultados de las regiones del diagrama de esfuerzo – deformación están influenciados por numerosas variables tales como la forma y composición del material, así como la rapidez de aplicación de la carga e Imperfecciones macroscópicas.

A partir del diagrama se puede identificar cuatro regiones distintas en las cuales el material exhibe comportamientos específicos, los cuales varían según la cantidad de deformación aplicada (ver Figura 19).

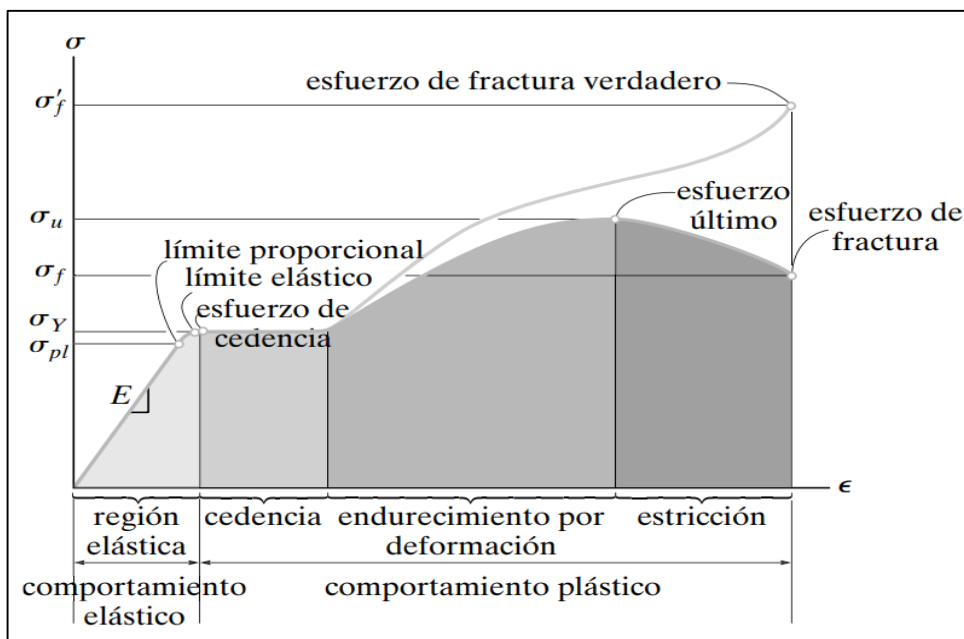


Figura 19. Diagrama de esfuerzo – deformación para un material elastoplástico (dúctil) (Hibbeler, 2017)

Donde:

- σ_{pl} : Límite proporcional
- σ_Y : Esfuerzo de cedencia
- σ_f : Esfuerzo de fractura
- σ_u : Esfuerzo último
- σ'_f : Esfuerzo de fractura verdadero.

Hibbeler (2017), describe la curva esfuerzo – deformación en diferentes regiones, donde incluyen la región elástica, la región de cedencia, la región de endurecimiento por deformación y la región de estricción:

- Región elástica: Esta zona elástica está comprendida en la zona inicial de la curva a través de una línea recta hasta alcanzar un esfuerzo denominado límite proporcional. Un incremento ligero de este esfuerzo resulta en que la curva se doble hasta lograr el límite elástico. Para muchos materiales, estos puntos son muy cercanos, lo que dificulta distinguirlos. Además, en esta región, cualquier aumento de esfuerzo genera un

incremento proporcional en la deformación, denominando a este fenómeno como ley de Hooke o región elástica.

- Región de cedencia: Un leve incremento por encima del límite elástico resultará un rompimiento del material y generará que se deforme permanentemente. Este esfuerzo que induce a la cedencia del material se conoce como esfuerzo de cedencia, y la deformación asociada que origina se llama deformación plástica. Luego de haber logrado el punto de cedencia, el material seguirá deformándose sin necesidad de un incremento adicional de esfuerzo. Este comportamiento del material se denomina perfectamente plástico.
- Región por endurecimiento por deformación: Una vez que la cedencia llega a su fin, el material puede resistir cualquier aumento de la carga, lo que conduce a una curva que continúa ascendiendo constantemente pero que se vuelve más gradual hasta alcanzar un esfuerzo máximo denominado esfuerzo último. Este patrón de aumento en la curva se conoce como endurecimiento por deformación.
- Región de estricción: Cuando se alcanza el punto del esfuerzo último, la probeta se estira y su sección transversal se reduce de manera uniforme a lo largo de su longitud calibrada. Sin embargo, inmediatamente después del punto del esfuerzo último, la sección transversal comienza a disminuir en una región específica de la probeta, lo que resulta en un aumento del esfuerzo en esta área. Como consecuencia, suele formarse una constricción o "cuello" que se alarga aún más, debido a esto la curva del diagrama de esfuerzo-deformación tiende a curvarse hacia abajo hasta que la probeta se fractura bajo un esfuerzo denominado esfuerzo de fractura.

2.2.5 Criterios en la determinación del coeficiente balasto

Realizar un ensayo de placa de carga para tamaños reales de cimentación resulta casi posible debido a la gran carga de reacción necesaria para deformar el suelo de contacto. Así mismo, Bowles (1997), hace referencia a que Incluso para placas

más pequeñas de 450mm, 600mm y 750mm de diámetro es complicado obtener una deformación, dado que la placa tiende a mostrar una menor rigidez, a lo que resulta complicado lograr una deformación constante a lo largo de la misma.

De esta manera, se opta determinar el coeficiente de balasto con placa más pequeñas con respecto al tamaño real de cimentación. Estas placas pueden ser de 300mm, 600mm, 760mm denotado por ks_{30} , ks_{60} y ks_{76} respectivamente.

2.2.5.1 Criterio propuesto por Augusto Leoni:

Leoni (2005), propone determinar el coeficiente de balasto en la relación entre el esfuerzo capaz de ocasionar que la placa penetre en el suelo 0.05 pulgadas (0.127 centímetros), es decir que el coeficiente de balasto para dicha placa es la pendiente que une el origen de coordenadas con el punto de la curva “esfuerzo-deformación” que genera un asentamiento de la placa de 0.127 centímetros (ver Figura 20).

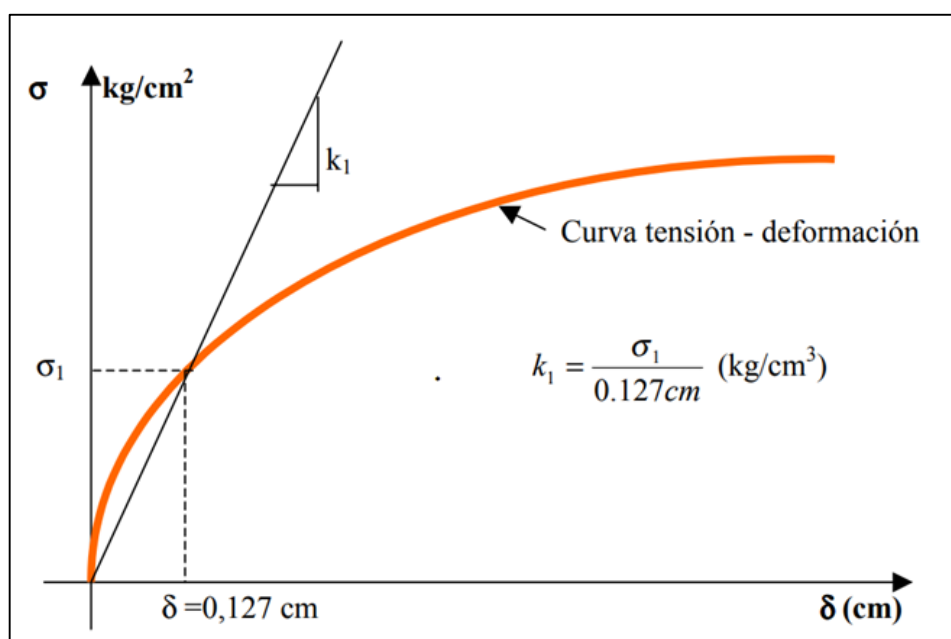


Figura 20. Diagrama del coeficiente de balasto en la deformación 0.127cm (Leoni, 2005)

2.2.5.2 Criterio propuesto por Carlos Crespo

Crespo (2004) sigue el criterio anterior establecido por Augusto Leoni. No obstante, introduce otro criterio adicional que considera el coeficiente de balasto para una placa de 76.2cm. Este coeficiente se define como la relación entre una

presión de 0.70 kg/cm² y su respectiva deformación en centímetros, como se describe en la siguiente expresión:

$$k_{s76} = \frac{0.70}{\delta_{0.7}}$$

Donde:

k_{s76} : Coeficiente de balasto para una placa de 76.2 de diámetro.

$\delta_{0.7}$: Deformación correspondiente a una presión de 0.70 kg/cm²

2.2.5.3 Criterio propuesto por normas españolas

Las normas españolas NLT-357 (1998) y UNE 103808 (2006), sigue el criterio establecido por Augusto Leoni, pero el cálculo es la relación entre esfuerzo que genera un asentamiento de la placa de 0.125cm y su correspondiente asentamiento. Sin embargo, adicionalmente propone que, de acuerdo con la tendencia observada en la curva de esfuerzo-deformación, se puede mejorar la aproximación ajustando el punto cero mediante la tangente en el punto de inflexión. Esto implica establecer una relación entre el asentamiento calculado y el punto cero corregido (ver Figura 21).

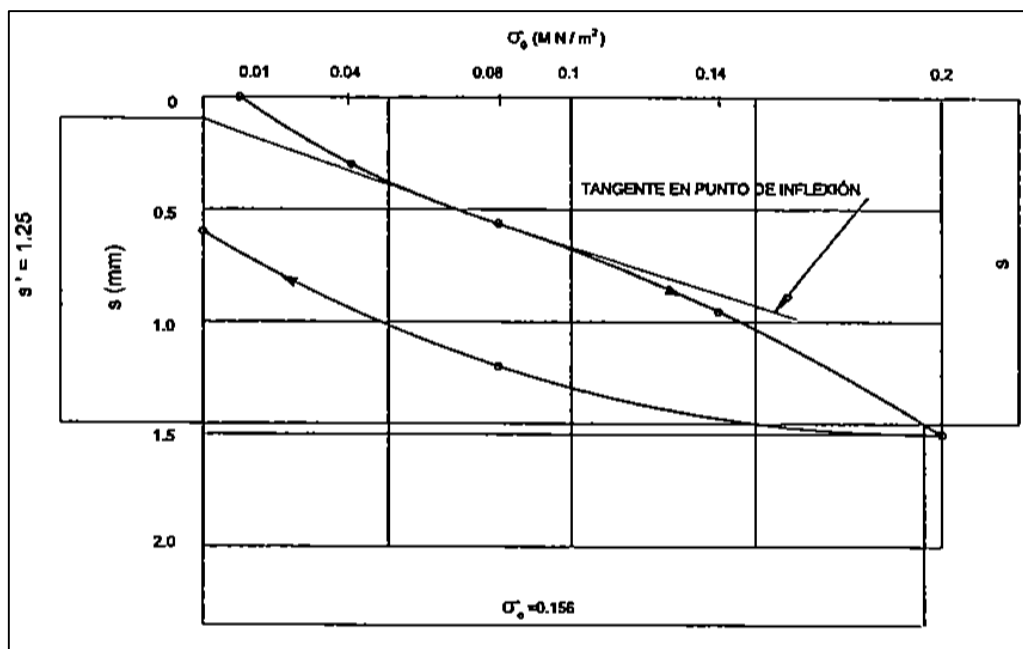


Figura 21. Corrección en el punto cero para la determinación del coeficiente de balasto (NTL-357, 1998)

2.2.5.4 Criterio propuesto por Jonathan Cortes.

Según Cortés (2010), para el caso de cimentaciones, el enfoque de conocer primero la carga de servicio que impondrá la cimentación al suelo podría considerarse como el método apropiado para calcular el coeficiente de balasto. Esto se debe a que al relacionar la magnitud de la carga que la base de una estructura específica ejercerá sobre el suelo con su correspondiente valor de asentamiento extraído de la curva de Esfuerzo-Asentamiento, se obtiene el valor del coeficiente de balasto para la situación particular de análisis.

2.2.5.5 Criterio propuesto a partir de la fase elástica.

Como se comentó, la determinación del coeficiente de balasto nace de la curva esfuerzo – deformación a partir del ensayo de placa de carga, esta curva presentará una zona de inicial de tendencia lineal o fase elástica. Durante esta fase inicial elástica, se manifiestan las primeras deformaciones importantes para el análisis de diseño.

Por lo tanto, varios especialistas sugieren que el valor de la pendiente de la fase elástica podría considerarse como el coeficiente de balasto del suelo bajo análisis. Sin embargo, en la mayoría de los casos, la curva no presenta una tendencia lineal perfecta. Por esta razón, se traza una línea paralela a los puntos que mejor se ajustan a la linealidad que se busca. Esta línea de ajuste debe interceptar el origen de coordenadas del gráfico, independientemente de si queda sobre o por debajo de ella al ser trazada como se observa en la Figura 22 (citado en Cortes, 2010).

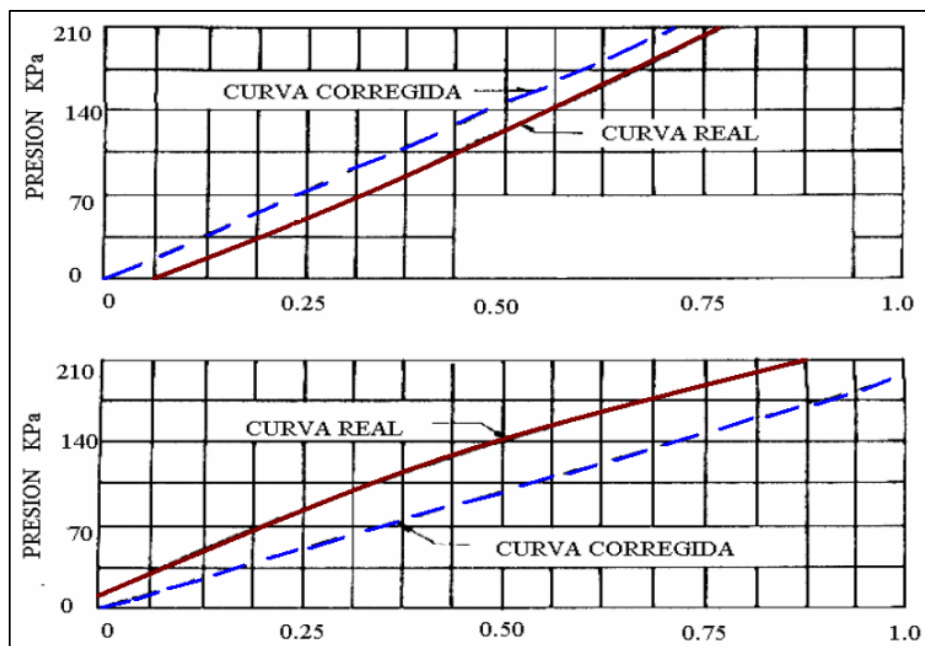


Figura 22. Estimación de la linealidad de la curva corregida (citado en cortes, 2010)

Capítulo III: Trabajo de campo

En este capítulo se detallarán los trabajos de campo realizados para obtener los coeficientes de balasto horizontal k_{h30} y vertical k_{s30} . Así como también se abordará los trabajos de laboratorio para la caracterización del material sometido a pruebas.

3.1 Aspectos generales

3.1.1 Ubicación de las pruebas

El trabajo de campo para realizar la prueba de placa de carga y de esta manera obtener el coeficiente de balasto horizontal se realizó a través de una calicata C-01 con un área en planta de 1.50m por 1.00m, alcanzando una profundidad de 4.30m. Dicha calicata se encuentra ubicada en la Facultad de ingeniería Civil de la UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, en la Av. Tupac Amaru 210, Rímac, Lima, Perú. Específicamente, se localiza en el pequeño jardín frente al Laboratorio de Mecánica de Suelos (LMS-01) y al lado del Laboratorio de Ensayo de Materiales (LEM-UNI) (ver Figura 23). Además, presenta las siguientes coordenadas geográficas y UTM:

- Coordenadas geográficas: (Fuente: Google Earth): 12°01'16.42"S 77°02'56.55"O.
- Coordenadas UTM (Fuente: Google Earth): Zona 18 276917.20m E 8670268.09m S.

Por otro lado, la obtención del coeficiente de balasto vertical se llevó a cabo mediante una calicata superficial C-02 con una profundidad de 1.00m y un área en planta de 1.50m por 0.70m. Esta calicata se encuentra ubicada a 76.00m de distancia de la calicata anterior utilizada para obtener el coeficiente de balasto horizontal, específicamente en el área H7 de la Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Artes (ver Figura 24 y 25).



Figura 23. Fotografía de la calicata C-01 ubicado en el pequeño jardín frente al Laboratorio de Mecánica de suelo (LMS-01) y al lado del Laboratorio de Ensayos de Materiales (LEM-UNI)



Figura 24. Fotografía de la calicata C-02 en el área H7 de la Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Artes, frente a la Facultad de Ingeniería Civil.



Figura 25. Distancia de 76.00m de las calicatas C-01 y C-02 según Google Maps

3.1.2 Consideraciones iniciales

Se consideró prudente delimitar el área de trabajo para la calicata C-01, la cual tenía una profundidad prevista de 4.30 metros, por motivos de seguridad y facilidad operativa. Esta delimitación consistió en la instalación de cuatro parantes de madera en las esquinas, encerrando un perímetro de 4.00m por 3.00m, empleando una malla raschel (ver Figura 26).



Figura 26. Fotografía de la delimitación para trabajos en la calicata C-01 empleando malla raschel

En cuanto a la calicata C-02, se optó por cubrir la excavación superficial con maderas y tablas para evitar posibles accidentes o inconvenientes, y se colocó un aviso de tesis que estuvo vigente durante dos días, período en el cual se llevaría a cabo la prueba de carga vertical (ver Figura 27).



Figura 27. Fotografía de las maderas y tablas para cubrir la calicata superficial C-02

3.1.3 Procedimiento de excavación

El proceso de excavación para la calicata C-01 se realizó en un área de 1.50m por 1.00m mediante herramientas manuales como: pico, lampa, baldes, entre otras. Durante la excavación, se presentó una capa superficial de 1.30m de relleno de arcilla y desmonte de piedras en un 50%, que estaba mezclado con alambres, vidrios y raíces, continuando con suelo natural constituido por grava (ver Figura 28).

A medida que la excavación se profundizaba se implementó herramientas adicionales como poleas, baldes y soga para la extracción del material. Además, se realizó la estabilización del talud gravoso mediante un sistema de entibado de madera, y para una profundidad mayor se aplicó una capa ligera de mortero (shotcrete) con el propósito de prevenir el desprendimiento de piedras

superficiales tanto durante la excavación como durante el ensayo de placa de carga (ver Figura 29 y Figura 30).

Por otro lado, en la calicata C-02, el proceso de excavación se realizó en un área de 1.50m por 0.70m empleando herramientas manuales como el pico y la lampa. Durante esta excavación, se encontró una capa superficial de 0.80m de relleno de arcilla mezclado con alambres, raíces y plásticos de manera aislada, continuando con suelo natural compuesto por suelo gravoso (ver Figura 31).



Figura 28. Fotografía de la calicata C-01 de 2.30m de profundidad, donde se observa una capa superficial de 1.30m de relleno de arcilla, continuando con suelo natural gravoso



Figura 29. Fotografía de la calicata C-01 de 3.30m de profundidad, donde se empleó un sistema de entibado de madera



Figura 30. Fotografía de la calicata C-01 de 4.30m de profundidad, donde se empleó un sistema de entibado de madera y una capa ligera de shotcrete



Figura 31. Fotografía de la calicata C-02 de 1.00m de profundidad, donde se observa una capa superficial de 0.80m de relleno de arcilla, continuando con suelo natural gravoso

3.2 Pruebas del ensayo de placa de carga

Para realizar las pruebas del ensayo de placa de carga, se obtuvo como apoyo fundamental al personal del laboratorio de Ensayo de Materiales (LEM – UNI) quienes proporcionaron equipos y dispositivos para su realización. Estos dispositivos incluyeron una gata hidráulica, un deformímetro digital y varios accesorios y elementos complementarios.

3.2.1 Dispositivos, equipos, elementos y accesorios complementarios

3.2.1.1 Gata hidráulica

La gata hidráulica modelo MGD-100, fabricada por la compañía española MEGA, presenta una fuerza nominal de 100 toneladas. Este dispositivo incluye un manómetro y una palanca de dos piezas, con un peso neto de 87 kilogramos (Ver Figura 32)



Figura 32. Fotografía de la gata hidráulica modelo MGD-100 fabricada por la compañía española MEGA

Así mismo, para las dos últimas pruebas se empleó una gata hidráulica, fabricada por la compañía americana ENERPAC, el cual presenta una fuerza nominal de 50 toneladas (ver Figura 33).



Figura 33. Fotografía de la gata hidráulica fabricada por la compañía americana ENERPAC, con una extensión de la palanca de la gata mediante una manguera hidráulica.

Es esencial destacar que antes de cada prueba, estos dispositivos son verificados con equipos calibrados, siendo en este caso la máquina de ensayo uniaxial ZWICK ROELL con certificación de calibración LF-B-092-2023.

3.2.1.2 Deformímetro digital

El deformímetro digital modelo 2145, desarrollada por la empresa china INZISE, presenta un suministro que incluye varillas de extensión con punta de ranura, permitiendo llegar a una medición de hasta 50 milímetros. Además, cuenta con un cable de salida que facilita la transferencia de datos a formatos como Excel, Word, y otros, mediante el simple accionar de presionar el botón de transmisión, hacia dispositivos electrónicos como laptops o computadoras. Así mismo, se complementa con un soporte magnético que garantiza la fijación del deformímetro digital durante su uso (ver Figura 34).



Figura 34. Fotografía del deformímetro digital modelo 2145, fabricado por la empresa china INSIZE con un soporte magnético.

3.2.1.3 Dado de concreto

Para la prueba de carga horizontal fue recomendable incorporar al lado opuesto del ensayo un bloque o dado de concreto cuadrado de lado 60 centímetros con un espesor de 15 centímetros, como elemento de reacción al esfuerzo aplicado, a fin de asegurar que solo haya deformación en el lado del ensayo y restringir la deformación en el lado opuesto (ver Figura 35 y 36).



Figura 35. (a) Encofrado del dado de concreto, (b) Vaciado del dado de concreto



Figura 36. Fotografía del dado de concreto de 0.60mx0.60mx0.15m terminado

3.2.1.4 Placas de acero de contacto

Para cada prueba, se empleó una placa cuadrada de 30 cm de lado con un espesor de 2 pulgadas, designada como placa de contacto, la cual se utilizó para aplicar la fuerza necesaria directamente sobre el suelo horizontal (ver Figura 37). Además, en las pruebas de carga horizontal, para rellenar los espacios vacíos entre el dado de concreto y la gata hidráulica, se emplearon placas de acero circulares, cuadradas y rectangulares, con espesores variables entre 2 y 3

pulgadas (ver Figura 38). Para las pruebas de carga vertical, además de lo anterior, se empleó una barra maciza de 1.50m de longitud y 3 pulgadas de diámetro (ver Figura 39). Este procedimiento aseguró el completo llenado de los espacios y la creación de un conjunto consistente y rígido para llevar a cabo las pruebas de manera efectiva.



Figura 37. Fotografía de la placa cuadrada de 30cm de lado y espesor de 2 pulgadas, designada como placa de contacto



Figura 38. Fotografía de las placas de acero para rellenar los espacios vacíos entre el dado de concreto y la pared vertical de grava.



Figura 39. Fotografía de la barra maciza de 1.50m de longitud y 3 pulgadas de diámetro, para ser empleada en la prueba de carga vertical

3.2.1.5 Volquete cargado

En la prueba de carga vertical, resultó crucial la inclusión de un volquete cargado de la marca VOLVO, modelo NL12 de 18m³, como elemento de reacción ante el esfuerzo aplicado. Esta estrategia se diseñó con el propósito habilitar la deformación al lado del ensayo, mientras se restringía la deformación en el lado opuesto (ver Figura 40).



Figura 40. Fotografía del volquete cargado para restringir la deformación en el lado de reacción

3.2.1.6 Accesorios complementarios

Para registrar los datos de carga y deformación de cada prueba, se utilizó un cable de transmisión que conectaba el deformímetro digital a una computadora portátil de la marca LENOVO. Así mismo, para la segunda, tercera y cuarta prueba, se empleó una extensión de manguera hidráulica para alcanzar la superficie del terreno, donde se disponía de un área de trabajo más amplia para operar el equipo de extensión de la palanca de la gata de manera eficiente (ver Figura 41).



Figura 41. Fotografía que muestra el registro de información en el dispositivo de la laptop y en la extensión de la palanca de la gata sobre la superficie del terreno.

3.2.2 Preparación para la ejecución de las pruebas de carga.

Para las pruebas de carga horizontal, en cada nivel de prueba, se llevó a cabo un proceso de nivelación del suelo. Este proceso implicó la colocación de ladrillos utilizando un nivel para garantizar la horizontalidad, desde la superficie del dado de concreto hasta la cara del talud de grava que se iba a someter a deformación. Luego, se colocaron tablas delgadas de madera para servir como base de apoyo para los equipos y dispositivos utilizados en la prueba (ver Figura 42).



Figura 42. Fotografía del procedimiento de nivelación como base apoyo de los dispositivos

Durante las pruebas, se procedió a posicionar la gata hidráulica en proximidad al suelo gravoso que sería sometido a deformación junto con la placa de contacto. Esta disposición resultó en la formación de un espacio vacío entre la gata hidráulica y el dado de concreto. Para subsanar este vacío, se emplearon placas de acero de forma circular, cuadrada y rectangular, con espesores variables entre 2 y 3 pulgadas (ver Figura 43).



Figura 43. Fotografía del procedimiento de la colocación de la gata hidráulica y las placas de acero para rellenar los espacios vacíos entre el dado de concreto y la gata hidráulica.

Por otro lado, para la prueba de carga vertical, se llevó a cabo un proceso de nivelación para asegurar el apoyo adecuado de la placa de contacto sobre un terreno nivelado. Sobre esta placa, se colocó una placa circular más pequeña, y para compensar el desnivel de 2.10 metros entre la placa de contacto y el chasis del volquete cargado, se procedió a instalar una barra maciza de 1.50 metros de longitud. Encima de esta barra se colocó otra placa circular, seguida por la gata hidráulica. Luego, se añadió una viga sobre la gata para completar el relleno del desnivel mencionado (ver Figura 44).



Figura 44. Fotografía de la instalación de los elementos y dispositivos para la realización del ensayo de carga vertical.

Finalmente, para ambas pruebas se aplicó una leve transmisión de fuerza desde la gata hidráulica hacia la placa de contacto con el propósito de asegurar la adherencia de esta última al suelo gravoso sometido a deformación. Este procedimiento contribuyó a la formación de un conjunto sólido y resistente, aspecto esencial para la realización efectiva del ensayo de placa de carga. Además, se instaló un deformímetro digital mediante un soporte magnético, sobre un material de acero para garantizar su mejor fijación.

3.2.3 Ejecución de las pruebas de placa de carga

3.2.3.1 Ejecución de la primera prueba de carga horizontal

La primera prueba de carga horizontal se llevó a cabo el 18 de octubre del 2023, con la calicata excavada a una profundidad de 2.30m. Se buscó uniformizar el área de aplicación de presión para colocar la placa cuadrada, logrando una fuerza horizontal de 40 toneladas, equivalente a un esfuerzo de 44.44 kg/cm^2 . Además, se registró un asentamiento total de 1.98cm (ver Figura 45 y 46).



Figura 45. Fotografía del procedimiento de ejecución de la primera prueba de carga horizontal.

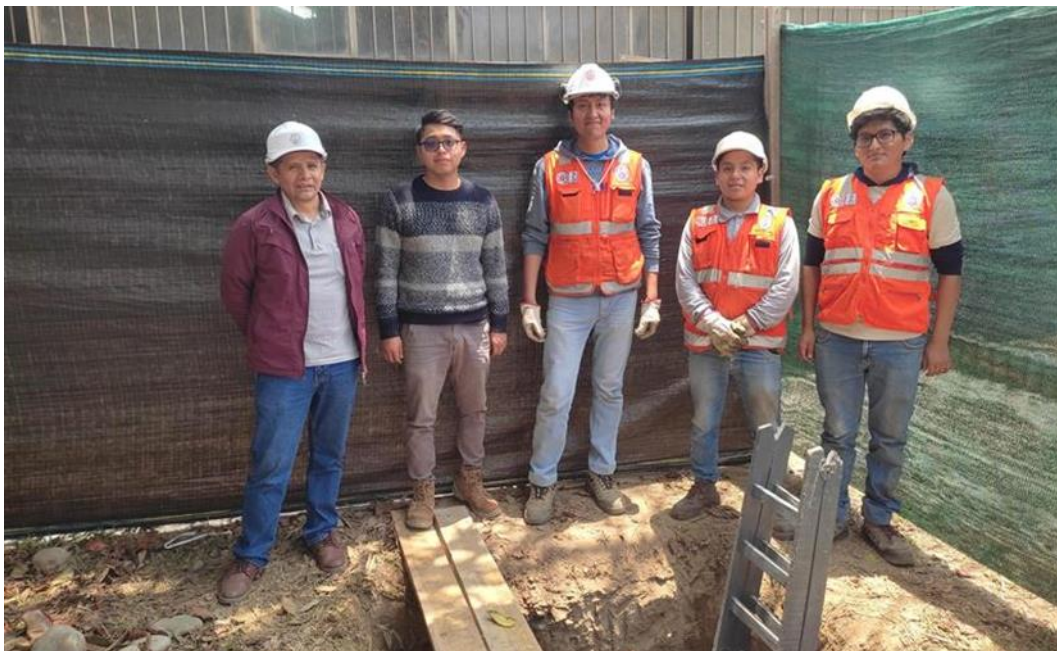


Figura 46. Fotografía del personal del laboratorio del LEM-UNI, al finalizar la primera prueba de carga horizontal.

3.2.3.2 Ejecución de la segunda prueba de carga horizontal

La segunda prueba de carga horizontal tuvo lugar el 06 de noviembre del 2023, con la calicata excavada a una profundidad de 3.30m. A fin de prevenir el desprendimiento de partículas de piedras durante el ensayo, se optó por estabilizar el talud del lado del ensayo mediante un sistema de entibado de madera. En esta prueba, se alcanzó una fuerza horizontal de 27 toneladas, lo que equivale a un esfuerzo de 30 kg/cm². Además, se registró un asentamiento total de 3.39cm (ver Figuras 47 y 48).



Figura 47. Fotografía del procedimiento de ejecución de la segunda prueba de carga horizontal.



Figura 48. Fotografía del Ing. Cesar Atala (asesor), Ing. Héctor Espinoza (jefe de laboratorio del LMS-01) y Lic. Basurto (LEM-UNI), al finalizar la segunda prueba.

3.2.3.3 Ejecución de la tercera prueba de carga horizontal

La tercera prueba de carga horizontal se llevó a cabo el 29 de noviembre del 2023, con la calicata excavada a una profundidad de 4.30 metros. Para prevenir el desprendimiento de partículas de piedras durante el ensayo, se aplicó una capa ligera de mortero en toda la calicata y se instaló un sistema de tablestacado de madera en el lado del ensayo. En esta prueba, se alcanzó una fuerza horizontal de 50 toneladas, lo que equivale a un esfuerzo de 55.56 kg/cm^2 . Además, se registró un asentamiento total de 1.108cm (ver Figuras 49 y 50).



Figura 49. Fotografía del procedimiento de ejecución de la tercera prueba de carga horizontal.



Figura 50. Fotografía del personal del laboratorio del LEM-UNI, al finalizar la tercera prueba.

3.2.3.4 Ejecución de la prueba de carga vertical

La prueba de carga vertical se realizó el 5 de abril de 2024, con una calicata excavada a una profundidad de 1.00 metro. Se esperaba que el volquete cargado soportara una carga de 20 toneladas sin levantar el chasis; sin embargo, en el primer intento de prueba, el chasis se levantó a las 3 toneladas de carga, lo que llevó al pistón de la gata a alcanzar rápidamente su límite de penetración. Por lo tanto, se llevó a cabo un segundo intento rellenando los espacios vacíos para permitir que el pistón deformara más el suelo, logrando así una de 5.5 toneladas, equivalente a un esfuerzo de 6.11 kg/cm^2 . Posteriormente, el pistón alcanzó su límite sin poder registrar más deformaciones. Además, se observó un asentamiento total de 1.12 cm (ver Figuras 51 y 52).



Figura 51. Fotografía del procedimiento de ejecución del primer intento de la prueba de carga vertical.



Figura 52. Fotografía del procedimiento de ejecución del segundo intento de la prueba de carga vertical.

3.2.4 Características de la gráfica esfuerzo – deformación de las pruebas

3.2.4.1 Características de la gráfica de la primera prueba de carga horizontal

En la Figura 53, se observa en la zona inicial comprendida entre los pares ordenados (0,0) y (1.54,11.11) se presenta una fase elástica. Durante esta fase, las gravas se van reacomodando y reajustando gradualmente hasta llegar a un esfuerzo de cedencia o límite elástico de 11.11 kg/cm², seguidamente el suelo entra a una fase de endurecimiento hasta alcanzar el límite representado por los puntos de la gráfica. Es importante destacar que no se registra un esfuerzo último, debido a que la gata hidráulica empleada presentaba una capacidad de fuerza de 40 toneladas, equivalente a un esfuerzo de 44.45 kg/cm².

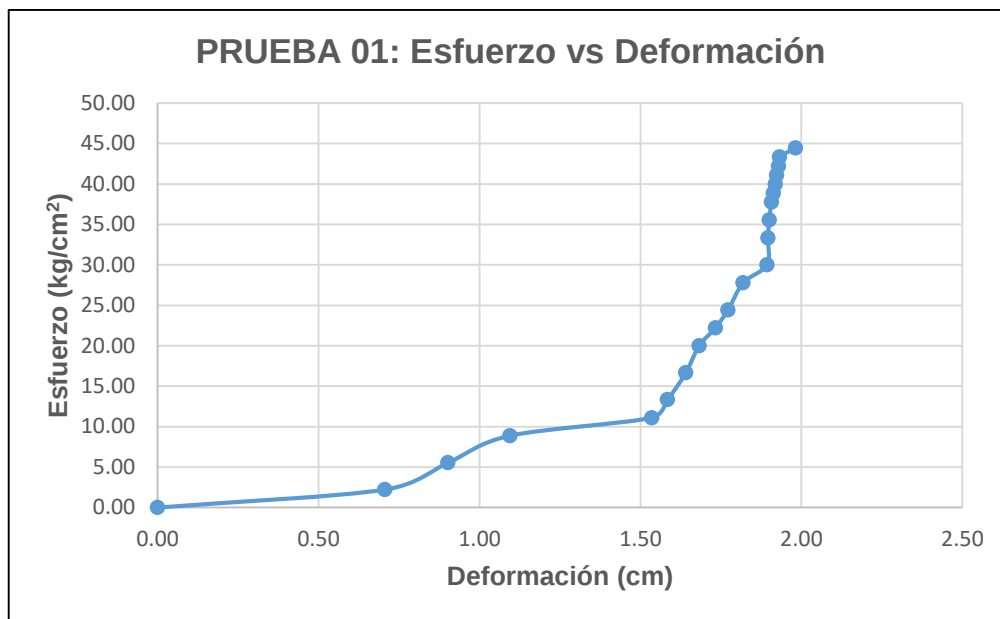


Figura 53. Gráfico de esfuerzo – deformación de la primera prueba de carga horizontal.

3.2.4.2 Características de la gráfica de la segunda prueba de carga horizontal

En la Figura 54, se observa en la zona inicial comprendida entre los pares ordenados (0,0) y (2.06,13.33) una zona elástica. Durante esta fase, las gravas se van reacomodando y reajustando gradualmente hasta llegar límite elástico de 13.33 kg/cm². Seguidamente entra a una zona de cedencia, donde el suelo se deforma sin un incremento de esfuerzo, este procedimiento se da hasta el par ordenado de (2.40,13.33). Seguidamente el material entra a una zona de endurecimiento hasta alcanzar un esfuerzo ultimo. Es importante destacar que no se registra un esfuerzo último, debido a que se produjo el desprendimiento del material en el lado del ensayo, lo que provocó variaciones en la deformación y en la orientación de la gata hidráulica.

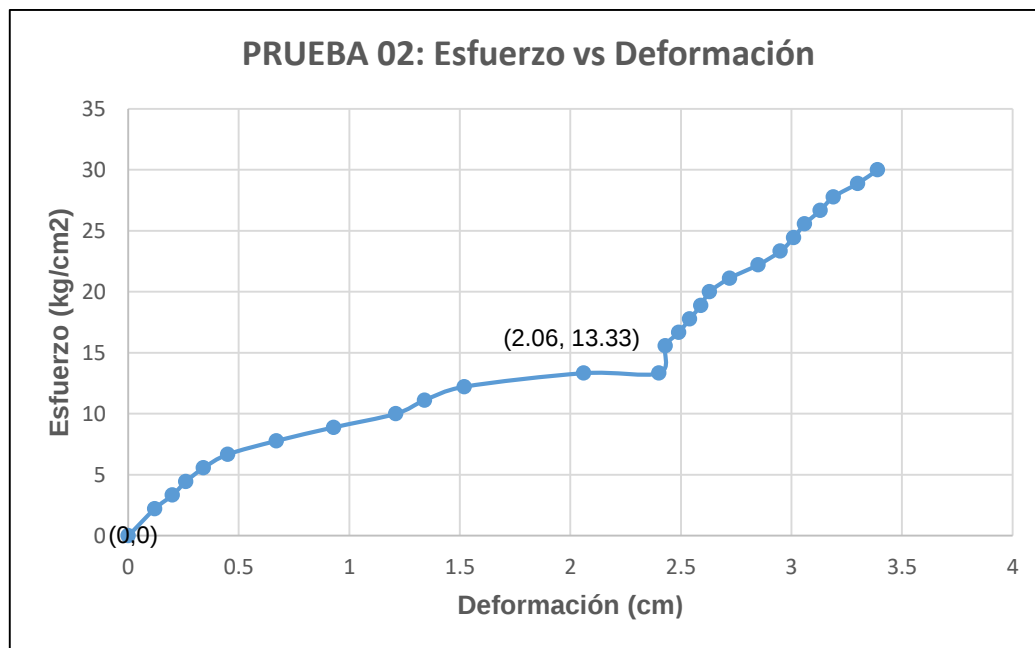


Figura 54. Gráfico de esfuerzo – deformación de la segunda prueba de carga horizontal.

3.2.4.3 Características de la gráfica de la tercera prueba de carga horizontal

En la Figura 55, se observa en la zona inicial comprendida entre los pares ordenados (0,0) y (0.458,6.67) se presenta una fase elástica. Durante esta fase, las gravas se van reacomodando y reajustando gradualmente hasta llegar a un esfuerzo de cedencia o límite elástico de 6.67 kg/cm², seguidamente el suelo entra a una fase de endurecimiento hasta alcanzar el límite representado por los puntos de la gráfica. Es importante resaltar que la gata hidráulica no alcanzó su máxima capacidad, debido a que la pared de grava en el borde superior de la placa se desprendió. Como consecuencia, las piedras impactaron en el deformímetro digital y aflojo el material detrás de la placa, lo que provocó un desvío considerable de la misma. Esto se resume en que la prueba falló bajo una fuerza de 50 toneladas, equivalente a un esfuerzo de 55.56 kg/cm².

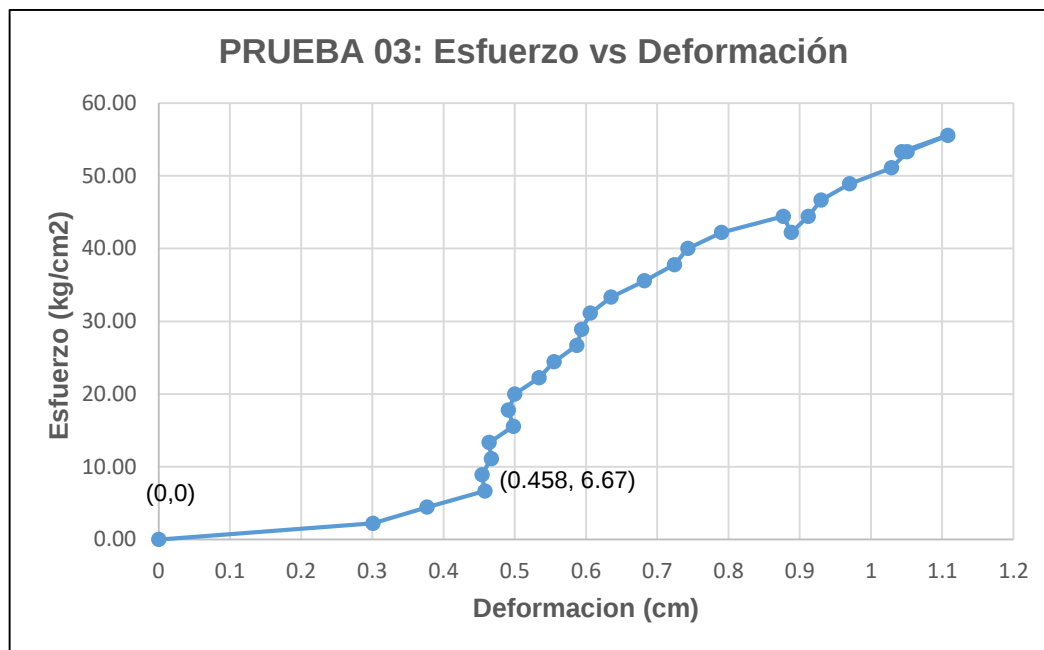


Figura 55. Gráfico de esfuerzo – deformación de la tercera prueba de carga horizontal.

3.2.4.4 Características de la gráfica de la primera prueba de carga vertical

En la Figura 56, se observa en la zona inicial comprendida entre los pares ordenados (0,0) y (0.163,3.89) se presenta una fase elástica de tendencia lineal. Durante esta fase, las gravas se van reacomodando y reajustando gradualmente hasta llegar a un esfuerzo de límite elástico de 3.89 kg/cm², seguidamente el suelo se va deformando exponencialmente, doblando la curva, esto se puede interpretar que el suelo esta alcanzado un esfuerzo de fluencia; sin embargo, según lo observado y registrado, la deformación se debe en mayor proporción al levantamiento del chasis del volquete, no siendo íntegramente del suelo. En resumen, se registraron 6 puntos de deformación exclusiva del suelo, describiendo una parte de la fase elástica y logrando una fuerza de 3.50 toneladas, equivalente a un esfuerzo de 3.89 kg/cm².

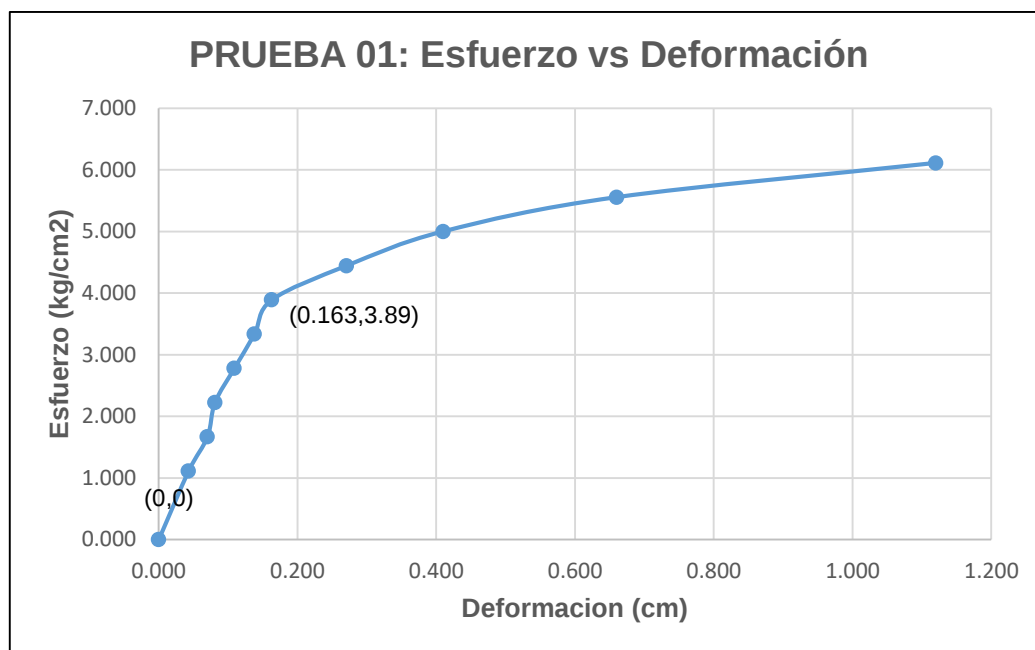


Figura 56. Gráfico de esfuerzo – deformación de la primera prueba de carga vertical.

3.2.5 Determinación del coeficiente de balasto de las pruebas

En el capítulo anterior 2.2.5, se discutieron criterios en la determinación del coeficiente de balasto. Se examinó el criterio citado por Jonathan Cortes. Este criterio, se centra en la fase inicial de la fase elástica, en esta fase se traza una línea paralela a los puntos que mejor se ajustan a la linealidad, con la consideración que esta línea de ajuste debe interceptar con el origen de coordenadas del gráfico. Este método se denominará “Método de obtención N°1”.

Se propone seguir el procedimiento del método de obtención anterior, con la diferencia que la línea de más ajuste no pase necesariamente por el origen de coordenadas, priorizando el ajuste de la línea de tendencia. Este nuevo método se denominará “Método de obtención N°2”

Además, se examinaron los enfoques propuestos por Augusto Leoni y Carlos Crespo, así como las directrices establecidas por las normativas españolas (NLT-357 y UNE 103808). Estos criterios son aplicables tanto en el diseño de pavimentos de concreto hidráulico como en la planificación y construcción de infraestructuras viales y aeroportuarias ya que se enfoca en la deformación $\delta=0.125\text{cm}$ con su respectivo esfuerzo, este método se denominará “Método de obtención N°03”.

3.2.5.1 Método de obtención N°01

Para la determinación del coeficiente de balasto, se examina la fase elástica de las gráficas esfuerzo - deformación de las pruebas. Para ello, se traza una recta que más se ajuste al gráfico mediante el Método de Mínimos cuadrados, con la especificación que esta recta debe pasar por el origen de coordenadas, para ello tenemos lo siguiente expresión:

$$\bar{y} = m\bar{x} + b$$

Donde:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad \bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$$

Resultando:

$$b = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i - m \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \right)$$

Esto significa que la pendiente de la recta que pasa por el origen ($b = 0$), se calcula mediante la expresión siguiente:

$$m = K_{30} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{\sum_{i=1}^n x_i} = \frac{\sum \text{Esfuerzos}}{\sum \text{Deformaciones}}$$

Coeficiente de balasto horizontal de la primera prueba

De la primera prueba de carga horizontal, se extrae los puntos correspondientes a la fase elástica el cual se muestra en la Tabla 19:

Tabla 19. Resumen de valores teóricos del coeficiente de balasto expresados en kg/cm³

Deformación (cm)	Esfuerzo (kg/cm ²)
0.00	0.00
0.71	2.22
0.90	5.56
1.10	8.89
1.54	11.11

De la Tabla 19 obtiene lo siguiente:

$$\sum \text{Esfuerzos} = \sum y = 27.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum \text{Deformaciones} = \sum x = 4.25 \text{ cm}$$

De esta forma, se obtiene el valor del Coeficiente de balasto horizontal a una profundidad de 2.30m de $K_{h30} = 6.54 \text{ kg/cm}^3$.

Coeficiente de balasto horizontal de la segunda prueba

De la segunda prueba de carga horizontal, se extrae los puntos correspondientes a la fase elástica el cual se muestra en la Tabla 20:

Tabla 20. Valores de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la segunda prueba

Deformación (cm)	Esfuerzo (kg/cm2)
0	0.00
0.12	2.22
0.20	3.33
0.26	4.44
0.34	5.56
0.45	6.67
0.67	7.78
0.93	8.89
1.21	10.00
1.34	11.11
1.52	12.22
2.06	13.33

De la Tabla 20 se obtiene lo siguiente:

$$\sum \text{Esfuerzos} = \sum y = 85.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum \text{Deformaciones} = \sum x = 9.01 \text{ cm}$$

De esta forma, se obtiene el valor del Coeficiente de balasto horizontal a una profundidad de 3.30m de $K_{h30} = 9.40 \text{ kg/cm}^3$.

Coeficiente de balasto horizontal de la tercera prueba

De la tercera prueba de carga horizontal, se extrae los puntos correspondientes a la fase elástica el cual se muestra en la Tabla 21:

Tabla 21. Valores de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la tercera prueba

Deformación (cm)	Esfuerzo (kg/cm ²)
0.00	0.00
0.301	2.22
0.377	4.44
0.458	6.67

De la Tabla 21 se obtiene lo siguiente:

$$\sum \text{Esfuerzos} = \sum y = 13.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum \text{Deformaciones} = \sum x = 1.136 \text{ cm}$$

De esta forma, se obtiene el valor del Coeficiente de balasto horizontal a una profundidad de 4.30m de $K_{h30} = 11.73 \text{ kg/cm}^3$.

Coeficiente de balasto vertical de la cuarta prueba

De la cuarta prueba de carga vertical, se extrae los puntos correspondientes a la fase elástica el cual se muestra en la Tabla 22:

Tabla 22. Valores de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la prueba de carga vertical

Deformación (cm)	Esfuerzo (kg/cm ²)
0.000	0.000
0.043	1.111
0.070	1.667
0.081	2.222
0.109	2.778
0.138	3.333
0.163	3.889

De la Tabla 22 se obtiene lo siguiente:

$$\sum \text{Esfuerzos} = \sum y = 15.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum \text{Deformaciones} = \sum x = 0.604 \text{ cm}$$

De esta forma, se obtiene el valor del Coeficiente de balasto vertical a una profundidad de 1.00m de $K_{s30} = 24.83 \text{ kg/cm}^3$.

3.2.5.2 Método de obtención N°02

En este método se procede a seguir el procedimiento del método de obtención anterior, con la diferencia que, la línea de más ajuste no pase necesariamente por el origen de coordenadas, priorizando el ajuste de la línea de tendencia. Para ello, se utiliza el programa EXCEL para realizar el análisis de linealidad y obtener la línea de ajuste más adecuada.

Coeficiente de balasto horizontal de la primera prueba

De la primera prueba de carga horizontal se analiza la tendencia de la fase elástica, y se realizó el ajuste correspondiente utilizando el programa EXCEL. Se determinó que la pendiente de la recta de mejor ajuste fue de $m = 7.70$, con un coeficiente de correlación (R^2) igual a 0.9016. De esta manera, se obtiene el valor del Coeficiente de balasto horizontal a una profundidad de 2.30m de $K_{h30} = 7.70 \text{ kg/cm}^3$ (ver Figura 57).

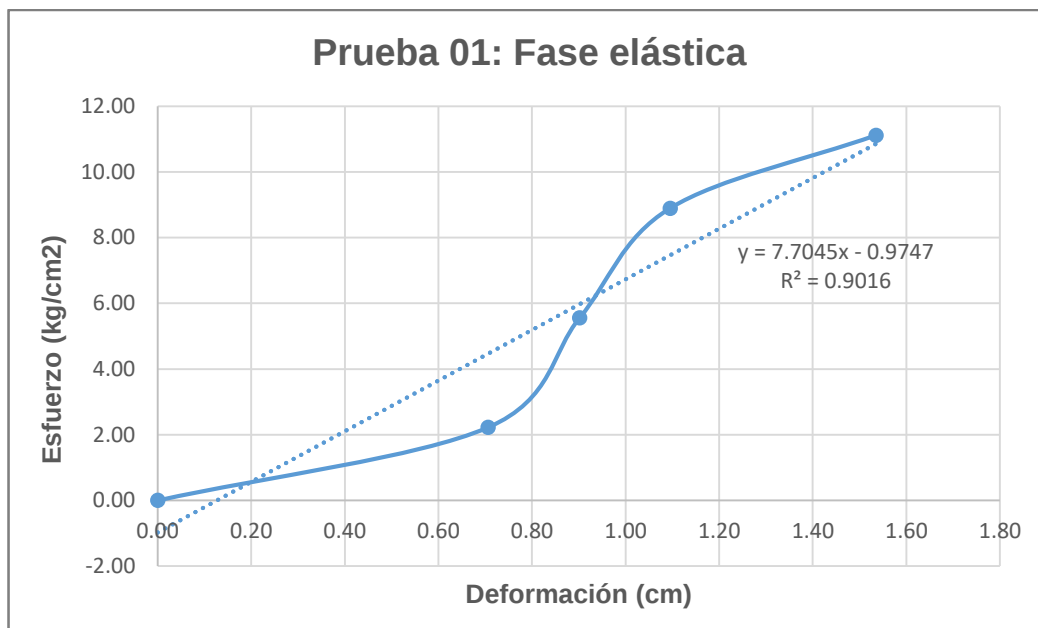


Figura 57. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la primera prueba de carga horizontal aplicando el método 02.

Coeficiente de balasto horizontal de la segunda prueba

De la segunda prueba de carga horizontal se analiza la tendencia de la fase elástica, y se realizó el ajuste correspondiente utilizando el programa EXCEL. Se determinó que la pendiente de la recta de mejor ajuste fue de $m = 6.13$, con un coeficiente de correlación (R^2) igual a 0.9168. De esta manera, se obtiene el valor del Coeficiente de balasto horizontal a una profundidad de 3.30m de $K_{h30} = 6.13$ kg/cm³ (ver Figura 58).

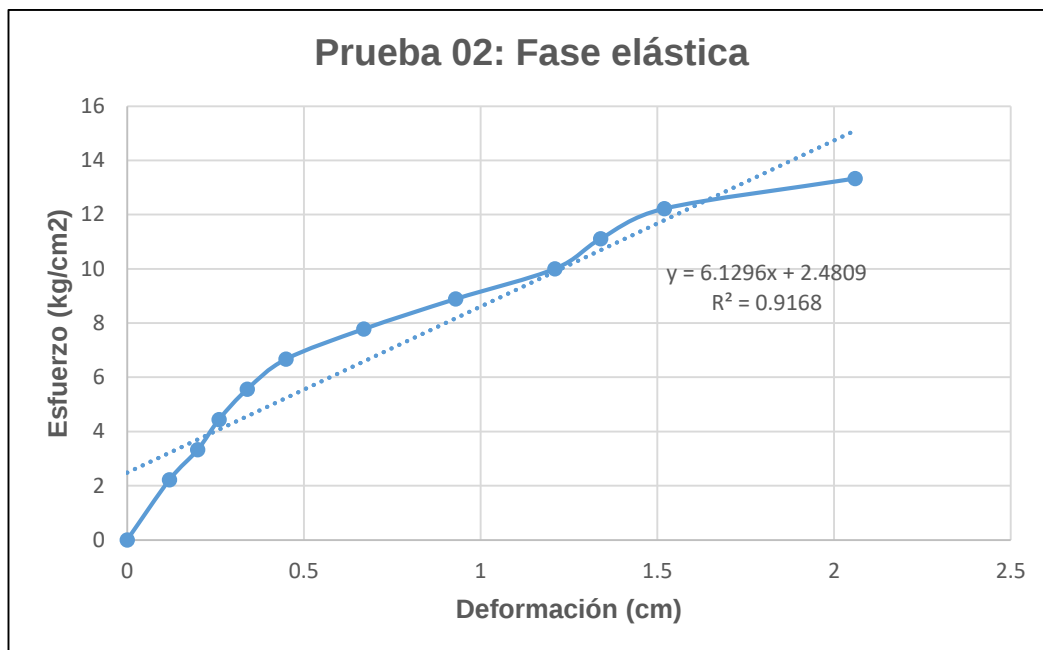


Figura 58. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la segunda prueba de carga horizontal aplicando el método 02.

Coeficiente de balasto horizontal de la tercera prueba

De la tercera prueba de carga horizontal se analiza la tendencia de la fase elástica, y se realizó el ajuste correspondiente utilizando el programa EXCEL. Se determinó que la pendiente de la recta de mejor ajuste fue de $m = 13.44$, con un coeficiente de correlación (R^2) igual a 0.876. Como consecuencia, se obtiene el valor del Coeficiente de balasto horizontal a una profundidad de 4.30m de $K_{h30} = 13.44$ kg/cm³ (ver Figura 59).

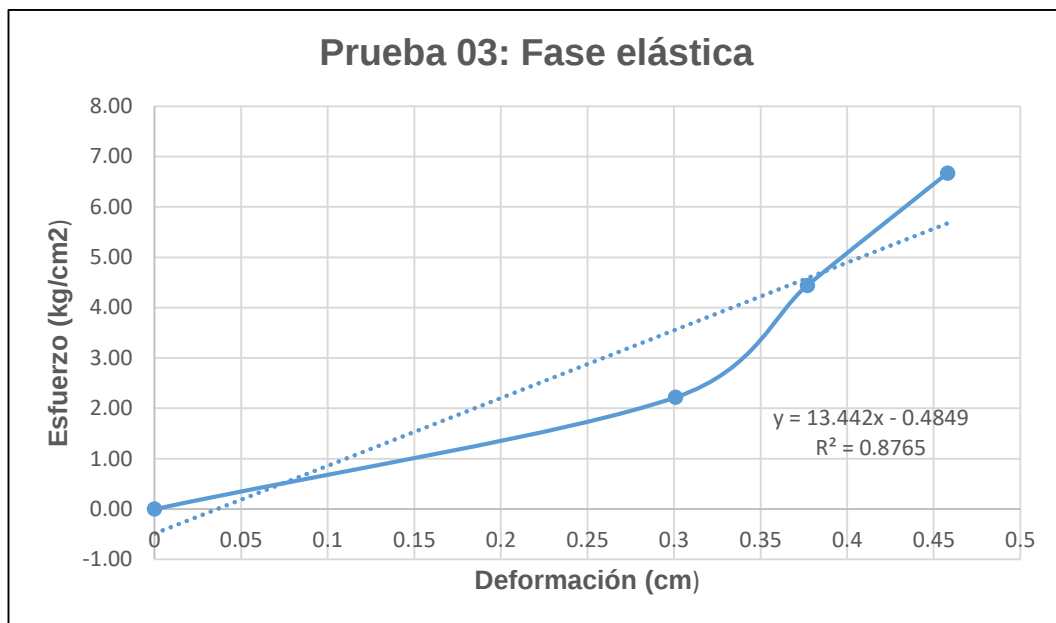


Figura 59. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la tercera prueba de carga horizontal aplicando el método 02.

Coeficiente de balasto vertical de la cuarta prueba

De la cuarta prueba de carga vertical se analiza la tendencia de la fase elástica, y se realizó el ajuste correspondiente utilizando el programa EXCEL. Se determinó que la pendiente de la recta de mejor ajuste fue de $m = 23.91$, con un coeficiente de correlación (R^2) igual a 0.993. Como consecuencia, se obtiene el valor del Coeficiente de balasto vertical a una profundidad de 1.00m de $K_{s30} = 23.91 \text{ kg/cm}^3$ (ver Figura 60).

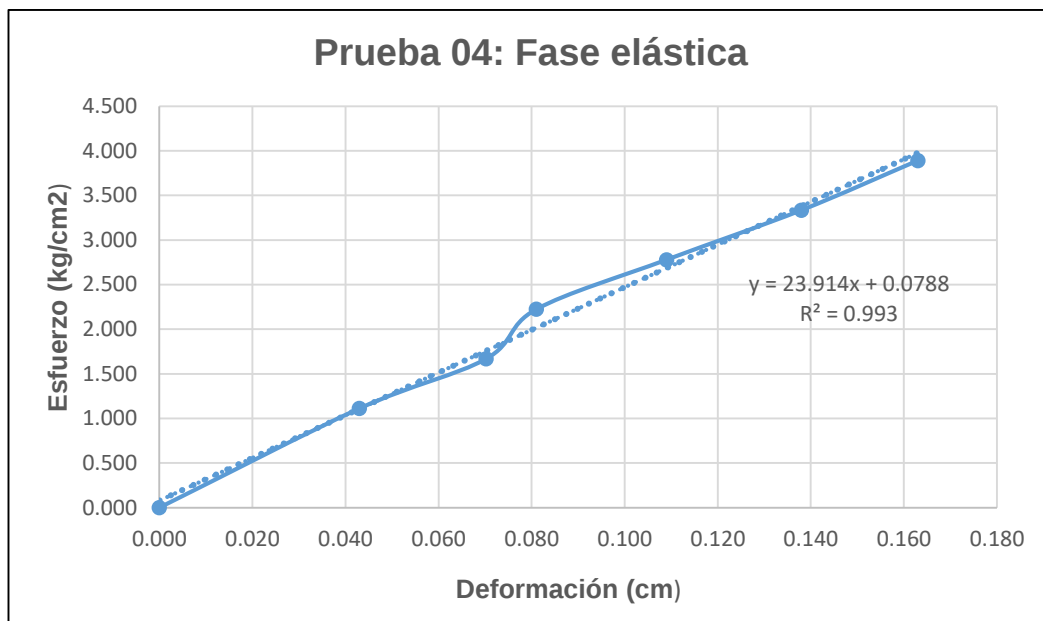


Figura 60. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la cuarta prueba de carga vertical aplicando el método 02.

3.2.5.3 Método de obtención N°03

Para estimar el valor del coeficiente de balasto mediante este método, se analiza el tramo entre dos pares ordenados continuos que contengan dentro de su dominio la deformación de $\delta = 0.125\text{cm}$, lo que permite encontrar una función lineal $y = mx$, donde la pendiente “m” viene a ser el coeficiente de balasto.

Coeficiente de balasto horizontal de la primera prueba

De la Figura 61, se puede deducir que para una deformación de 0.127cm presentará una pendiente de $m = 3.15$, lo que equivale a decir que se obtiene un valor del Coeficiente de balasto horizontal a una profundidad de 2.30m de $K_{h30} = 3.15 \text{ kg/cm}^3$.

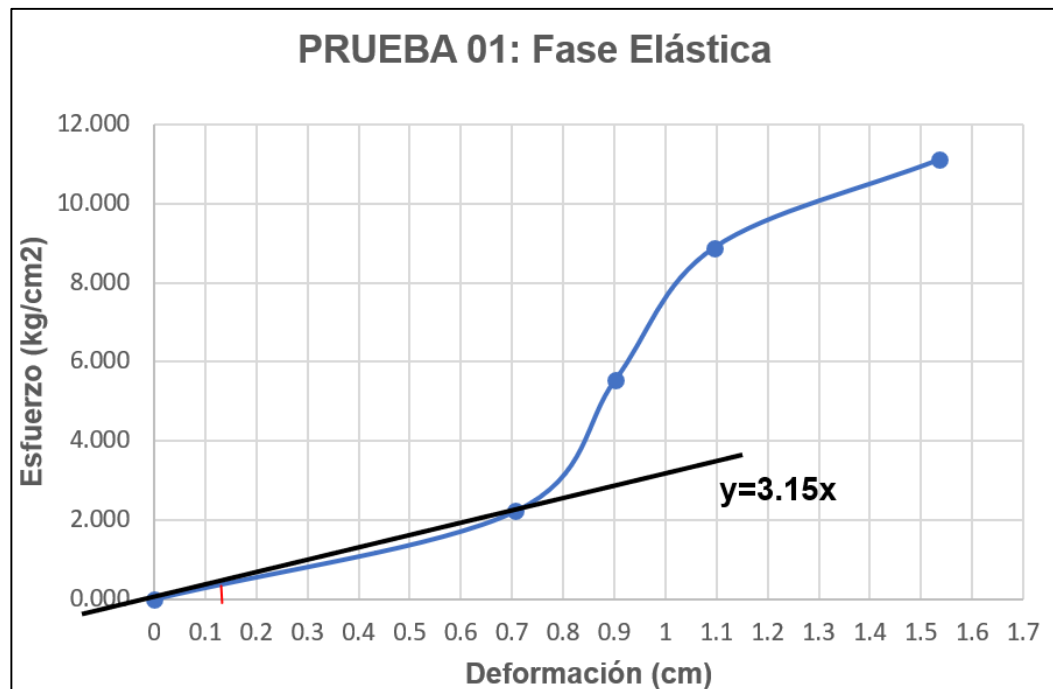


Figura 61. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la primera prueba de carga horizontal aplicando el método de obtención N°03.

Coeficiente de balasto horizontal de la segunda prueba

De la Figura 62, se puede deducir que para una deformación de 0.127cm presentará una pendiente de $m = 13.88$, lo que equivale a decir que se obtiene un valor del Coeficiente de balasto horizontal a una profundidad de 3.30m de $K_{h30} = 13.88 \text{ kg/cm}^3$.

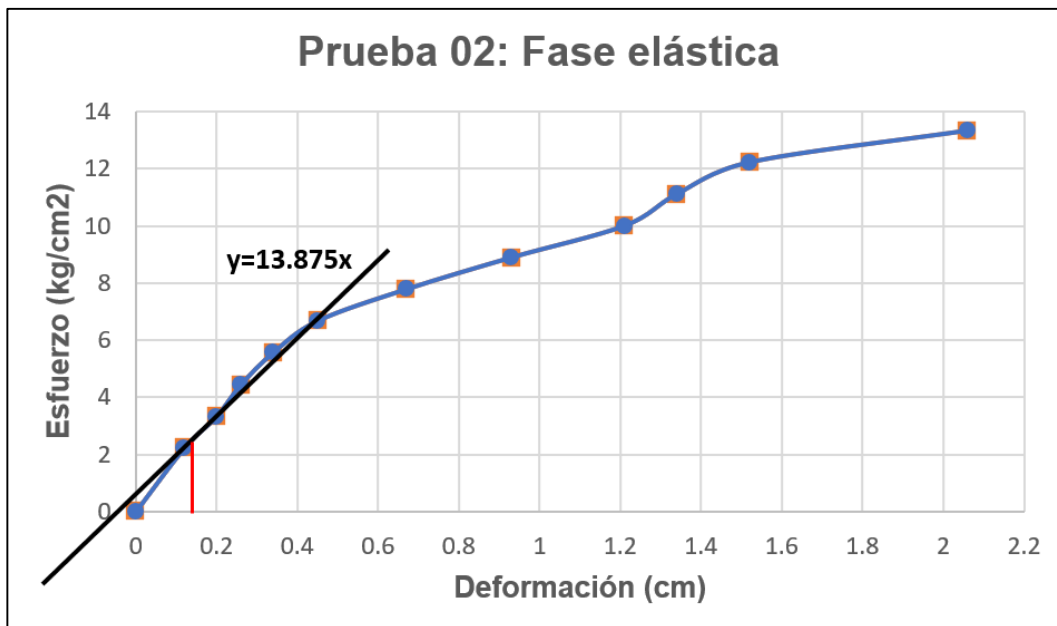


Figura 62. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la segunda prueba de carga horizontal aplicando el método de obtención N°03.

Coeficiente de balasto horizontal de la tercera prueba

De la Figura 63, se puede deducir que para una deformación de 0.127cm presentará una pendiente de $m = 7.37$, lo que equivale a decir que se obtiene un valor del Coeficiente de balasto horizontal a una profundidad de 4.30m de $K_{h30} = 7.37 \text{ kg/cm}^3$.

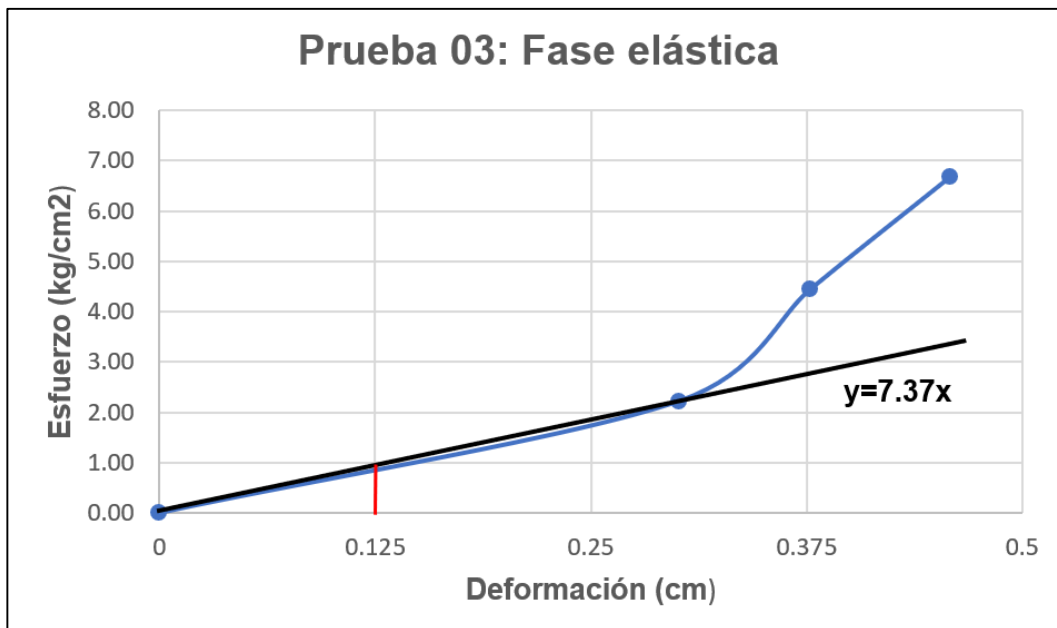


Figura 63. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la tercera prueba de carga horizontal aplicando el método de obtención N°03.

Coeficiente de balasto vertical de la cuarta prueba

De la Figura 64, se puede deducir que para una deformación de 0.127cm presentará una pendiente de $m = 19.15$, lo que equivale a decir que se obtiene un valor del Coeficiente de balasto vertical a una profundidad de 1.00m de $K_{s30} = 19.15 \text{ kg/cm}^3$.

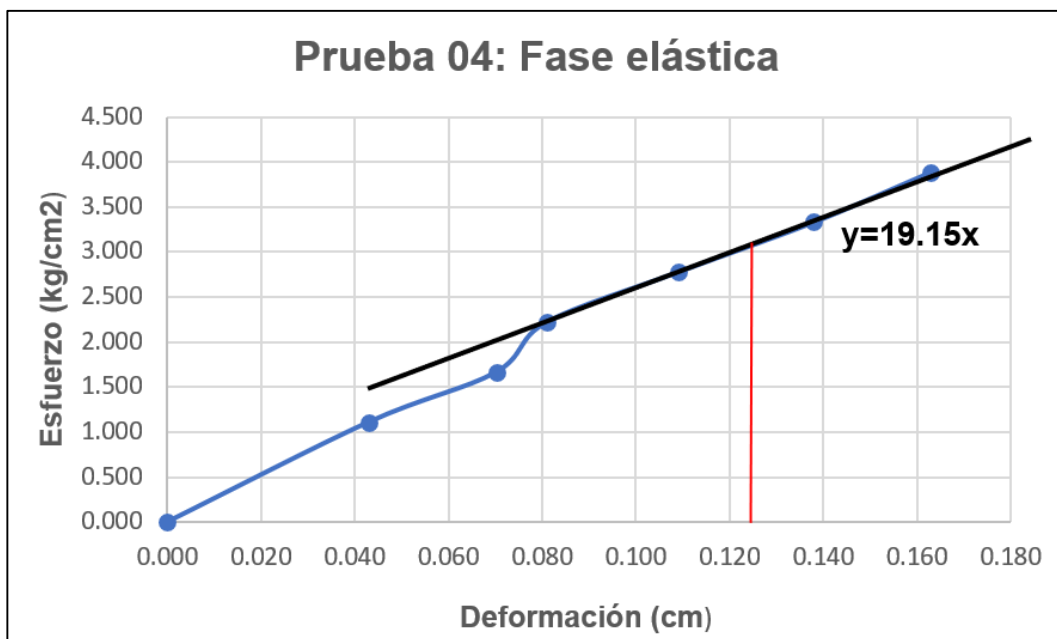


Figura 64. Gráfico de esfuerzo – deformación de la fase elástica de la cuarta prueba de carga vertical aplicando el método de obtención N°03.

3.3 Caracterización del suelo de análisis

Los ensayos del laboratorio para la caracterización del suelo gravoso, se realizó en el Laboratorio de Mecánica de suelos (LMS-01) de la facultad de ingeniería Civil de la Universidad Nacional de ingeniería.

3.3.1 Extracción del material

Para la caracterización del suelo gravoso donde se realizó las pruebas de placa de carga, fue necesario extraer material, justo detrás de la placa de contacto. Para cada punto se extrajeron dos costales llenados a la mitad, equivalente a una masa de 60 kilogramos aproximadamente. Esto resultó a una cantidad de muestra de aproximadamente de 240 kilogramos para ser ensayada en el laboratorio (ver Figuras 65 y 66).

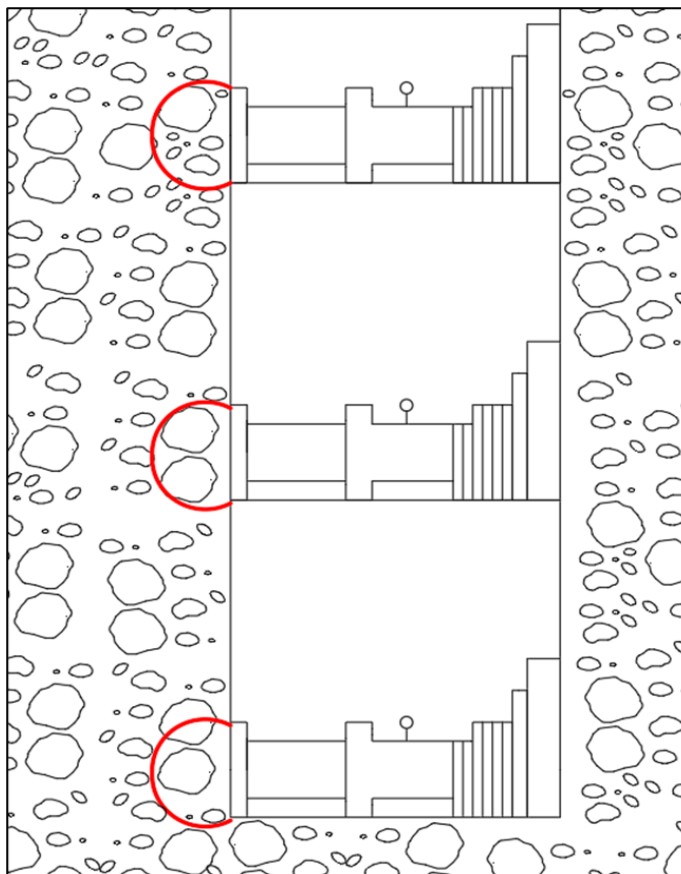


Figura 65. Esquema de extracción del material para la caracterización del suelo en las pruebas de cargas horizontal.

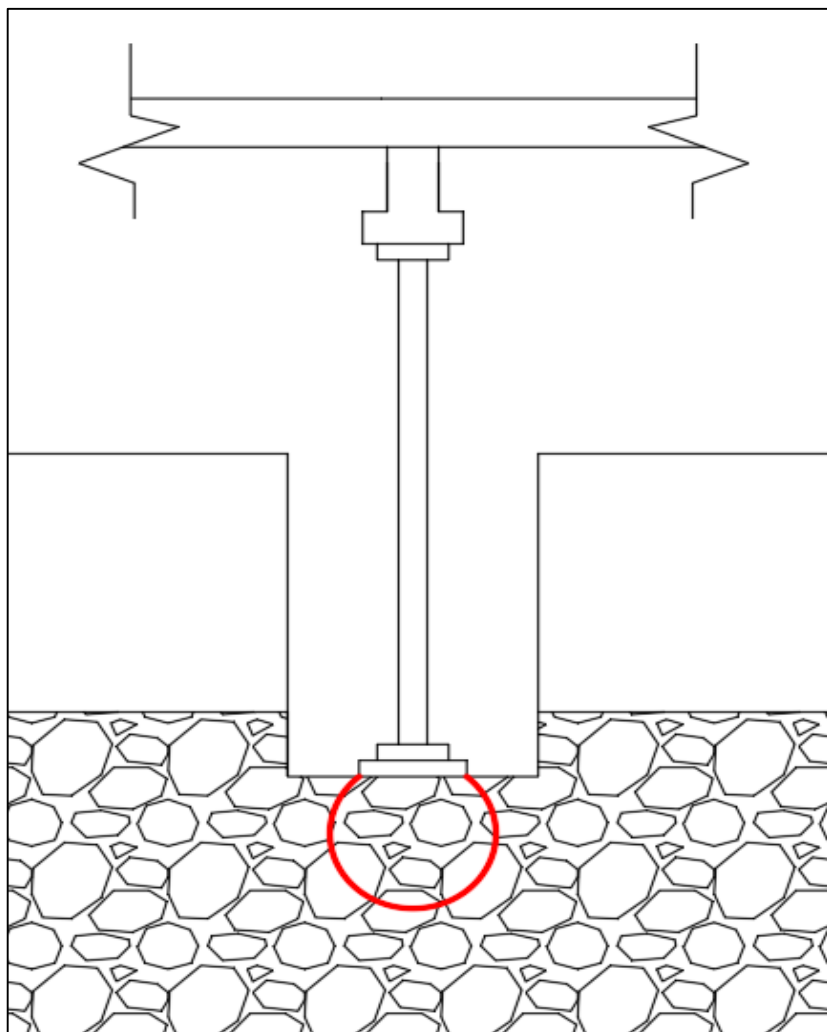


Figura 66. Esquema de extracción del material para la caracterización del suelo en la prueba de carga vertical

3.3.2 Densidad y peso unitario del suelo in situ

3.3.2.1 Alcance

La norma ASTM D1556 (2017), consiste en la determinación de la densidad in situ y el peso unitario del suelo empleando el aparato de cono de arena. Este método de ensayo es válido para suelos que no contiene cantidades significativas de roca o material grueso con diámetros superiores a 1 ½ pulgadas (38 mm).

Para ello, se realiza una excavación manual en el suelo que se va a someter a ensayo, y todo el material excavado se deposita en un recipiente. El hueco se llena con una corriente libre de arena de densidad conocida, y se registra el volumen. La densidad húmeda en el lugar se obtiene al dividir la masa húmeda del material extraído del hueco entre el volumen del hueco. Se determina el contenido de agua

en el material del hueco, y la masa seca del material permite calcular la densidad seca en el sitio utilizando la masa húmeda del suelo, el contenido de agua y el volumen del hueco.

3.3.2.2 Procedimiento

A nivel de cota de cada prueba de carga horizontal, se realizó el ensayo de cono de arena, a fin de determinar la densidad in situ y el peso unitario. Además, se aprovechó la extracción de la muestra para obtener el contenido de humedad del suelo natural. Dado al carácter gravoso del material, fue recomendable emplear una base de metal con un diámetro de 0.30m y un aparato de cono de arena de mayor tamaño, para obtener resultados más confiables y precisos, siguiendo los procedimientos establecidos en la norma ASTM D1556 (ver Figuras 67 y 68).



Figura 67. Fotografía de los equipos empleados para la realización del ensayo de cono arena modificado.



Figura 68. Fotografía del procedimiento del ensayo de cono de arena modificado.

A continuación, en la Tabla 23 se muestran los resultados del ensayo de cono de arena y los contenidos de humedad del suelo natural a diferentes profundidades. Estos resultados son extraídos de los anexos:

Tabla 23. Resultados del ensayo de cono de arena y contenido de humedad.

RESULTADO DEL ENSAYO DE CONO DE ARENA Y CONTENIDAD DE HUMEDAD			
Descripción	Profundidad de excavación		
	2.30m	3.30m	4.30m
Densidad húmeda (gr/cm ³)	2.278	2.281	2.291
Contenido de humedad (%)	0.761	0.77	0.782

Por lo tanto, fue conveniente determinar la densidad natural del suelo y su contenido de humedad con el promedio de los resultados obtenidos en la Tabla 23, donde se obtiene una densidad húmeda de 2.283 gr/cm³ y un contenido de humedad de 0.77%.

3.3.3 Análisis granulométrico y clasificación del suelo

3.3.3.1 Alcance

La norma ASTM D6913/D6913M (2021), tiene como objetivo la separación y cuantificación de partículas en suelos, determinando la masa en diferentes rangos

de tamaño para obtener la distribución de tamaño de las partículas (gradación). Se utiliza un criterio de tamices con aberturas cuadradas que van desde 3 pulgadas (75 mm) hasta el tamiz N.º 200 (75 μ m).

Se ofrecen dos métodos de ensayo: el Método A, que registra el porcentaje que pasa por cada tamaño de tamiz al 1% más próximo, este método debe emplearse al aplicarse el tamizado compuesto, y el Método B, que lo registra al 0.1% más próximo, siendo este último aplicable solo para tamizado simple con partículas de tamaño igual o inferior al tamiz N.º 4.

3.3.3.2 Procedimiento

De las muestras extraídas se seleccionó el material que pasaba a través del tamiz de la malla de 3" para llevar a cabo la clasificación del suelo según los estándares SUCS y ASHTO. Además, para determinar la cantidad de bolonería del material restante, se tamizó con las mallas de 3", 4", 5" y hasta de 6", donde en este último se retuvo solo una bolonería. Es importante destacar que la totalidad de la muestra no presenta plasticidad (ver Figura 69 y 70).



Figura 69. Fotografía del tamizado del suelo pasante por el tamiz de 3".



Figura 70. Fotografía del tamizado con las mallas de madera de 3", 4", 5" y 6".

Además, se realizó un tamizado compuesto utilizando la malla N°04 como tamiz separador. Del material pasante a través de este tamiz se tomó una muestra representativa de aproximadamente 550 gramos en cada muestra, para llevar a cabo el tamizado y lavado del material.

Muestra M-01 (a una profundidad de 2.30m)

Este muestreo presenta una masa total de 63 751 gramos, de los cuales 39 396 gramos pasaban a través del tamiz de la malla de 3", mientras que los restantes 24 355 gramos consisten en catorce bolonerías de piedras redondeadas.

Muestra M-02 (a una profundidad de 3.30m)

Este muestreo presenta una masa total de 62 253 gramos, de los cuales 44 007 gramos pasaron a través del tamiz de la malla de 3", mientras que los restantes 18 516 gramos restantes se componen de diez bolonerías de piedras redondeadas.

Muestra M-03 (a una profundidad de 4.30m)

Este muestreo presenta una masa total de 59 460 gramos, de los cuales 32 136 gramos pasaban a través del tamiz de la malla de 3", mientras que los restantes 27 324 gramos consisten en trece bolonerías de piedras redondeadas.

Muestra M-04 (superficial)

Este muestreo presenta una masa total de 52 370 gramos, de los cuales 33 918 gramos pasaban a través del tamiz de la malla de 3", mientras que los restantes 18 452 gramos consisten en catorce bolonerías de piedras redondeadas.

De esta manera, se presenta en la Tabla 24 la clasificación del suelo según los estándares SUCS y ASHTO del material pasante a través del tamiz de la malla de 3". Estos resultados son extraídos de los anexos:

Tabla 24. Resultados de la clasificación del suelo de cada muestra.

Muestra	Clasificación del suelo	
	SUCS	AASHTO
M-01	GW	A-1-a(0)
M-02	GP	A-1-a(0)
M-03	GP	A-1-a(0)
M-04	GP	A-1-a(0)

Adicionalmente, en la Tabla 25 se muestra la cantidad y masa de bolonerías redondeadas del material restante en cada muestra.

Tabla 25. Resultados de la cantidad de bolonería de cada muestra.

Tamiz (pulg)	Cantidad de bolonerías retenidas			
	M-01	M-02	M-03	M-04
6"	0	0	1	0
5"	1	1	1	1
4"	5	3	1	3
3"	8	6	10	9
Total	14	10	13	13
Masa (gr)	24 355	18 516	27 324	18 452

De esta forma, se determina la clasificación del suelo de acuerdo con el estándar SUCS como una grava mal graduada (GP) o, según AASTHO, como cantos de grava y arena (A-1-a(0)), con la observación que contiene un 37.26% en masa de boloneras de piedras redondeadas.

3.3.4 Gravedad específica de los sólidos mediante el desplazamiento de agua

3.3.4.1 Alcance

La norma ASTM D854 (2014), se enfoca en determinar la gravedad específica de los sólidos del suelo que pasan por un tamiz de 4.75 mm (No. 4) utilizando un picnómetro de agua. Se excluyen los sólidos susceptibles a alteraciones por estos métodos, contaminados o altamente orgánicos. Se describen procedimientos para muestras húmedas y secadas al horno, con equipos específicos como picnómetro, balance, horno, termómetro, entre otros. La gravedad específica se calcula a partir de la densidad de los sólidos del suelo y del agua a la temperatura de prueba. Se ofrecen dos métodos, A y B, dependiendo de las características de las muestras.

3.3.4.2 Procedimiento

De una muestra representativa se extrajo el material pasante a través del tamiz de la malla N°4, del cual se tomó una porción de 250 gramos. Este ensayo se realizó con la finalidad de determinar la gravedad específica a 20°C de la matriz del suelo, como paso preliminar a la determinación de la gravedad específica global y como dato inicial para el ensayo de corte directo en la matriz (ver Figura 71).

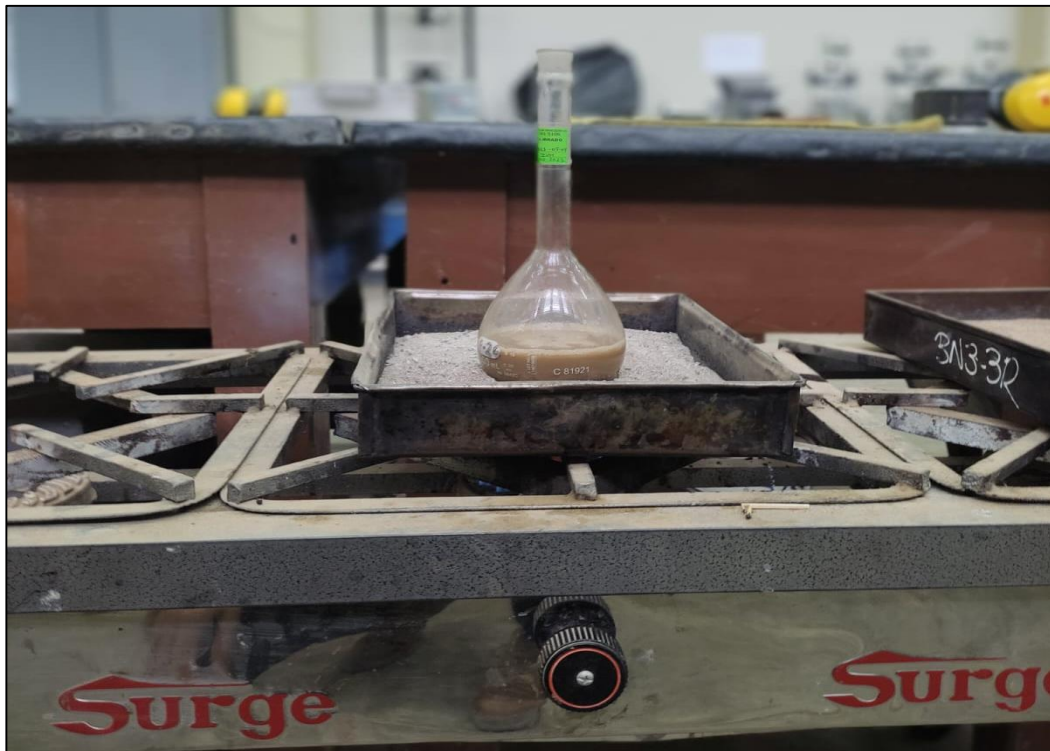


Figura 71. Fotografía del secado del material pasante a través del tamiz de la malla N°4.

Por consiguiente, a partir de los resultados del anexo del ensayo de gravedad específica de sólidos, se determina que la matriz del suelo presenta una Gravedad específica a 20°C de 2.741.

3.3.5 Gravedad específica y absorción del agregado grueso

3.3.5.1 Alcance

La norma ASTM C127 (2014), aborda la evaluación de la densidad relativa (gravedad específica) y la absorción de agregados gruesos. La densidad relativa, una magnitud adimensional, se expresa en términos de secado al horno (OD), superficie seca saturada (SSD) o densidad relativa aparente (gravedad específica aparente). La densidad relativa en condiciones de secado al horno se calcula tras el proceso de secado del agregado, mientras que la densidad relativa y absorción en condiciones de superficie seca saturada se determinan mediante la inmersión del agregado en agua durante un periodo especificado. Este ensayo involucra equipos específicos como balanza, contenedor de muestra, recipiente de agua, tamices, entre otros.

3.3.5.2 Procedimiento

A partir de una muestra representativa del material de agregado grueso, equivalente al suelo retenido en el tamiz de la malla N°4 y la pasante a tamiz de la malla de 3", se tomó una porción de 6 600 gramos. Este ensayo se llevó a cabo con el propósito de determinar la gravedad específica y la absorción del agregado grueso, además como dato final para calcular la densidad específica global (ver Figura 72).



Figura 72. Fotografía del cuarteo del material gravoso retenido en el tamiz N°04 y pasante al tamiz de 3".

De esta manera, a partir de los resultados presentado en el anexo del ensayo de gravedad específica y absorción del agregado grueso, se determina que el agregado grueso presenta una Gravedad específica de 2.731 y un porcentaje de absorción de 0.671%.

3.3.6 Gravedad específica media o global

3.3.6.1 Definición

De acuerdo con la norma ASTM C127 (2014), al realizar pruebas en muestras con diferentes fracciones de tamaño, es posible calcular los valores medios de densidad o densidad relativa (gravedad específica) de cada fracción de tamaño,

utilizando la densidad relativa (gravedad específica) y los porcentajes en peso de cada fracción de tamaño presentes en la muestra original como referencia.

3.3.6.2 Procedimiento

La muestra extraída para la caracterización exhibe, según la granulometría presentada, partículas superiores al tamiz de la malla N°04. Por esta razón, la norma C127 especifica que se puede determinar una gravedad específica media, el cual se interpreta como la Gravedad específica global, mediante la siguiente expresión:

$$G_{global} = \frac{1}{\frac{R}{100 \cdot G_1} + \frac{P}{100 \cdot G_2}}$$

Donde:

R : 76% (porcentaje de suelo retenido en tamiz N°4)

P : 24% (porcentaje de suelo que pasa por el tamiz N°4)

G_1 : 2.731 (Gravedad específica aparente retenido en el tamiz N°4).

G_2 : 2.741 (gravedad específica de los sólidos que pasan el tamiz N°4).

Resultando:

$G_{global} = 2.733$ (gravedad específica media o global)

De esta forma, el suelo de análisis presenta una Gravedad Específica Global a 20°C de 2.733.

3.3.7 Corte directo de suelo en condiciones drenadas consolidado

3.3.7.1 Alcance

La norma ASTM D3080 (2011), tiene como objetivo es establecer la resistencia al corte drenado consolidado de un material de suelo mediante corte directo. El proceso implica la deformación controlada de una muestra a una velocidad específica en o cerca de un solo plano de corte, el cual es determinado por la configuración del dispositivo. En términos generales, se someten a prueba tres o más muestras, cada una bajo una carga normal distinta, con el propósito de evaluar los impactos en la resistencia al corte y el desplazamiento, así como en características de resistencia como las envolventes de resistencia de Mohr.

3.3.7.2 Procedimiento

De la misma forma que se seleccionó el material pasante a través del tamiz de la malla N°4 para la matriz del suelo en el ensayo de gravedad específica de sólidos, se tomó una porción de 100 gramos. El propósito de este ensayo fue determinar los parámetros cortantes de la matriz del suelo, como el ángulo de fricción interna y cohesión. Se tenía conocimiento previo de que este último parámetro sería cero. Además, el ensayo se realizó en condiciones drenadas, a una velocidad controlada de 0.5mm/min (ver Figura 73).



Figura 73. Fotografía del procedimiento del ensayo de corte directo de la matriz del suelo.

Por consiguiente, en base a los resultados del anexo del ensayo de corte directo, se concluye que la matriz del suelo presenta un ángulo fricción interna de 32° y no presenta cohesión.

3.3.8 Densidad y peso unitario mínimo de suelos

3.3.8.1 Alcance

La norma ASTM D4254 (2014), se enfoca en la determinación de la densidad mínima seca por unidad de peso de suelos sin cohesión y con drenaje libre. Estos procedimientos de evaluación son adecuados para suelos con un contenido de

partículas que no exceda el 15% de las que pasen a través del tamiz No.200 (75- μ m) en masa seca.

La normativa presenta tres métodos alternativos para establecer la mínima densidad/peso unitario: el Método A, que utiliza un embudo o cuchara para verter el material en el molde; el Método B, que implica depositar el material en el molde y extraer un tubo lleno de suelo; y el Método C, que consiste en depositar el material invirtiendo un cilindro graduado.

3.3.8.2 Procedimiento

De una gran cantidad de muestra pasante por el tamiz de la malla de 3", se procedió a realizar el cuarteo del material. Este procedimiento tuvo como finalidad verter el material representativo en el cilindro graduado y nivelado con cuidado hasta lograr un enrasado preciso. De esta manera, se busca determinar la densidad mínima del suelo gravoso y obtener este dato preliminar para determinar la densidad relativa del suelo gravoso (ver Figuras 74 y 75).



Figura 74. Fotografía del procedimiento del vertimiento del material dentro cilindro graduado.



Figura 75. Fotografía del procedimiento de enrasado del material en el cilindro graduado.

Por lo tanto, de los resultados de anexo del ensayo densidad mínima, se determina que la densidad mínima del suelo gravoso es de 2.032 gr/cm³.

3.3.9 Densidad y peso unitario máximo de suelo

3.3.9.1 Alcance

La norma ASTM D4253 (2016), Determina el valor de la máxima densidad seca por unidad de peso de suelos sin cohesión y con drenaje libre. Estos métodos de evaluación son adecuados para suelos que pueden contener hasta un 15% en masa seca de partículas que pasen a través de un tamiz No. 200 (75- μ m). Asimismo, estos procedimientos de prueba son útiles para suelos en los cuales el 100% en masa seca de las partículas de suelo pasa a través del tamiz de 3 pulgadas (75 mm).

La normativa presenta cuatro métodos alternativos para determinar el valor de la máxima densidad por unidad de peso unitario de suelos: el Método 1A se utiliza suelo secado mediante un horno y una mesa vibratoria vertical electromagnética, el Método 1B se utiliza suelo húmedo y una mesa de vibración vertical electromagnética, el Método 2A utiliza suelo secado mediante un horno y una

mesa vibratoria vertical excéntrica, y el Método 2B emplea un suelo húmedo y una mesa vibratoria vertical excéntrica.

3.3.9.2 Procedimiento

De la misma forma que se seleccionó el material pasante a través del tamiz de la malla de 3" del suelo en el ensayo de densidad mínima, se vertió material en el cilindro graduado para colocarlo posteriormente en la mesa vibratoria. A fin de conocer la densidad máxima del suelo gravoso y obtener este dato como parte del proceso para calcular la densidad relativa del mismo (ver Figura 76).



Figura 76. Fotografía del cilindro graduado sobre la mesa vibratoria.

De esta manera, de los resultados de anexo del ensayo densidad máxima, se determina que la densidad máxima del suelo gravoso es de 2.341 gr/cm³.

3.3.10 Densidad relativa del suelo

Según la norma ASTM D4254 (2006), menciona que se determina la Densidad Relativa del suelo expresado como un porcentaje, en términos de relación de vacíos o densidad seca, donde para esta investigación se empleará en términos de este último mediante la siguiente ecuación:

$$D_r = \left[\frac{\rho_d - \rho_{dmin}}{\rho_{dmáx} - \rho_{dmin}} \right] \left[\frac{\rho_{dmáx}}{\rho_d} \right] \cdot 100\%$$

Donde:

ρ_d : 2.283 gr/cm³ (Densidad seca in situ)

ρ_{dmin} : 2.032 gr/cm³ (Densidad seca mínima)

$\rho_{dmáx}$: 2.341 gr/cm³ (Densidad seca máxima)

De esta manera, con base en la Tabla 26, se determina que la densidad relativa del suelo gravoso de $D_r = 83.30\%$

Tabla 26. Descripción cualitativa de depósitos granulares (Das, 2015).

Estado del suelo	Densidad Relativa (%)
Muy suelto	0 -15
Suelto	15 - 35
Medio	35 - 65
Denso	65 - 85
Muy denso	85 - 100

De esta forma, se determina que el suelo gravoso de análisis presenta una densidad relativa de 83.30%, lo que equivale una compacidad “Densa”.

3.3.11 Proctor modificado

3.3.11.1 Definición

La norma ASTM D1557-12 (2021), se enfocan en la compactación de suelos en entornos de laboratorio, con el objetivo de determinar la relación entre el contenido de agua y el peso unitario seco de los suelos compactados utilizando moldes de 4 o 6 pulgadas de diámetro dejando caer un molde de 10.00 lbf (44.48-N) desde una altura de 18 pulgadas, generándose un esfuerzo de 56 000 pies-libf/pie³ (2700 KN-m/m³). Los suelos considerados pueden ser naturales de grano fino o

grueso, o mezclas de suelos y agregados. Se presentan tres enfoques alternativos (A, B, C) diferenciados por el tamaño del molde y la composición del material. Además, se establece que, si la muestra contiene más del 5% en masa de fracción gruesa, se deben realizar ajustes, y se advierte sobre posibles variaciones en los resultados según el tamaño del molde.

Estos métodos son aplicables únicamente a suelos con un máximo del 30% en masa de partículas retenidas en la superficie de 3/4 de pulgadas. Se detallan los procedimientos y requisitos para cada método, incluyendo el número de capas, golpes por capa y condiciones de aplicación. Se subraya la necesidad de ajustar los resultados en caso de que la muestra contenga más del 5% de fracción gruesa. Además, se señala que estos métodos podrían no ser apropiados para suelos con libre drenaje, sugiriendo posibles discrepancias con otros métodos de evaluación.

3.3.11.2 Procedimiento

Este ensayo se realizó empelando el método C a pesar de que la muestra presentaba partículas mayores a $\frac{3}{4}$ ". Por consiguiente, se procedió a realizar una corrección de acuerdo con los resultados de la granulometría del material mediante una proporción equivalente de masas. Este ensayo tuvo como finalidad obtener la máxima densidad seca y humedad óptima del material, para ser usado estos datos en el ensayo del Índice de Soporte de California (CBR) (ver Figuras 77 y 78).



Figura 77. Fotografía de la preparación de las muestras del Proctor modificado y CBR



Figura 78. Fotografía del material de grava compactada y humedecido en el molde calibrado.

Por lo tanto, de los resultados de anexo del ensayo de Proctor Modificado presenta una densidad máxima seca de 2.213 gr/cm³ y una humedad óptima de 4.60%.

3.3.12 Índice de Soporte de California (CBR)

3.3.12.1 Definición

La norma ASTM D1883 (2021), centra en la evaluación de la relación de carga de California (CBR) en muestras compactadas en laboratorio, especialmente destinado a evaluar la resistencia de materiales con un tamaño máximo de partícula inferior a 3/4 de pulgada (19 mm). En el caso de materiales con partículas más grandes, el método contempla la adaptación de la gradación para que el material utilizado en la prueba pueda pasar a través de un tamiz de 3/4 de pulgada (19 mm). A pesar de que esta modificación ha sido tradicionalmente empleada para evitar errores al analizar materiales con partículas grandes, es importante señalar que el material modificado podría presentar propiedades de resistencia diferentes.

3.3.12.2 Procedimiento

Este ensayo del Índice de Soporte de California (CBR) se realizó con muestras identificadas a la granulometría empleadas en el ensayo del Proctor Modificado. Así mismo, se utilizaron los resultados del ensayo del Proctor Modificado para llevar a cabo el ensayo del Índice de Soporte de California (CBR), siguiendo los procedimientos establecidos en la norma ASTM D1883 (ver Figuras 79, 80 y 81).



Figura 79. Fotografía de las tres muestras sumergidas en el cilindro.



Figura 80. Fotografía de los moldes retirados del cilindro.



Figura 81. Fotografía del procedimiento de penetración mediante la prensa CBR.

De esta manera, al extraer los resultados del anexo del ensayo del Índice de Soporte de California (CBR), presenta un CBR del 86% para el 95% de la máxima Densidad Seca con una penetración de 0.1"

Capítulo IV: Resultados

4.1 Resultados de los ensayos de placa de carga

4.1.1 Resultados del coeficiente de balasto a partir de las pruebas de carga

Según los resultados de las pruebas de placa de carga, se realizaron tres pruebas para determinar el coeficiente de balasto horizontal (k_{h30}) a diferentes profundidades y una prueba para el coeficiente de balasto vertical (k_{s30}) de manera superficial. Estos valores se obtuvieron mediante tres criterios de obtención distintos, los cuales se detallan en la siguiente Tabla 27.

Tabla 27. Resultados de las pruebas de placa de carga

Prueba	Profundidad (m)	Símbolo	Métodos de obtención		
			N°01	N°02	N°03
N°01	2.30	k_{h30}	6.54	7.70	3.15
N°02	3.30	k_{h30}	9.40	6.13	13.88
N°03	4.30	k_{h30}	11.73	13.44	7.37
N°04	Superficial (1.00)	k_{s30}	24.83	23.91	19.15

4.1.2 Resultados del coeficiente de balasto a partir de la clasificación del suelo

Los valores teóricos mencionados en la sección 2.1.6, titulada "Valores teóricos del coeficiente de balasto", varían según la tipología y la compacidad del suelo. Estos valores están especificados para una placa cuadrada de 0.30m de lado y para el coeficiente de balasto vertical. Sin embargo, no se encontraron valores teóricos exclusivos para grava en el caso del coeficiente de balasto horizontal. Por lo tanto, se ha determinado este valor teórico para la dirección vertical, para ello se recurrió a los resultados obtenidos de la clasificación del suelo, el cual presenta de acuerdo con el estándar SUCS como una grava mal graduada (GP) o, de acuerdo con AASTHO, como cantos de grava y arena (A-1-a(0)), con una compacidad "Densa".

4.1.2.1 Valor propuesto por Jose Jiménez

Según la Tabla 2, para un suelo clasificado como "Grava gruesa con arena gruesa", presenta un coeficiente de balasto vertical para una placa de 0.30 metros de lado se encuentra en el rango de $k_{s30} = [15 \text{ kg/cm}^3 - 20 \text{ kg/cm}^3]$.

4.1.2.2 Valor propuesto por Jose Rodríguez y otros.

Según la Tabla 11, para un suelo clasificado como “Grava arenosa compacta”, presenta un coeficiente de balasto vertical para una placa de 0.30 metros de lado se encuentra en el rango de $k_{s30} = [12 \text{ kg/cm}^3 - 30 \text{ kg/cm}^3]$.

4.1.2.3 Valor propuesto por Jose Calavera

Según la Tabla 14, para un suelo clasificado como “Roca, grava compacta”, presenta un coeficiente de balasto vertical para una placa de 0.30 metros de lado se encuentra en el rango de $k_{s30} > 18 \text{ kg/cm}^3$.

4.1.2.4 Valor propuesto por Nacho Requena

Según la Tabla 15, para un suelo clasificado como “Grava con pobre granulometría y mezclas de arena y gravas. Pocos finos”, presenta un coeficiente de balasto vertical para una placa de 0.30 metros de lado se encuentra en el rango de $k_{s30} = [18 \text{ kg/cm}^3 - 28 \text{ kg/cm}^3]$.

4.1.3 Resultados del coeficiente de balasto a partir del ensayo CBR

Para obtener el coeficiente de balasto a partir del ensayo CBR se implementó el criterio propuesto por Carlos Crespo (2004), mediante una curva logarítmica que relaciona el valor del coeficiente de balasto para una placa de 76cm de lado (k_{s76}) y el CBR. Se procedió, a establecer esta relación basándonos en los resultados del ensayo de CBR, el cual presenta un CBR del 86% para el 95% de la máxima Densidad Seca con una penetración de 0.1” (ver Figura 82).

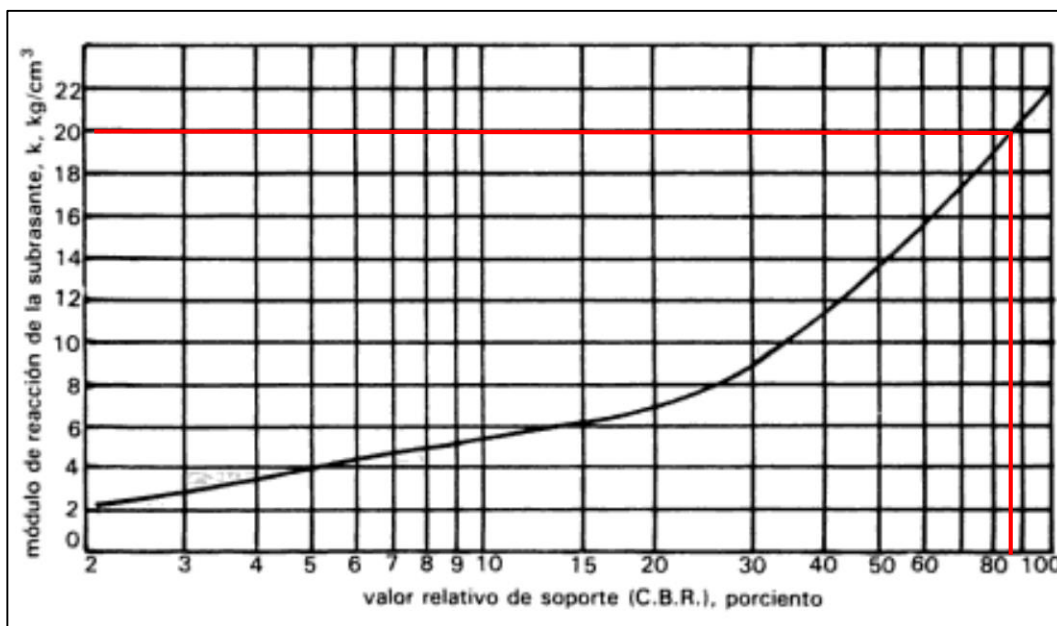


Figura 82. Fotografía del procedimiento de penetración mediante la prensa CBR.

Como resultado de este análisis, se obtiene un coeficiente de balasto $k_{s76} = 20.00$ kg/cm^3 . Seguidamente, para relacionar una placa de menor tamaño, como en este caso de 30cm, y obtener un coeficiente de balasto (k_{s30}), se emplea la expresión proporcionada por el mismo autor:

$$k_D = k_{s76} \left(\frac{D}{76.2} \right)$$

$$k_{s30} = 20 \left(\frac{30}{76.2} \right) = 7.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

4.2 Resultados de la caracterización del suelo gravoso

En el apartado 3.3 de la tesis, titulado "Caracterización del suelo", se detallaron los alcances y procedimientos de cada ensayo utilizados para caracterizar el material gravoso. En este contexto, se presentan en la Tabla 28 los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados.

Tabla 28. Resultados de la caracterización del suelo gravoso.

Ensayo	Norma	Resultados
Densidad de campo	ASTM D1556 (2017)	Presenta una densidad húmeda de 2.283 gr/cm^3 y un contenido de humedad de 0.77%.
Clasificación del suelo	ASTM D6913/D613M (2021)	El suelo se clasifica de acuerdo con el estándar SUCS como una grava mal graduada (GP) o, según AASTHO, (A-1-a(0)), con bolonerías en un 37.26% en masa.
Gravedad específica de los sólidos	ASTM D854 (2014)	La matriz del suelo presenta una Gravedad específica a 20°C de 2.741.
Gravedad específica y absorción del agregado grueso	ASTM C127 (2014)	El agregado grueso presenta una Gravedad específica de 2.731 y un porcentaje de absorción de 0.671%.
Gravedad específica media o global	ASTM C127 (2014)	El suelo gravoso presenta una Gravedad Específica Global a 20°C de 2.733.
Corte directo	ASTM D3080 (2011)	La matriz del suelo presenta un ángulo fricción interna de 32° y no presenta cohesión.
Densidad y peso unitario mínimo	ASTM D4254 (2014)	La densidad mínima del suelo gravoso es de 2.032 gr/cm^3 .
Densidad y peso unitario máximo	ASTM D4253 (2016)	La densidad máxima del suelo gravoso es de 2.341 gr/cm^3 .
Densidad relativa del suelo	ASTM D4253 (2016)	El suelo gravoso de análisis presenta una densidad relativa de 83.30%, lo que equivale una compacidad "Densa".
Proctor modificado	ASTM D1557-12 (2021)	Presenta una densidad máxima seca de 2.213 gr/cm^3 y una humedad óptima de 4.60%.
CBR	ASTM D1883 (2021)	Presenta un CBR del 86% para el 95% de la máxima Densidad Seca con una penetración de 0.1".

Capítulo V: Análisis de resultados

5.1 Análisis de los resultados del coeficiente de balasto

Analizando los resultados de la Tabla 27, que detalla los coeficientes de balasto obtenidos a partir de las pruebas de placa de carga, se observa una notable aproximación entre los métodos de obtención N°01 y N°02 en cuanto a los coeficientes horizontales de balasto. No obstante, el método N°03 se distingue significativamente por presentar resultados variables, especialmente en relación con la profundidad. Esto podría atribuirse a que este método no se adecúa eficazmente a la dirección horizontal, ya que son aplicables para el diseño de pavimentos de concreto hidráulico, planificación y construcción de infraestructuras viales y aeroportuarias, su utilidad es más adecuado en la dirección vertical. Por consiguiente, el método N°03 resulta apropiado para la determinación del coeficiente de balasto en la dirección vertical, aunque los otros métodos también muestran una relación cercana en esta dirección.

Establecer un valor concreto no es una elección sencilla; podría considerarse el promedio de los métodos más adecuados para cada dirección o establecer un rango de valores aceptables. Sin embargo, para esta investigación se optará por el valor proporcionado por el método N°01, dado que este criterio se fundamenta en la fase elástica de la curva esfuerzo - deformación, etapa donde las deformaciones iniciales del suelo son más notables, lo cual es crucial para el análisis de diseño. Además, este método sugiere una línea de ajuste más cercana a los puntos de esta fase, con la condición de interceptar el origen de coordenadas, equivalente a decir que el suelo comienza sin deformaciones ante la ausencia de carga, una representación más real en comparación con el método N°02, que no toma en cuenta esta consideración.

Por tanto, el método N°01 se vislumbra como la elección más lógica y adecuada para determinar el coeficiente de balasto a partir de la curva esfuerzo-deformación derivada del ensayo de placa de carga.

Por otra parte, una forma no idónea de determinar el coeficiente de balasto es a través de métodos teóricos basados en la tipología y compactación del suelo. Por ello, de los valores teóricos expuestos en la sección 4.1.2 "Resultados del coeficiente de balasto según la clasificación del suelo", se puede inferir que el

coeficiente de balasto vertical para una placa cuadrada de 0.30 metros de lado oscila en el rango de $k_{s30} = [15 \text{ kg/cm}^3 - 26 \text{ kg/cm}^3]$, mientras que el coeficiente de balasto vertical obtenido en campo durante esta investigación se encuentra en el rango de $k_{s30} = [19.15 \text{ kg/cm}^3 - 24.83 \text{ kg/cm}^3]$. En consecuencia, se deduce que los resultados obtenidos en campo se ajustan a las predicciones teóricas basadas en la clasificación del suelo.

Finalmente, otra técnica menos efectiva para determinar el coeficiente de balasto vertical implica utilizar una curva logarítmica que relaciona dicho coeficiente con el CBR, donde del resultado de la sección 4.1.3. “Resultados del coeficiente de balasto a partir del ensayo CBR”, se obtiene un valor $k_{s30} = 7.87 \text{ kg/cm}^3$. Por lo tanto, este valor no se ajusta ni con los datos teóricos ni con los resultados obtenidos en esta investigación, esto se puede deber a que este ensayo en grava resulta poco preciso, debido a que en este ensayo se emplea el material pasante a la malla de $\frac{3}{4}$ ”; sin embargo, el suelo gravoso analizado contiene aproximadamente un 60% en masa de partículas mayores a $\frac{3}{4}$ ”, sin considerar la presencia significativa de bolonerías, las cuales representan un 37.26% de la masa total. Estas diferencias en la composición del suelo afectan los resultados del CBR y, por ende, el valor del coeficiente de balasto.

5.2 Análisis de la variación k_{h30} con la profundidad

Para analizar la variación del coeficiente de balasto horizontal k_{h30} en relación con la profundidad, se selecciona un valor específico que se obtendrá utilizando el Método de Obtención N°01. Este método fue identificado como el más apropiado y coherente para determinar el coeficiente de balasto a partir de la curva esfuerzo-deformación (ver Tabla 29 y Figura 83).

Tabla 29. Valores de k_{h30} vs profundidad del ensayo de placa de carga

Profundidad (m)	k_{h30} (kg/cm ³)
-2.30	6.54
-3.30	9.40
-4.30	11.73

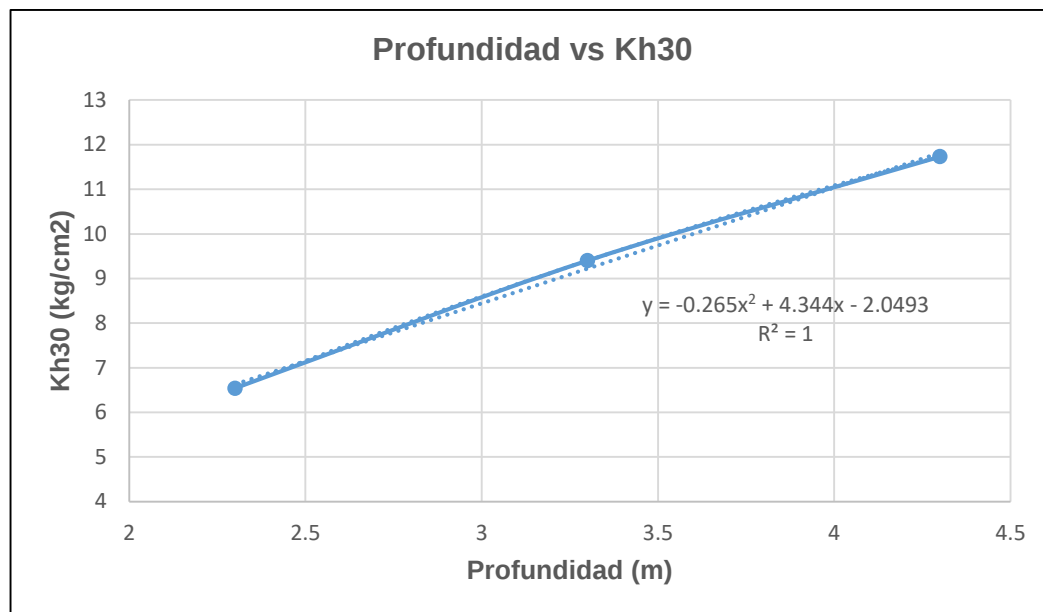


Figura 83. Gráfico y correlación de la profundidad vs k_{h30}

Tras analizar la tendencia y llevar a cabo el ajuste correspondiente en el programa EXCEL, se determinó que la relación se adapta óptimamente a una ecuación cuadrática, con un coeficiente de correlación (R^2) igual a 1. La expresión que describe esta relación es la siguiente:

$$k_{h30} = -0.265P^2 + 4.344P - 2.0493$$

Donde:

k_{h30} : Coeficiente de balasto horizontal de placa de 0.30m de lado (kg/cm²)

P : Profundidad de análisis del ensayo de placa de carga (m)

No obstante, para una mayor precisión, la expresión sería más exacta si el material de análisis fuese homogéneo, como la arcilla o la arena. Sin embargo, en este caso, el material gravoso mostraba una presencia considerable de bolonerías, alcanzando un porcentaje de hasta un 37.26%, lo que lo convierte en un material no homogéneo.

Por lo tanto, es esencial tener en cuenta que el lugar donde se posiciona la placa para llevar a cabo el ensayo de carga horizontal, la presencia de bolonerías puede variar notablemente. Esta variabilidad puede impactar en los resultados, ya que

una mayor cantidad y tamaño de las bolonerías tiende a incrementar la resistencia del material y, por consiguiente, el coeficiente de balasto horizontal.

Por ejemplo, en la primera prueba, se registró un 38.20% de bolonerías, mientras que en la segunda prueba fue de un 29.74%, y en la tercera, alcanzó un 45.95%. Aunque parece haber una tendencia a un aumento de bolonerías con la profundidad, es importante destacar que estas variaciones no pueden generalizarse, ya que el suelo puede presentar variaciones imprevistas a diferentes profundidades.

5.3 Análisis de la relación del k_{h30} , y k_{s30}

Para establecer un valor del coeficiente de balasto vertical k_{s30} , se calcula un promedio basado en los métodos presentados en el capítulo anterior, ya que estos métodos son adecuados para esta dirección y guardan coherencia. Como resultado, se determina que el coeficiente de balasto vertical es $k_{s30}=22.63$ kg/cm³. Por consiguiente, se examina la relación entre el coeficiente de balasto vertical y el coeficiente de balasto horizontal a diversas profundidades, tal como se ilustra en la Tabla 30.

Tabla 30. Relación del k_{h30} y k_{s30} a diferentes profundidades.

Profundidad (m)	k_{h30} (kg/cm ³)	k_{s30}/k_{h30}
2.30	6.54	3.46
3.30	9.40	2.41
4.30	11.73	1.93

Sin embargo, es importante destacar que el coeficiente de balasto vertical establecido se evaluó a una profundidad de 1.00 m, y es probable que este valor aumente ligeramente con la profundidad debido a la presencia creciente de bolonería, lo que incrementa la resistencia del material y, por ende, el coeficiente de balasto vertical. Sería más preciso realizar pruebas de carga vertical en cada nivel de prueba horizontal para obtener una relación más precisa. No obstante, llevar a cabo estas pruebas de manera vertical a diferentes profundidades resulta costoso y complejo.

Por lo tanto, para una estimación más aproximada, sería adecuado comparar k_{s30} con k_{h30} a 2.30m de profundidad, ya que estos valores son los más cercanos en términos de profundidad. En este caso, la relación k_{s30}/k_{h30} es 3.46. Sin embargo, para las demás profundidades, considerando que la granulometría del material de grava no varía significativamente, se pueden emplear estas relaciones de manera conservadora y precisa.

5.4 Consideraciones para el empleo del coeficiente de balasto vertical

En el capítulo 2.1.5. “Obtención y variación del coeficiente de balasto k_s ”, se explicó que la variación del K_s decrece con el incremento del área de contacto de la cimentación, aproximadamente en una función lineal.

Tabla 31. Variación del K_s en función al ancho de la cimentación (Terzagui, 1955)

Suelos arcillosos	Suelos arenosos
$ks = ks_1 \frac{1}{B} \approx ks_{30} \frac{1}{B}$	$ks = ks_1 \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2B} \right)^2 \approx ks_{30} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2B} \right)^2$

De esta manera, en suelos arcillosos se interpreta que para cimentaciones cuadradas de ancho B (en pies o metros), mayor a 1 pie o 0.30m, respectivamente, el coeficiente de balasto disminuiría en función lineal con respecto a su valor inicial (ks_1 o ks_{30}).

De manera similar, en suelos arenosos, se interpreta que para cimentaciones cuadradas de ancho B mayor a 1 pie (o 0.30m) sobre arenas, el coeficiente de balasto disminuiría con respecto a su valor inicial (ks_1 o ks_{30}).

En general en suelos arcillosos y arenosos el coeficiente de balasto tiende a disminuir con respecto al valor inicial.

Por ello, es importante tener claro los rangos de valores de coeficiente de balasto para placas de ensayo (k_{s30}) para realizar una extrapolación lógica a cimentaciones reales. Esta comprensión es clave para evitar la aplicación de valores no representativos.

Sin embargo, la extrapolación de estos valores sigue siendo un área de estudio en desarrollo, ya que puede depender no solo de las dimensiones de la cimentación, sino también de parámetros geotécnicos como el ángulo de fricción interna, la cohesión, el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson, entre otros.

Por ello, esta tesis busca ser un punto de partida para futuras investigaciones que exploren una mejor extrapolación del coeficiente de balasto a cimentaciones reales, considerando todos estos factores.

5.5 Influencia del coeficiente de balasto k_s , en suelo estratificados

En el capítulo 2.1.3.4. “Desestimación de estratos inferiores debido al tamaño de la placa”, se explicó una de las objeciones resaltantes al método, debido a que la profundidad de influencia del bulbo de presiones de la placa de ensayo es menor a la de una cimentación convencional.

El método del coeficiente de balasto simula el suelo como una cama de resortes, donde los resortes presentan una rigidez determinada, y tiene el mismo valor para cualquier punto de la superficie de contacto sobre la cual actúa la presión de contacto, lo que se considera como un valor constante. Sin embargo, en suelos estratificados, la influencia del bulbo de presiones puede atravesar diferentes estratos con variadas condiciones de suelo, alterando la distribución de incrementos de carga y, por ende, altera la rigidez resultante, lo que hace que este valor no sea constante. En consecuencia, se concluye que el método de Winkler no es adecuado para suelos estratificados, ya que las variaciones en la rigidez limitan su precisión.

Por ejemplo, para placas de ensayo de 0.30m de lado, el bulbo de presiones se genera a partir del incremento progresivo y controlado de la carga. Si consideramos que existe influencia cuando el incremento de los esfuerzos supera el 10%, podemos concluir que la influencia del bulbo de presiones para esta placa alcanza una profundidad de hasta 0.60 m, lo que equivale a $2B$, donde B representa el ancho de la placa (ver Tabla 32).

Tabla 32. Resultados de la influencia del bulbo de presiones (método de Boussinesq) considerando una carga de 10Tn para una placa de 0.30mx0.30m

z (m)	$\Delta\sigma$ (Tn/m²)	%Esfuerzo
0.00	111.11	100
0.20	60.99	54.89
0.40	24.15	21.74
0.60	12.01	10.81
0.80	7.080	6.37
1.00	4.60	4.14
1.50	2.09	1.88
2.00	1.18	1.06

De manera similar, para una placa de 0.45 m de lado, la influencia del bulbo de presiones alcanza una profundidad de 0.90 m, lo que equivale a 2B, donde B representa el ancho de la placa (ver Tabla 33).

Tabla 33. Resultados de la influencia del bulbo de presiones (método de Boussinesq) considerando una carga de 10Tn para una placa de 0.45mx0.45m

z (m)	$\Delta\sigma$ (Tn/m²)	%Esfuerzo
0.00	49.38	100
0.20	37.32	75.58
0.40	19.48	39.45
0.60	10.73	21.74
0.80	6.58	13.32
1.00	4.40	8.92
1.50	2.05	4.14
2.00	1.18	2.39

Por último, para una placa de 0.75 m de lado, la influencia del bulbo de presiones alcanza una profundidad de 1.50 m, lo que equivale a 2B, donde B representa el ancho de la placa (ver Tabla 34).

Tabla 34. Resultados de la influencia del bulbo de presiones (método de Boussinesq) considerando una carga de 10Tn para una placa de 0.75mx0.75m

z (m)	$\Delta\sigma$ (Tn/m ²)	%Esfuerzo
0.00	17.78	100
0.20	16.32	91.79
0.40	11.89	66.88
0.60	7.99	44.92
0.80	5.45	30.67
1.00	3.86	21.74
1.50	1.92	10.81
2.00	1.13	6.37
3.00	0.52	2.91

Donde:

z : Profundidad vertical

$\Delta\sigma$: Incremento de esfuerzo

De manera similar, para placas de mayor tamaño, como en el caso de las zapatas convencionales, se debería realizar un ensayo de placa de carga para obtener el valor de k_s correcto. No obstante, debido a la magnitud de la carga necesaria para deformar el suelo a esta escala, esto resulta casi imposible. Aun así, el concepto del bulbo de presiones sigue siendo aplicable, y es esencial determinar su influencia para evaluar si este bulbo atraviesa otros estratos.

Por ello, se recomienda que en suelos estratificados se determine la influencia del bulbo de presiones de la cimentación propuesta, con el fin de verificar si atraviesa estratos inferiores. De esta manera, se puede evaluar la viabilidad de aplicar el método del coeficiente de balasto y, en caso de variaciones de rigidez, desestimarlos.

5.6 Análisis de los valores de k_s de la tabla de Nelson Morrison

En el capítulo 2.1.7.5 “Valores propuestos por Nelson Morrison”, se presentó la Tabla de los valores proporcionados por Nelson Morrison para el coeficiente de balasto vertical (K_s), los cuales están relacionados con la capacidad admisible del terreno (Q_{adm}). Estos valores son específicos para una superficie de apoyo y se utilizan directamente en el Software SAFE (software de análisis y

dimensionamiento de losas y cimentaciones de concreto armado) sin necesidad de modificaciones (ver Tabla 35).

Tabla 35. Valores de coeficiente de balasto vertical (k_s), en función con la capacidad admisible (Morrison, 1993)

Q_{adm} (kg/cm ²)	k_s (kg/cm ³)	Q_{adm} (kg/cm ²)	k_s (kg/cm ³)	Q_{adm} (kg/cm ²)	k_s (kg/cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Sin embargo, la naturaleza de estos valores no se especifica. Aunque los valores de capacidad admisible se basan en la carga última, donde el suelo tiende a fallar

a través de un mecanismo de falla determinado por parámetros geotécnicos, este enfoque se aleja del concepto del coeficiente de balasto. A pesar de esto, se procede a verificar los valores presentados en la Tabla 35.

5.6.1 Suelo de análisis

5.6.1.1 Para una grava

Para el caso de la grava, consideramos los valores obtenidos en la presente tesis y variamos el ángulo de fricción, ya que este es un parámetro muy sensible en la determinación de la capacidad admisible. Esta última se calcula utilizando el método de Karl Terzaghi para una falla general, como se muestra en la Tabla 36.

Datos de la grava:

γ : 2.283 Tn/m³ (Densidad de la grava obtenida en la presente tesis)
 C : 0.000 Tn/m² (Cohesión de la grava obtenida en la presente tesis)
 B : 0.300 m (Ancho de la cimentación cuadrada de análisis)
 D_f : 1.00 m (Profundidad de desplante a considerar)
 FS : 3.00

Resultados:

Tabla 36. Resultados y comparación del coeficiente de balasto K_{s30} sobre grava

Ángulo de fricción ϕ°	Q_{adm} (kg/cm ²)	$K_{Morrison}$ (kg/cm ³)	K_{s30} (kg/cm ³) Dato de tesis	%Error ($\frac{\Delta}{K_{s30}} * 100\%$)
32	2.43	4.86	22.63	79
33	2.77	5.54	22.63	76
34	3.17	6.34	22.63	72
35	3.63	7.26	22.63	68
36	4.16	N.P.	22.63	-
37	4.79	N.P.	22.63	-

Donde:

$K_{Morrison}$: Coeficiente de balasto para una placa de 0.30m según la tabla de Morrison.

K_{s30} : Coeficiente de balasto para una placa 0.30m de lado obtenida en la presente tesis.

$$\Delta : |K_{s30} - K_{Morrison}|$$

De la Tabla 36, se puede inferir que presenta un coeficiente de balasto promedio para una placa de 0.30m de lado, según Morrison, de $K_{Morrison} = 6 \text{ kg/cm}^3$. Al analizar este valor asumiendo algunos asentamientos, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 37. Resultados y comparación del coeficiente de balasto K_{s30} sobre grava

$K_{Morrison}$ (kg/cm^3)	δ (cm)	Qt ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)	Qt ($\frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$)	Qt (tn)
6.00	0.01	0.06	0.60	0.05
6.00	0.02	0.12	1.20	0.11
6.00	0.05	0.30	3.00	0.27
6.00	0.10	0.60	6.00	0.54
6.00	0.15	0.90	9.00	0.81
6.00	0.30	1.80	18.00	1.62
6.00	0.60	3.60	36.00	3.24
6.00	1.00	6.00	60.00	5.40
6.00	1.50	9.00	90.00	8.1
6.00	2.00	12.00	120.00	10.8
6.00	2.50	15.00	150.00	13.5
6.00	3.00	18.00	180.00	16.2

Donde:

$K_{Morrison}$: Coeficiente de balasto para una placa de 0.30m según la tabla de Morrison.

δ : Asentamiento considerado

$Qt = K_{Mor.} * \delta$: Carga transmitida

5.6.1.2 Para una arena

Para el caso de una arena, consideramos valores representativos de este suelo y también variamos el ángulo de fricción, calculado mediante el método de Karl Terzaghi para una falla general. Este método nos proporciona un valor más alto en comparación con la falla por corte, acercándonos así a los valores sugeridos por Morrison.

Datos de la arena

γ : 1.700 Tn/m³ (Densidad de la arena a considerada)
 C : 0.000 Tn/m² (Cohesión de la grava)
 B : 0.300 m (Ancho de la cimentación cuadrada de análisis)
 D_f : 1.000 m (Profundidad de desplante a considerar)
 FS : 3.00

Resultando:

Tabla 38. Resultados y comparación del coeficiente de balasto k_{s30} sobre arena

Ángulo de fricción ϕ°	Q_{adm} (kg/cm ²)	$K_{Morrison}$ (kg/cm ³)	K_{s30} (kg/cm ³) Teórico	Variación ($\frac{\Delta}{K_{s30}} * 100\%$)
26	0.88	1.98	6.00 -15.00	67 - 87
27	0.97	2.15	6.00 -15.00	64 - 86
28	1.09	2.36	6.00 -15.00	61 - 84
29	1.24	2.63	6.00 -15.00	56 - 82
30	1.40	2.92	6.00 -15.00	51 - 81

Donde:

$K_{Morrison}$: Coeficiente de balasto para una placa de 0.30m según la tabla de Morrison.

K_{s30} : Coeficiente de balasto para una placa 0.30m de lado teórico.

Δ : $|K_{s30} - K_{Morrison}|$

De la Tabla 38, se puede inferir que presenta un coeficiente de balasto promedio para una placa de 0.30m de lado, según Morrison, de $K_{Morrison} = 2.40 \text{ kg/cm}^3$. Al analizar este valor asumiendo algunos asentamientos, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 39. Resultados y comparación del coeficiente de balasto Ks30 sobre grava

$K_{Morrison}$ (kg/cm ³)	δ (cm)	Qt ($\frac{kg}{cm^2}$)	Qt ($\frac{tn}{m^2}$)	Qt (tn)
2.40	0.01	0.02	0.24	0.02
2.40	0.02	0.05	0.48	0.04
2.40	0.05	0.12	1.20	0.11
2.40	0.10	0.24	2.40	0.22
2.40	0.15	0.36	3.60	0.32
2.40	0.30	0.72	7.20	0.65
2.40	0.60	1.44	14.40	1.30
2.40	1.00	2.40	24.00	2.16
2.40	1.50	3.60	36.00	3.24
2.40	2.00	4.80	48.00	4.32
2.40	2.50	6.00	60.00	5.40
2.40	3.00	7.20	72.00	6.48

Donde:

$K_{Morrison}$: Coeficiente de balasto para una placa de 0.30m según la tabla de Morrison.

δ : Asentamiento considerado

Qt : Carga transmitida

Los valores presentados por Nelson Morrison en 1993, en las Tablas 36 y 38 se verifica que varían en un 73.75% con respecto al valor empírico del coeficiente de balasto K_{s30} en gravas obtenido en la presenta tesis; mientras que, en arena la variación oscila entre un [60% - 84%] con respecto a los valores teóricos del coeficiente de balasto K_{s30} .

Además, de los asentamientos considerados para el caso de una grava y arena, como se muestra en las Tablas 37 y 39 respectivamente, se observa que para una placa de 0.30 m transmite cargas excesivamente altas, alcanzando 6.00kg/cm² toneladas para la grava y 2.40kg/cm² para la arena cuando los asentamientos son de aproximadamente 1.00 cm.

De esta manera, a partir de los resultados de la verificación, se concluye que el uso de estos valores propuestos por Morrison puede ocasionar errores de cálculo

debido a una interpretación incorrecta del concepto, lo cual afecta negativamente el diseño de cimentaciones. Se recomienda verificar estos valores antes de su aplicación.

5.7 Análisis de vigas sobre cimentaciones elásticas

En el capítulo 2.1.6. “Vigas sobre cimentaciones elásticas”, se determina la ecuación de la deformada de viga, mediante la ecuación general:

$$y = e^{\beta x} (A \cos(\beta x) + B \operatorname{sen}(\beta x)) + e^{-\beta x} (C \cos(\beta x) + D \operatorname{sen}(\beta x)) \quad (11)$$

Ahora, con la finalidad de encontrar la deformada de esta ecuación, asumimos que la longitud de la viga es infinita ($L = \infty$). Así mismo, establecemos el origen de coordenadas en el punto de aplicación de una carga (P), aplicada en el centro de la viga (ver Figura 84).

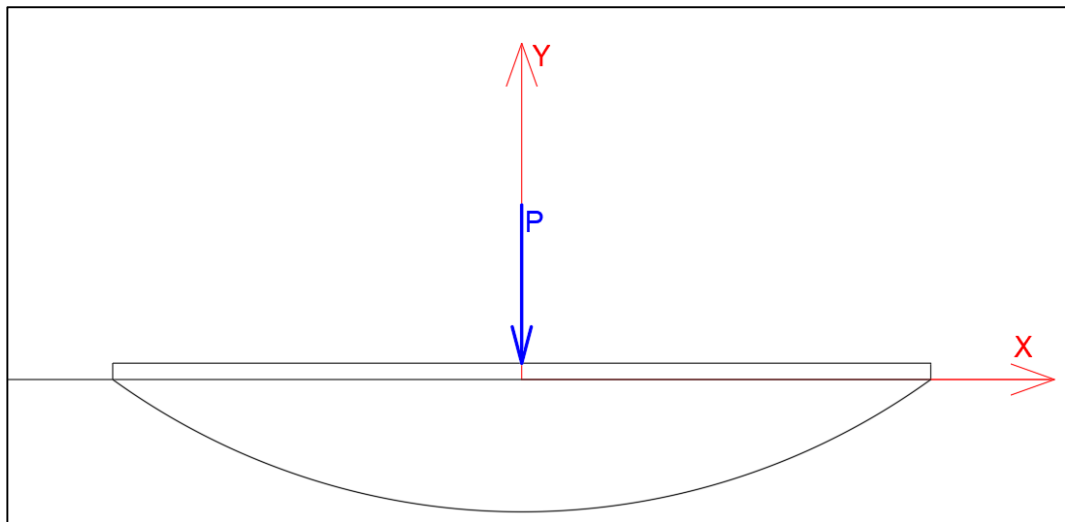


Figura 84. Esquema de la deformada de la viga sobre medio elástico

Establecemos condiciones de borde, para determinar las constantes A , B , C y D . Para ello, tenemos que para $X = L = \infty \rightarrow Y = 0$, reemplazando en la ecuación (15), tenemos:

$$0 = e^{\beta \infty} (A \cos(\beta \infty) + B \operatorname{sen}(\beta \infty)) + e^{-\beta \infty} (C \cos(\beta \infty) + D \operatorname{sen}(\beta \infty))$$

$$0 = \alpha \cdot (A \cos(\beta \alpha) + B \operatorname{sen}(\beta \alpha)) + 0 \cdot (C \cos(\beta \alpha) + D \operatorname{sen}(\beta \alpha))$$

Para que cumpla la ecuación, entonces necesariamente $A = 0$ y $B = 0$.

La ecuación 11 se reduce a:

$$y = e^{-\beta x} (C \cos(\beta x) + D \operatorname{sen}(\beta x)) \quad (12)$$

Además, para $X = 0$, la deformada es máxima, quiere decir que la pendiente asociada a la deformada es 0, equivalente a decir:

$$X = 0 \rightarrow \frac{dy}{dx} = 0$$

Derivamos la ecuación 12, resultando:

$$\frac{dy}{dx} = -\beta e^{-\beta x} ((D - C) \cos(\beta x) + (C + D) \operatorname{sen}(\beta x)) \quad (13)$$

Reemplazo en la ecuación 13, tenemos:

$$0 = -\beta e^{-\beta 0} ((D - C) \cos(\beta 0) + (C + D) \operatorname{sen}(\beta 0))$$

Resultado, $C = D$.

La ecuación 12 se reduce a:

$$y = e^{-\beta x} C (\cos(\beta x) + \operatorname{sen}(\beta x)) \quad (14)$$

Para determinar la constante C ; recurrimos analizar el comportamiento de la fuerza cortante donde para $x = 0 \rightarrow \tau = -P$; considerando la parte derecha de la viga tenemos, $\tau/2 \rightarrow -P/2$.

De la ecuación de la cortante, tenemos:

$$\frac{d^3y}{dx^3}EI = -\frac{P}{2} \quad (15)$$

La tercera derivada de la ecuación 14, es:

$$\frac{d^3y}{dx^3} = 4\beta^3 C e^{-\beta x} \cos(\beta x) \quad (16)$$

Reemplazando la ecuación 15 en la ecuación 16:

$$-\frac{P}{2} = 4\beta^3 C e^{-\beta 0} \cos(\beta 0) EI \quad (16)$$

Resultando:

$$-\frac{P}{2} = 4\beta^3 C e^{-\beta 0} \cos(\beta 0) EI$$

La ecuación 14 se reduce a:

$$y = e^{-\beta x} \frac{P}{8\beta^3 EI} (\cos(\beta x) + \operatorname{sen}(\beta x))$$

Donde:

$$\beta^4 = \frac{(k)}{4EI}$$

Además,

$$k = (w)(b)$$

Asumiendo, $w = 10 \text{ kg/cm}^3$, para suelos densos según Grekow et al. (1982) y un ancho de $b = 1$, tenemos $k = 100000 \text{ kg/m}^2$ (coeficiente de proporcionalidad linealizado).

Asumimos también:

$$E = 2\,100\,000\,000\, \text{kg/m}^2 \text{ (Módulo de elasticidad de viga de concreto)}$$

Y, para la inercia de la sección transversal de ancho $b = 1\text{m}$, y un espesor de la viga $H = 1\text{m}$, se obtiene:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.083\text{m}^3$$

De esta forma obtenemos que:

$$\beta = 0.109$$

Resultado la ecuación:

$$y = e^{-0.109x} \frac{P}{1829382.44} (\cos(\beta x) + \text{sen}(\beta x))$$

Para una carga de $P = 30$ toneladas, tenemos la siguiente tabla y distribución respectivamente.

Tabla 40. Resultados de la viga de $L=\infty$, sobre medio elástico para una carga de $P=30$ tn.

X>0 (m)	Y (mm)
0.00	1.64
0.50	1.64
1.00	1.62
2.00	1.57
5.00	1.30
10.00	0.74
15.00	0.30
20.00	0.04



Figura 85. Deformada de una viga de $L=\infty$, sobre medio elástico para una carga de $P=30$ tn.

Independientemente de la carga aplicada, la deformación sigue una tendencia similar, lo que sugiere que este método podría proporcionar resultados razonablemente coherentes. No obstante, desde su concepción, el método se basa en suposiciones altamente teóricas, como considerar que la longitud de la viga es infinita ($L=\infty$). Esta condición dificulta realizar comparaciones con otros métodos de cálculo debido a las diferencias fundamentales en sus supuestos.

Adicionalmente, el coeficiente de proporcionalidad k , se asume constante para cualquier dimensión de la viga o placa, lo cual ha sido objeto de reiteradas observaciones. Este coeficiente depende directamente de las dimensiones de la viga o placa y no debería ser tratado como un valor constante, especialmente en el caso de una viga de longitud infinita.

Conclusiones

Los valores del coeficiente de balasto horizontal muestran un incremento significativo en relación con la profundidad. A 2.30 metros de profundidad, se registra un coeficiente de balasto horizontal k_{h30} de 6.54 kg/cm³, que aumenta a 9.40 kg/cm³ a 3.30 metros y 11.73 kg/cm³ a 4.30 metros de profundidad. Estos datos muestran una tendencia que puede ser modelada de manera más precisa mediante la expresión, $k_{h30} = -0.265P^2 + 4.344P - 2.0493$ donde P representa la profundidad en metros.

El valor del coeficiente de balasto vertical se evaluó a una profundidad de 1.00 m obteniendo un k_{s30} de 22.63 kg/cm³. Este valor se sitúa dentro del rango teórico establecido por la clasificación del suelo, el cual varía entre $k_{s30} = [15 \text{ kg/cm}^3 - 26 \text{ kg/cm}^3]$. En consecuencia, se deduce que los resultados obtenidos en campo se ajustan a las predicciones teóricas basadas en la clasificación del suelo.

Por otro lado, el coeficiente de balasto vertical obtenido mediante en ensayo CBR, se obtiene un valor de $k_{s30} = 7.87 \text{ kg/cm}^3$. Este valor difiere tanto de los datos teóricos como de los obtenidos en esta investigación. La discrepancia puede atribuirse a la falta de precisión del ensayo CBR en grava, que utiliza material pasante a la malla de $\frac{3}{4}$ ", mientras que el suelo gravoso analizado contiene aproximadamente un 60% en masa de partículas mayores a $\frac{3}{4}$ ", sin considerar la presencia significativa de bolonerías que representan un 37.26% de la masa total. Estas diferencias en la composición del suelo afectan los resultados del CBR y, por ende, el coeficiente de balasto.

La relación más cercana entre los coeficientes de balasto vertical y horizontal para una placa cuadrada de 0.30 m de lado es k_{s30}/k_{h30} es 3.46. No obstante, este valor puede fluctuar según la profundidad debido al incremento de la bolonería. Si la granulometría del material de grava no experimenta cambios significativos, esta relación puede utilizarse de manera conservadora y precisa

Del análisis de los valores de coeficiente de balasto k_s , presentados de la Tabla de Nelson Morrison en 1993, se concluye que, el empleo de estos valores puede

ocasionar errores significativos de cálculo debido a una interpretación incorrecta del concepto, lo cual afecta negativamente el diseño de cimentaciones.

La teoría de vigas sobre cimentaciones elásticas se basa en suposiciones altamente teóricas, como considerar que la longitud de la viga es infinita ($L=\infty$). Esta condición dificulta su aplicación en la práctica. Además, el coeficiente de proporcionalidad k , se asume constante para cualquier dimensión de la viga o placa, lo cual ha sido objeto de reiteradas observaciones. Este coeficiente depende directamente de las dimensiones de la viga o placa y no debería ser tratado como un valor constante, especialmente en el caso de una viga de longitud infinita.

En la extrapolación del valor inicial de coeficiente de balasto k_{s30} , a una cimentación convencional, sigue siendo un área de estudio en desarrollo, ya que puede depender no solo de las dimensiones de la cimentación, sino también de parámetros geotécnicos como el ángulo de fricción interna, la cohesión, el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson, entre otros.

Por ello, esta tesis busca ser un punto de partida para futuras investigaciones que exploren una mejor extrapolación del coeficiente de balasto a cimentaciones reales.

Las pruebas de placa de carga horizontal resultaron muy complicadas debido a la excavación controlada realizada hasta una profundidad de 4.30 m. A medida que se profundizaba, los tamaños de las bolonerías aumentaban, lo que dificultaba su extracción. Además, la construcción de un elemento de reacción como un dado de concreto prolongó el tiempo de ejecución de la prueba, ya que se necesitaba esperar al menos 7 días para alcanzar una resistencia media alta. Antes de llevar a cabo las pruebas, también fue necesario estabilizar las paredes del talud, ya que la penetración de la gata en el suelo provocaba vibraciones leves en la pared. Esto resultaba en el deslizamiento de partículas o masas de grava, que podían caer sobre los dispositivos y provocar la finalización prematura de las pruebas.

La prueba de placa de carga vertical resultó complicado, debido al elemento de reacción utilizado, que en este caso fue un volquete cargado de 18 m³.

Inicialmente se planeó que la parte trasera del eje soportará una carga de 30 toneladas; sin embargo, no se recomendó apoyar la carga en esta área para evitar daños al volquete. Por esta razón, se optó por apoyarla sobre el chasis, a pesar de saber que este soportaría menos peso de lo estimado. No obstante, el chasis se levantó antes de lo esperado durante las pruebas. Afortunadamente, se logró describir algunos puntos de la fase elástica en el proceso.

El suelo gravoso analizado se clasifica según el estándar SUCS como grava mal graduada (GP) o, según AASTHO, como (A-1-a(0)), con un contenido de bolonerías del 37.26% en masa. Su densidad de campo es de 2.283 gr/cm^3 , con un contenido de humedad del 0.77%. La matriz de esta grava tiene una gravedad específica a 20°C de 2.741 y un ángulo de fricción de 32° , sin cohesión presente.

El agregado grueso del suelo gravoso analizado contiene un con una gravedad específica de 2.731 y un porcentaje de absorción del 0.671%. La grava presenta una densidad mínima de 2.032 gr/cm^3 y una densidad máxima de 2.341 gr/cm^3 , resultando en una densidad relativa del 83.30%, clasificada como "Densa".

Además, el suelo gravoso analizado de análisis tiene una densidad máxima seca de 2.213 gr/cm^3 y una humedad óptima del 4.60%, lo que logra un CBR del 86% para el 95% de la máxima densidad seca con una penetración de 0.1".

Recomendaciones

En las pruebas de placa de carga, es esencial tener en cuenta el lugar donde se posiciona la placa de contacto, la presencia de bolonerías detrás de estas placas puede variar notablemente. La variabilidad en la cantidad y tamaño de las bolonerías puede impactar notablemente en los resultados, dado que una mayor presencia y tamaño de estas suele aumentar la resistencia del material y, por ende, el coeficiente de balasto.

Además, se recomienda considerar los problemas que surgieron antes, durante y después de cada prueba, como se detalla en esta investigación. La falta de una normativa específica para el procedimiento correcto, así como la escasez de información sobre los riesgos y las consideraciones necesarias antes, durante y después de las pruebas, hacen que sea poco común obtener valores de k_h en campo. Por tanto, esta tesis busca destacar estas consideraciones para futuras investigaciones.

En la prueba de placa de carga vertical, se recomienda utilizar un volquete cargado con una capacidad igual o superior a 18 m³ como elemento de reacción. Es importante calcular el centroide aproximado del volquete para apoyar la carga de reacción en este punto y así obtener una mayor carga de reacción. Sin embargo, se debe proteger este sistema con vigas reforzadas para evitar daños en el volquete. Además, es crucial contar con un área de trabajo amplia que permita al volquete realizar maniobras para estacionarse fácilmente.

Para establecer una relación adecuada entre el coeficiente de balasto vertical y el coeficiente de balasto horizontal k_{s30}/k_{h30} , se sugiere llevar a cabo pruebas de carga vertical en cada nivel de prueba horizontal. Esto se debe a que es probable que el valor del coeficiente vertical aumente ligeramente con la profundidad debido a la presencia creciente de bolonería, lo que a su vez incrementa la resistencia del material y, por consiguiente, el coeficiente de balasto vertical. Aunque, llevar a cabo estas pruebas de manera vertical a diferentes profundidades resulta costoso y complejo.

En el empleo de los valores del coeficiente de balasto, es importante tener claro los rangos de valores de coeficiente de balasto para placas de ensayo (k_{s30}) para realizar una extrapolación lógica a cimentaciones reales. Esta comprensión es clave para evitar la aplicación de valores no representativos.

En terrenos con suelos estratificados, se recomienda determinar la influencia del bulbo de presiones de la cimentación propuesta, con el fin de verificar si atraviesa estratos inferiores. De esta manera, se puede evaluar la viabilidad de aplicar el método del coeficiente de balasto y, en caso de variaciones de rigidez, desestimarlos.

Al caracterizar un material de suelo gravoso, es fundamental considerar ciertos aspectos debido a su composición con numerosas partículas de gran tamaño, incluyendo bolonerías (partículas mayores a 3"). Los ensayos de laboratorio para esta caracterización se centran en las partículas menores a 3" y, en algunos casos, en las menores a $\frac{3}{4}$ ", dejando de lado una parte significativa de las partículas que conforman una proporción considerable de la masa total. Esto puede llevar a resultados de ensayos poco precisos y a veces distantes de la realidad, lo que afecta las correlaciones con el coeficiente de balasto. Por ejemplo, el ensayo CBR arrojó un valor alejado de lo esperado tanto teóricamente como en la práctica, según lo evidenciado en esta investigación.

Referencias bibliográficas

- Alarcón, D. (2020). *Relación de la caracterización de los suelos con el coeficiente de balasto en el distrito de Pilcomayo* [Tesis de pregrado, Universidad Peruana Los Andes]. Repositorio de tesis UPLA.
https://repositorio.upla.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12848/2771/T037_42080792_T.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- American Society for Testing and Materials. (2014). *Standard Test Method for Density, Relative Density* (ASTM C127).
<https://store.astm.org/c0127-24.html>
- American Society for Testing and Materials. (2016). American Society for Testing and Materials. *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density* (ASTM D4254).
<https://www.astm.org/d4254-00.html>
- American Society for Testing and Materials. (2017). *Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings* (ASTM D1194).
<https://www.astm.org/d1194-94.html>
- American Society for Testing and Materials. (2021). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³))* (ASTM D1557-12).
<https://www.astm.org/d1557-12.html>
- American Society for Testing and Materials. (2019). *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table* (ASTM D4253).
<https://www.astm.org/d4253-16.html>
- American Society for Testing and Materials. (2021). *Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis* (ASTM D6913).
<https://www.astm.org/d6913-04r09e01.html>
- American Society for Testing and Materials. (2021). *Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils* (ASTM D1883).
<https://store.astm.org/d1883-21.html>

- American Society for Testing and Materials. (2023). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by the Water Displacement Method* (ASTM D854).
<https://store.astm.org/d0854-23.html>
- American Society for Testing and Materials. (2024). *Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method* (ASTM D1556).
https://store.astm.org/d1556_d1556m-15e01.html
- Arrúa, P. & Aiassa G. (2009). Curvas de transferencia de carga horizontal p-y para suelos limosos loésicos. *Revista EIA*, 11(1), 131-143.
<https://www.redalyc.org/pdf/1492/149212825010.pdf>
- Budhu, M. (2011). *Soil mechanics and foundations* (3a ed.). John Wiley & Sons.
<https://kwkhaing.wordpress.com/wp-content/uploads/2014/12/budhu-soil-mechanics-foundations-3rd-txtbk.pdf>
- Buitrón, E. (2017). *Estudio experimental del módulo de reacción de la subrasante mediante el ensayo de gato plano en el plano horizontal* [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica Nacional de Ecuador]. Repositorio Digital EPN.
https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/17461?utm_source=chatgpt.com
- Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design* (5a ed.). McGraw-Hill
<https://cequcest.files.wordpress.com/2015/09/je-bowles>
isbn0071188444.
- Calavera, J. (2000). *Cálculo de Estructuras de Cimentación* (4a ed.). Infoprint.
- Chuquillanqui, J. (1976). *Dinámica de cimentaciones para maquinas* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de ingeniería]. Repositorio UNI.
<https://cybertesis.uni.edu.pe/handle/20.500.14076/27461>
- Cortés, J. (2010). *Estudio exploratorio para la determinación del coeficiente de balasto a partir de ensayos en laboratorio para suelos cohesivos* [Tesis de pregrado, Escuela Ingeniería en Construcción Instituto Tecnológico de Costa Rica]. Repositorio del Instituto de Costa Rica.

- https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6149/estudio_exploratorio_determinaci%C3%B3n_coeficiente_balasto.pdf?isAllowed=y&sequence=1
- Crespo, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (5a ed.). Limusa.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (7a Ed.). Cengage Learning.
- Das, B. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (5a ed.) Cengage Learning.
- Errázuriz, E. (2009). *Pantallas de contención métodos de diseño y aplicaciones* [Tesis de grado, Universidad de Chile]. Repositorio Académico de la Universidad de Chile.
<https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/102148>
- Fratelli, M. (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros* (1a ed.). Astrom.
https://www.academia.edu/8952724/SUELOS_FUNDACIONES_y_MUROS_Maria_Graciela_Fratelli
- Grekow, A., Isnard, V. & Mrozowicz, P. (1982). *Formulario del ingeniero* (1a ed.). Urmo.
- Hetényi, M. (1946). *Beams on elastic foundation* (1a ed.). University of Michigan Press.
- Hibbeler, R. (2017). *Mecánica de Materiales* (9a ed.). Pearson.
- Jiménez, J. (1980). *Cimentaciones superficiales*. (1a ed.). Editorial Rueda.
- Leoni, A. (2005). *Apunte de Coeficiente de Balasto* (1a ed.). Universidad Nacional de La Plata.
<https://docplayer.es/30465013-Apunte-de-coeficiente-de-balasto.html>.
- Morrison, N. (1993). *Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de winkler*. (1a ed.). Universidad Politécnica de Cataluña.
<https://es.scribd.com/document/624148687/Modulo-de-Reaccion-del-Suelo-Datos-para>
- Muzás, F. (2002). Consideraciones sobre la elección de coeficientes de balasto. *Revista de obras públicas*, 1(1), 45-51.
https://eva.fing.edu.uy/pluginfile.php/24071/mod_folder/content/0/2019/Bibliografia/Coeficientes%20de%20balasto/Coeficiente%20de%20balasto.pdf?forcedownload=1

- Norma Técnica peruana (2001). *Método de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estática y para cimientos aislados* (NTP 339.153).
<https://es.scribd.com/document/673130178/21738-339153>
- Prakash, S. & Sharma H. (1990) *Pile foundations in engineering practice* (1a ed.). John Wiley & Sons.
- Quispe, G. (2020). *Caracterización de suelos para la obtención de coeficiente de balasto, Distrito San Agustín de Cajas, año 2017* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Centro del Perú]. Repositorio UNCP.
<https://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12894/5267/Socualaya%20Cardenas.pdf?isAllowed=y&sequence=1>
- Requena, N. (2007). *Determinación del coeficiente de balasto* (1a ed.). Amstrom.
<https://es.scribd.com/document/55433062/DeterminaciOn-Del-Coeficiente-de-Balasto-en-Cimentaciones>
- Rodríguez, J., Serra, J. & Oteo, C. (1995). *Determinación del coeficiente de balasto* (3a ed.). COAM.
- Socualaya, K. (2017). *Desarrollo de un software de cálculo de pantallas de hórsmigon armado por el método tensión deformación (Método del coeficiente de balasto)* [Tesis de grado, Universidad Mayor de San Andrés]. Repositorio UNCP.
<https://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12894/5267/Socualaya%20Cardenas.pdf?isAllowed=y&sequence=1>
- Terzaghi, K. (1955). Evaluation of Coefficients of Subgrade reaction. *Geotechnique*, 5 (4), 41-50.
https://www.ucursos.cl/ingenieria/2011/1/CI5401/1/material_docente/bajar?id=35602.
- Unión Norma Española (2006). *Método de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estática y para cimientos aislados* (UNE 103808).
<https://www.une.org/encuentra-tu-norma/busca-tu-norma/norma?c=N0035529>
- Vesic, A. (1961). Behaviour of foundations under lateral loading. *Journal of Soil Mechanics and Foundations División*, 87(3), 1-16.

Anexos

Anexo A: Ensayo de densidad de campo	159
Anexo B: Ensayo de análisis granulométrico	163
Anexo C: Ensayo de gravedad especifica y absorción de agregado grueso ..	168
Anexo D: Ensayo de gravedad especifica de solidos	170
Anexo E: Ensayo de corte directo	172
Anexo F: Ensayo de densidad máxima y mínima	175
Anexo G: Ensayo de proctor modificado	177
Anexo H: Ensayo de CBR	179
Anexo I: Ensayo de placa de carga horizontal	183
Anexo J: Ensayo de placa de carga vertical.....	187
Anexo K: Certificado de calibración	189

ANEXO A

ENSAYOS DE DENSIDAD DE CAMPO

ENSAYOS DE DENSIDAD DE CAMPO A UNA PROFUNDIDAD DE 2.30M

	UNI - FIC- Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos	Código:	SGC-RG-20
	ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO - MÉTODO DEL	Versión:	0
	CONO DE ARENA - ASTM D 1556/MTC E 117	Fecha:	21/10/2023

Técnico: R. Puchiri P.

Informe N°01

Fecha: 20/10/2023

Cantera:

Ubicación: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Muestra: 01

Prof(m): 2.30

Lado					
Densidad N°	1				

A. DENSIDAD DE CAMPO

Densidad de la arena usada	1.402				
Peso (arena + frasco)	37954				
Peso (arena que queda + frasco)	18069				
Peso arena usada	19885				
Volumen del cono	5321.7				
Volumen del hueco	8861.6				
Peso suelo total húmedo + recipiente	20890				
Peso de recipiente	705				
Peos del suelo total húmedo	20185				
Peso de grava > 3/4"	-				
Peso de grava entre 3/4"-3/8"	-				
Peso de grava entre 3/8"-N°4	-				
Peso de grava > N°4	-				
% de grava > 3/4"	-				
% de grava entre 3/4"-3/8"	-				
% de grava entre 3/8"-N°4	-				
% de grava > N°4	-				
Densidad del suelo húmedo gr/cm3	2.278				
Contenido de humedad del suelo %	0.76				
Densidad del suelo seco g/cc	2.261				

B. HUMEDAD

Peso (suelo total húmedo + tara)	20890				
Peso de tara	705				
Peso (suelo seco + tara)	20738				
Peso de agua	152				
Peso de suelo seco	20033				
Contenido de humedad del suelo %	0.76				

C. PORCENTAJE DE COMPACTACIÓN

Densidad del suelo seco natural g/cc	-				
Máxima densidad seca : Próctor g/cc	-				
Óptimo contenido de humedad (%) Próctor	-				
Peso específico de gravas (gr/cc)	-				
Máxima densidad seca corregida (gr/cc)	-				
Porcentaje de Compactación %	-				

D. OBSERVACIONES

.....

.....

ENSAYOS DE DENSIDAD DE CAMPO A UNA PROFUNDIDA DE 3.30M

	UNI - FIC- Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos	Código:	SGC-RG-20
	ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO - MÉTODO DEL	Versión:	0
	CONO DE ARENA - ASTM D 1556/MTC E 117	Fecha:	31/10/2023

Técnico: R. Puchiri P.

Informe N°02

Fecha: 31/10/2023

Cantera:

Ubicación: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Muestra: 02

Prof(m): 3.30

Lado					
Densidad N°	1				

A. DENSIDAD DE CAMPO

Densidad de la arena usada	1.402				
Peso (arena + frasco)	38962				
Peso (arena que queda + frasco)	18003				
Peso arena usada	20959				
Volumen del cono	5321.7				
Volumen del hueco	9627.7				
Peso suelo total húmedo + recipiente	23472				
Peso de recipiente	1509				
Peso del suelo total húmedo	21963				
Peso de grava > 3/4"	-				
Peso de grava entre 3/4"-3/8"	-				
Peso de grava entre 3/8"-N°4	-				
Peso de grava > N°4	-				
% de grava > 3/4"	-				
% de grava entre 3/4"-3/8"	-				
% de grava entre 3/8"-N°4	-				
% de grava > N°4	-				
Densidad del suelo húmedo gr/cm3	2.281				
Contenido de humedad del suelo %	0.77				
Densidad del suelo seco g/cc	2.264				

B. HUMEDAD

Peso (suelo total húmedo + tara)	23472				
Peso de tara	1509				
Peso (suelo seco + tara)	23304				
Peso de agua	168				
Peso de suelo seco	21795				
Contenido de humedad del suelo %	0.77				

C. PORCENTAJE DE COMPACTACIÓN

Densidad del suelo seco natural g/cc	-				
Máxima densidad seca : Próctor g/cc	-				
Óptimo contenido de humedad (%) Próctor	-				
Peso específico de gravas (gr/cc)	-				
Máxima densidad seca corregida (gr/cc)	-				
Porcentaje de Compactación %	-				

D. OBSERVACIONES

.....
.....

ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO A UNA PROFUNDIDAD DE 4.30M

	UNI - FIC- Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos	Código:	SGC-RG-20
	ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO - MÉTODO DEL	Versión:	0
	CONO DE ARENA - ASTM D 1556/MTC E 117	Fecha:	29/11/2023

Técnico: R. Puchiri P.

Informe N°03

Fecha: 29/11/2023

Cantera:

Ubicación: UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Muestra: 03

Prof(m): 4.30

Lado					
Densidad N°	1				

A. DENSIDAD DE CAMPO

Densidad de la arena usada	1.402				
Peso (arena + frasco)	36995				
Peso (arena que queda + frasco)	17632				
Peso arena usada	19363				
Volumen del cono	5321.7				
Volumen del hueco	8489.3				
Peso suelo total húmedo + recipiente	20955				
Peso de recipiente	1509				
Peos del suelo total húmedo	19446				
Peso de grava > 3/4"	-				
Peso de grava entre 3/4"-3/8"	-				
Peso de grava entre 3/8"-N°4	-				
Peso de grava > N°4	-				
% de grava > 3/4"	-				
% de grava entre 3/4"-3/8"	-				
% de grava entre 3/8"-N°4	-				
% de grava > N°4	-				
Densidad del suelo húmedo gr/cm3	2.291				
Contenido de humedad del suelo %	0.78				
Densidad del suelo seco g/cc	2.273				

B. HUMEDAD

Peso (suelo total humedo + tara)	20955				
Peso de tara	1509				
Peso (suelo seco + tara)	20805				
Peso de agua	150				
Peso de suelo seco	19296				
Contenido de humedad del suelo %	0.78				

C. PORCENTAJE DE COMPACTACIÓN

Densidad del suelo seco natural g/cc	-				
Máxima densidad seca : Próctor g/cc	-				
Óptimo contenido de humedad (%) Próctor	-				
Peso específico de gravas (gr/cc)	-				
Máxima densidad seca corregida (gr/cc)	-				
Porcentaje de Compactación %	-				

D. OBSERVACIONES

.....

.....

ANEXO B

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULométrICO A UNA PROFUNDIDAD DE 2.30M

INFORME N° 001-M01

SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
TESIS : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
FECHA : 20 DE DICIEMBRE DEL 2023

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-1
Muestra : M-1
Prof. (m.) : 2.30
Progresiva : -

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M-17

Procedimiento interno AT-PR.4 - Método "A"

Tamiz	Abertura (mm)	Parcial Retenid (%)	Acumulado (%)	
			Retenid	Pasa
3"	75.000	-	-	100
2"	50.000	28	28	72
1 1/2"	37.500	14	42	58
1"	25.000	13	54	46
3/4"	19.000	6	60	40
1/2"	12.500	5	65	35
3/8"	9.500	2	67	33
1/4"	6.300	2	70	30
N°4	4.750	1	71	29
N°10	2.000	4	74	26
N°20	0.850	6	80	20
N°30	0.600	4	84	16
N°40	0.425	4	88	12
N°60	0.250	6	94	6
N°100	0.150	3	97	3
N°140	0.106	1	98	2
N°200	0.075	0	99	1
FONDO		1		

% Grava	:	70.94
% Arena	:	27.61
% Finos	:	1.44

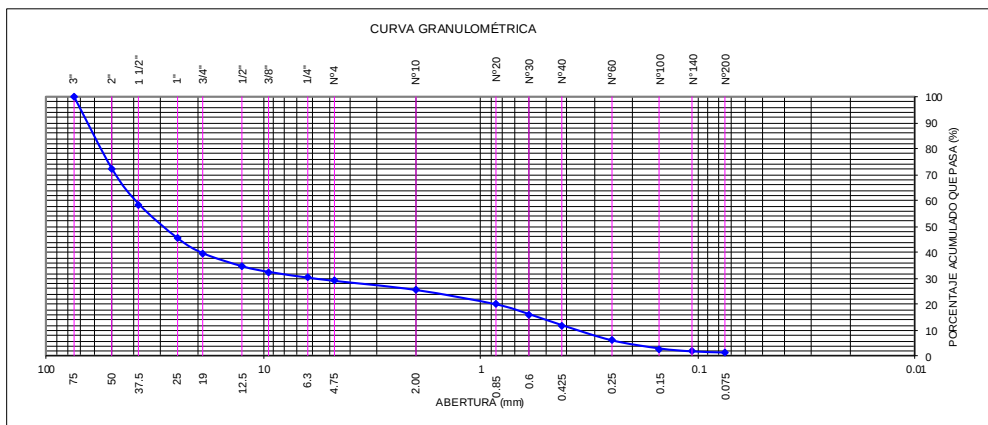
LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318-17

Procedimiento interno AT-PR.5

Límite Líquido	:	NP
Límite Plástico	:	NP
Índice Plástico	:	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487-17e1 : GW

Clasificación AASHTO M 145 (ASTM D3282-15) : A-1-a(0)



Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. R. Puchuri P.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.

ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULométrICO A UNA PROFUNDIDAD DE 3.30M

INFORME N° 002-M02

SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
PROYECTO : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
FECHA : 20 DE DICIEMBRE DEL 2023

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-1
Muestra : M-2
Prof. (m.) : 3.30
Progresiva : -

ANÁLISIS GRANULométrICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M-17 Procedimiento interno AT-PR.4 Método "A"

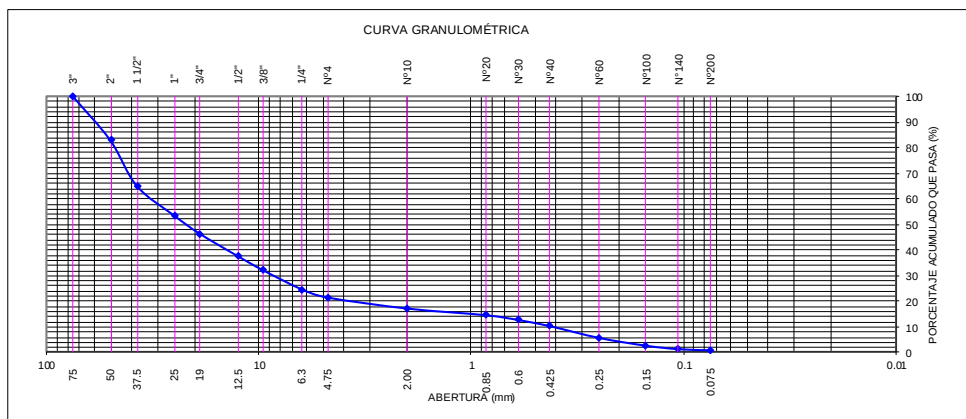
Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenid	(%) Acumulado	
			Retenid	Pasa
3"	75.000	-	-	100
2"	50.000	17	17	83
1 1/2"	37.500	18	35	65
1"	25.000	12	47	53
3/4"	19.000	7	54	46
1/2"	12.500	9	62	38
3/8"	9.500	6	68	32
1/4"	6.300	7	75	25
N°4	4.750	3	79	21
N°10	2.000	4	83	17
N°20	0.850	3	85	15
N°30	0.600	2	87	13
N°40	0.425	2	90	10
N°60	0.250	5	94	6
N°100	0.150	3	97	3
N°140	0.106	1	99	1
N°200	0.075	0	99	1
FONDO		1		

% Grava	: 78.52
% Arena	: 20.59
% Finos	: 0.89

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318-17 Procedimiento interno AT-PR.5	
Límite Líquido	: NP
Límite Plástico	: NP
Índice Plástico	: NP

Clasificación SUCS ASTM D2487-17e1 : GP

Clasificación AASHTO M 145 (ASTM D3282-15) : A-1-a(0)



Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. R. Puchuri P.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.

ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULométrICO A UNA PROFUNDIDAD DE 4.30M

INFORME N° 003-M03

SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
PROYECTO : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
FECHA : 20 DE DICIEMBRE DEL 2023

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-1
Muestra : M-3
Prof. (m.) : 4.30
Progresiva : -

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M-17

Procedimiento interno AT-PR.4 Método "A"

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenid	(%) Acumulado	
			Retenid	Pasa
3"	75.000	-	-	100
2"	50.000	16	16	84
1 1/2"	37.500	14	30	70
1"	25.000	13	43	57
3/4"	19.000	9	52	48
1/2"	12.500	9	61	39
3/8"	9.500	6	67	33
1/4"	6.300	8	74	26
N°4	4.750	4	78	22
N°10	2.000	8	86	14
N°20	0.850	3	89	11
N°30	0.600	1	90	10
N°40	0.425	2	91	9
N°60	0.250	3	94	6
N°100	0.150	2	97	3
N°140	0.106	1	97	3
N°200	0.075	0	98	2
FONDO		2		

% Grava	:	78.44
% Arena	:	19.32
% Finos	:	2.24

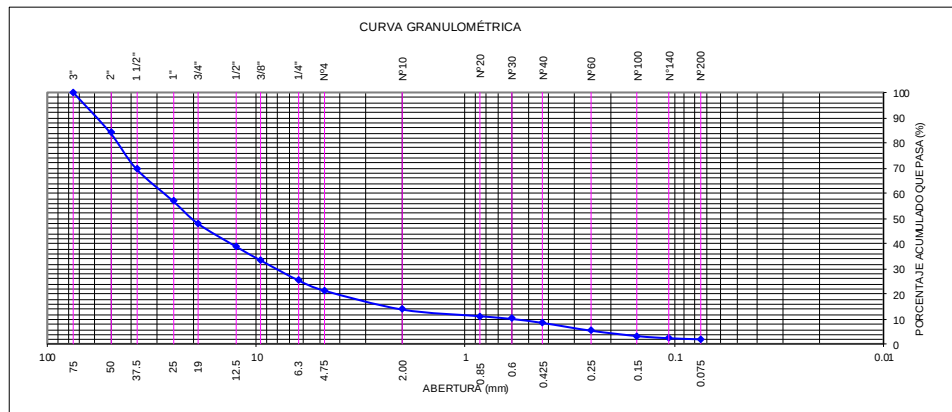
LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318-17

Procedimiento interno AT-PR.5

Límite Líquido	:	NP
Límite Plástico	:	NP
Índice Plástico	:	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487-17e1 : GP

Clasificación AASHTO M 145 (ASTM D3282-15) : A-1-a(0)



Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. R. Puchuri P.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.

ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULométrICO A UNA PROFUNDIDAD DE 1.00M

INFORME N° 004-M04

SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
TESIS : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
FECHA : 08 DE ABRIL DEL 2024

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-2
Muestra : M-4
Prof. (m.) : 1.00
Progresiva : -

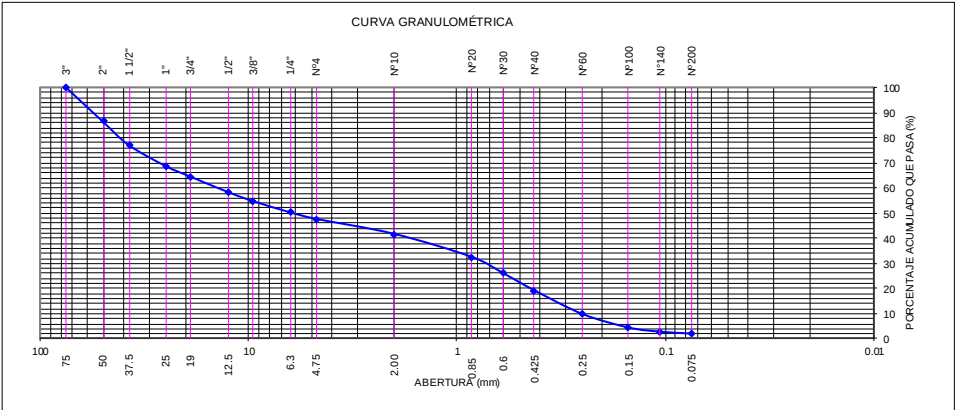
ANÁLISIS GRANULométrICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M-17
Procedimiento interno AT-PR.4 Método "A"

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenid	(%) Acumulado	
			Retenid	Pasa
3"	75.000	-	-	100
2"	50.000	14	14	86
1 1/2"	37.500	9	23	77
1"	25.000	8	31	69
3/4"	19.000	4	36	64
1/2"	12.500	6	42	58
3/8"	9.500	4	45	55
1/4"	6.300	4	50	50
Nº4	4.750	3	52	48
Nº10	2.000	6	58	42
Nº20	0.850	9	68	32
Nº30	0.600	7	74	26
Nº40	0.425	7	81	19
Nº60	0.250	9	90	10
Nº100	0.150	5	96	4
Nº140	0.106	2	97	3
Nº200	0.075	1	98	2
FONDO		2		

% Grava	:	52.34
% Arena	:	45.69
% Finos	:	1.97

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318-17		
Procedimiento interno AT-PR.5		
Límite Líquido	:	NP
Límite Plástico	:	NP
Índice Plástico	:	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487-17e1 : GP
Clasificación AASHTO M 145 (ASTM D3282-15) : A-1-a(0)



Nota:
Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.
Ejecución : Téc. R. Puchuri P.
Aprobación : Ing. H. Espinoza C.

ANEXO C

ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DEL AGREGADO GRUESO

INFORME N° S23- 001

SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
PROYECTO : ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
FECHA : 20 DE DICIEMBRE DEL 2023

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Cantera : -
Calicata : C-01
Muestra : M-01
Prof. (m.) : -
Progresiva : -
Referencia : -

GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN DEL AGREGADO GRUESO ASTM C127-15

GRAVEDAD ESPECÍFICA (BASE SECA) : 2.682
GRAVEDAD ESPECÍFICA (BASE SATURADA) : 2.700
GRAVEDAD ESPECÍFICA APARENTE (BASE SECA) : 2.731
% DE ABSORCIÓN : 0.67

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. R. Puchuri P.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.

ANEXO D

ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SOLIDOS

INFORME N° S24- 001

SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
PROYECTO : ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"
0
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
FECHA : 20 DE DICIEMBRE DEL 2023

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Cantera : -
Calicata : C-01
Muestra : M-02
Prof. (m.) : -
Progresiva : -
Referencia : -

GRAVEDAD ESPECÍFICA RELATIVO DE SÓLIDOS - REFERENCIA ASTM D854-14

Procedimiento interno AT-PR.3 Método "A"

Masa del suelo seco(gr)	101.35
Masa del frasco + Masa del suelo + Masa del agua(gr)	735.60
Masa del frasco + Masa del agua(gr)	671.17

Gravedad Específica Relativo de Sólidos a Temperatura de Ensayo	:	2.745
Temperatura de Ensayo (°C)	:	26.1
Gravedad Específica Relativo de Sólidos a 20 °C	:	2.741

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. R. Puchuri P.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.

ANEXO E

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

INFORME N° S23 - 002

SOLICITANTE : **CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ**
TESIS : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
FECHA : 23 DE DICIEMBRE DEL 2023

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080/D3080M-11

Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Cantera : -
Calicata : C-01
Muestra : M-01
Prof. (m.) : -
Progresiva : -
Referencia : -

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.40	6.40	6.40
Altura Inicial de la muestra (cm)	2.64	2.64	2.64
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.640	1.640	1.640
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.616	1.616	1.616
Cont. de humedad inicial (%)	1.5	1.5	1.5
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.50	2.50	2.46
Altura final de la muestra (cm)	2.50	2.50	2.46
Densidad húmeda final (g/cm ³)	1.975	1.950	1.968
Densidad seca final (g/cm ³)	1.709	1.706	1.736
Cont. de humedad final (%)	15.5	14.3	13.4
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.341	0.621	0.958
Angulo de fricción interna :	31.6 °		
Cohesión (kg/cm ²) :	0.02		

Nota:

Los especímenes se remoldearon con la máxima densidad remoldeable debido a que la densidad indicada por el cliente (195 g/cm³) excede la capacidad del molde.

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra que fueron proporcionadas por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. R. Puchuri P.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.

INFORME N° S23 - 002

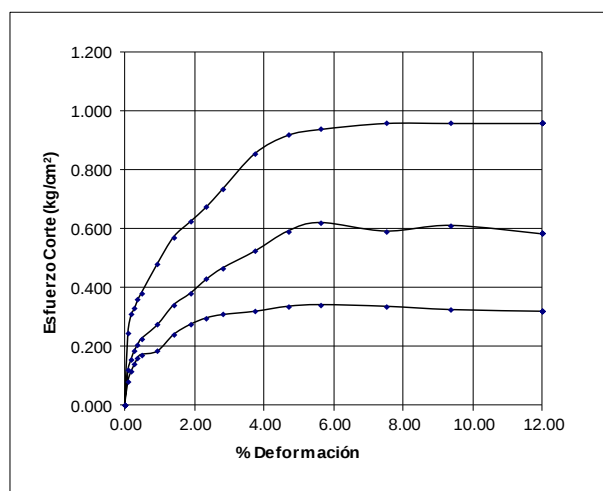
SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
TESIS : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO
DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE
LIMA, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
FECHA : 23 DE DICIEMBRE DEL 2023

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080/D3080M-11

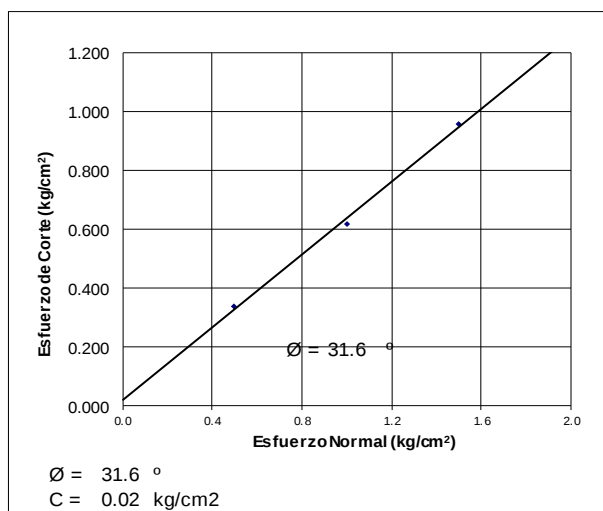
Procedimiento interno AT-PR.9

Estado :
Cantera : -
Calicata : C-01
Muestra : M-01
Prof. (m.) : -
Progresiva : -
Referencia : -

% DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ANEXO F

ENSAYO DE DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA

INFORME N° S23- 003

SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
PROYECTO : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE
DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA,
DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
FECHA : 05 DE ENERO DEL 2024

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Cantera : -
Calicata : C-1
Muestra : M-1
Prof. (m.) : -
Progresiva : -
Referencia : -

Agregado Global

DENSIDAD MÁXIMA ASTM D4253-16e1 - Con Mesa Vibratoria

Densidad máxima (g/cm³) : 2.341

DENSIDAD MÍNIMA ASTM D4254-16e1

Densidad mínima (g/cm³) : 2.032

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. C. Hinostroza G.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.

ANEXO G

ENSAYO DE PROCTOR MODIFICADO

INFORME N° S23-004

SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
PROYECTO : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA,
FECHA : 04 DE ENERO DEL 2024

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

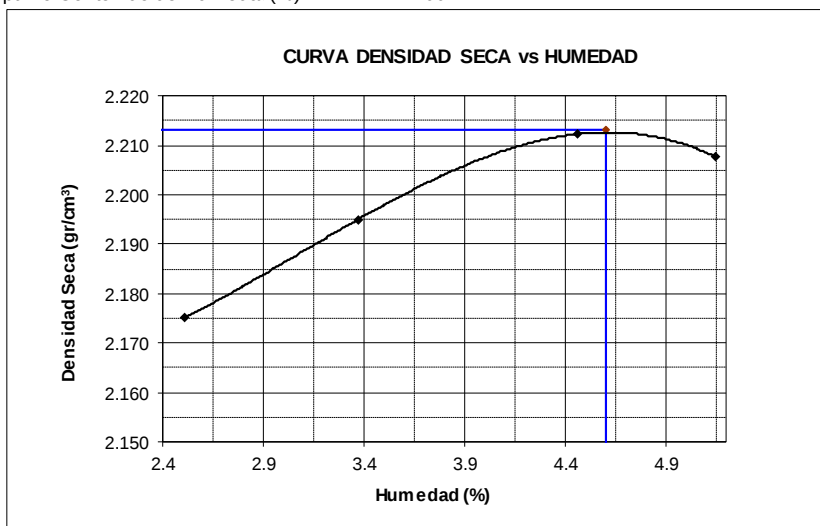
Cantera : -
Calicata : C-01
Muestra : M-01
Prof. (m.) : -
Progresiva : -
Referencia : -

ENSAYO PROCTOR MODIFICADO - REFERENCIA ASTM D 1557-12R21

Procedimiento interno AT-PR.6

I. RESULTADOS OBTENIDOS EN LA COMPACTACIÓN DE LA FRACCIÓN FINA < N°4

MÉTODO DE ENSAYO : A
Máxima Densidad Seca (g/cm³) : 2.213
Óptimo Contenido de Humedad (%) : 4.60



II. RESULTADOS CORREGIDOS POR FRACCIÓN GRUESA > N°4" - REFERENCIA ASTM D4718M-15

Fracción gruesa > N°4 (%) : -
Peso específico fracción gruesa > N°4 (g/cm³) : -

Resultados corregidos por fracción gruesa para el material total

Máxima Densidad Seca (g/cm³) : -
Óptimo Contenido de Humedad (%) : -

Nota.

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. R. Quiroz S.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.

ANEXO H

ENSAYO DE CBR

INFORME N° S23-005

SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ

PROYECTO : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"

UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ

FECHA : 04 DE ENERO DEL 2024

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-01
Muestra : 0
Prof. (m.) : 0
Coordenadas (N; E) : 0 0
Progresiva : 0

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.) - REFERENCIA ASTM D1883-21

Procedimiento interno AT-PR.8

a).- Ensayo Preliminar de Compactación

Ensayo Proctor Modificado ASTM D1557-12R21

Máxima Densidad Seca (g/cm^3) : 2.213
Optimo Contenido de Humedad (%) : 4.6

b).- Compactación de moldes

MOLDE N°	I	II	III
N° de capas	5	5	5
Numero de golpes/capa	56	25	10
Densidad Seca (g/cm^3)	2.213	2.161	2.070
Contenido de Humedad	4.6	4.1	4.1

c).- Cuadro C.B.R. Para 0.1 pulg de Penetración

MOLDE N°	Penetración (pulg)	Presión Aplicada (Lb/pulg^2)	Presión Patrón (Lb/pulg^2)	C.B.R. (%)
I	0.1	3196	1000	319.6
II	0.1	1666	1000	166.6
III	0.1	487	1000	48.7

C.B.R. Para el 100% de la M.D.S. : 319.6 %

C.B.R. Para el 95% de la M.D.S. : 86.0 %

d).- Expansión(%) : NP

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. R. Falcón S.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.

INFORME N° S23-005

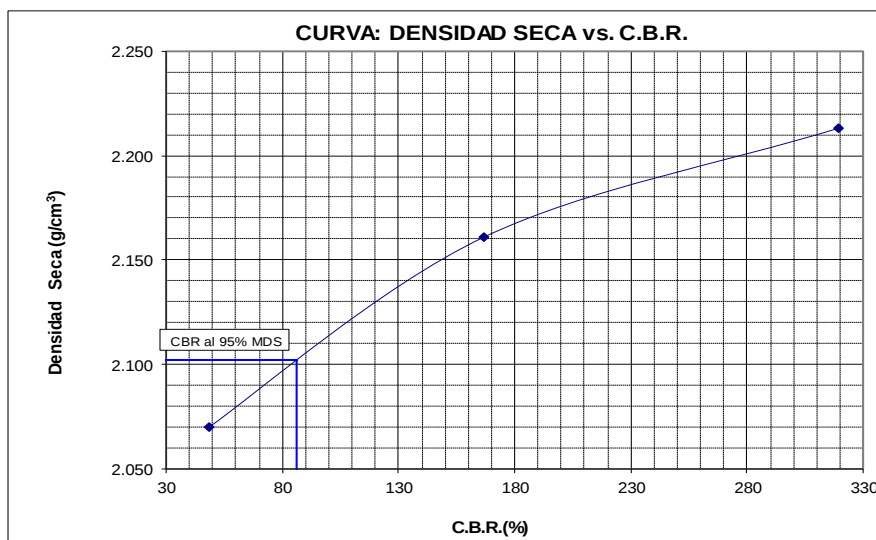
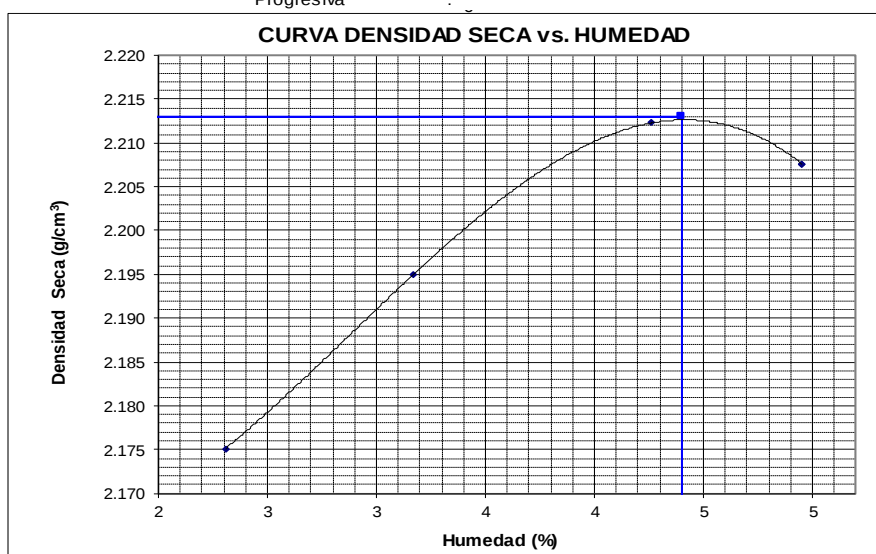
SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
PROYECTO : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
FECHA : 04 DE ENERO DEL 2024

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.) - REFERENCIA ASTM D1883-21

Procedimiento interno AT-PR.8

Máxima Densidad Seca (g/cm^3)	:	2.213
Óptimo Contenido de Humedad (%)	:	4.6
CBR al 100% de la MDS (%)	:	319.6
CBR al 95% de la MDS (%)	:	86.0

Calicata	:	C-01
Muestra	:	
Prof. (m.)	:	
Coordenadas (N; E)	:	
Progresiva	:	



INFORME N° S23-005

SOLICITANTE : CRISTHIAN AVELARDO YUPANQUI REYSANCHEZ
PROYECTO : "ESTUDIO DEL COEFICIENTE DE BALASTO HORIZONTAL MEDIANTE EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA DE UN SUELO GRAVOSO DE LIMA METROPOLITANA"

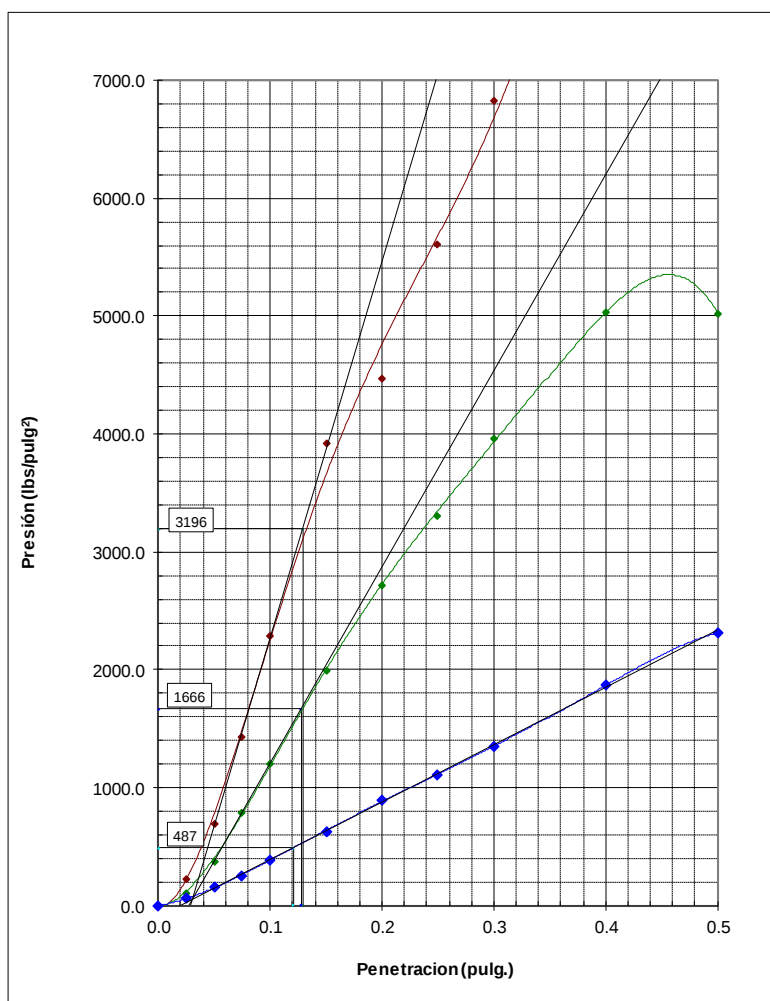
UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, DISTRITO DE RIMAC, PROVINCIA DE LIMA,

FECHA : 04 DE ENERO DEL 2024

ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO (C.B.R.) - REFERENCIA ASTM D1883-21

Procedimiento interno AT-PR.8

Calicata : C-01
Muestra : 0
Prof. (m.) : 0
Coordenadas (N; E) 0
Progresiva : 0



ANEXO I

ENSAYOS DE PLACA HORIZONTAL

ENSAYOS DE PLACA DE CARGA HORIZONTAL A UNA PROFUNDIDAD DE 2.30M

ENSAYO DE PLACA DE CARGA HORIZONTAL

Ensayo N°: 01 Clase de suelo: Grava
 Diametro de la placa: 300 mm Base de la placa: Cuadrada
 Fecha: 18/10/2023

Carga (Toneladas)	Esfuerzo (Kg/cm2)	Lectura de comparadores (mm)			(a+b+c)/3 (mm)	Deformación (mm)
		a	b	c		
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	2.22	7.06	7.05	7.06	7.06	7.06
5.00	5.56	9.02	9.03	9.02	9.02	9.02
8.00	8.89	10.95	10.94	10.95	10.95	10.95
10.00	11.11	15.35	15.36	15.35	15.35	15.35
12.00	13.33	15.84	15.85	15.84	15.84	15.84
15.00	16.67	16.41	16.42	16.41	16.41	16.41
18.00	20.00	16.82	16.81	16.82	16.82	16.82
20.00	22.22	17.33	17.33	17.33	17.33	17.33
22.00	24.44	17.72	17.72	17.72	17.72	17.72
25.00	27.78	18.19	18.19	18.19	18.19	18.19
27.00	30.00	18.93	18.93	18.93	18.93	18.93
30.00	33.33	18.96	18.96	18.96	18.96	18.96
32.00	35.56	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00
34.00	37.78	19.07	19.07	19.07	19.07	19.07
35.00	38.89	19.13	19.13	19.13	19.13	19.13
36.00	40.00	19.19	19.19	19.19	19.19	19.19
37.00	41.11	19.23	19.23	19.23	19.23	19.23
38.00	42.22	19.29	19.29	19.29	19.29	19.29
39.00	43.33	19.32	19.32	19.32	19.32	19.32
40.00	44.44	19.82	19.82	19.82	19.82	19.82

ENSAYOS DE PLACA DE CARGA HORIZONTAL A UNA PROFUNDIDAD DE 3.30M

ENSAYO DE PLACA DE CARGA HORIZONTAL

Ensayo N°: 02
Diametro de la placa: 300 mm
Fecha: 06/11/2023
Clase de suelo: Grava
Base de la placa: Cuadrada

Carga (Toneladas)	Esfuerzo (Kg/cm2)	Lectura de comparadores (mm)			(a+b+c)/3 (mm)	Deformación (mm)
		a	b	c		
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	2.22	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60
3.00	3.33	3.00	3.00	3.01	3.00	3.00
4.00	4.44	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
5.00	5.56	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60
6.00	6.67	6.90	6.90	6.90	6.90	6.90
7.00	7.78	7.70	7.70	7.70	7.70	7.70
8.00	8.89	9.90	9.90	9.90	9.90	9.90
9.00	10.00	13.80	13.81	13.80	13.80	13.80
10.00	11.11	15.80	15.80	15.80	15.80	15.80
11.00	12.22	19.10	19.10	19.10	19.10	19.10
12.00	13.33	20.60	20.60	20.60	20.60	20.60
12.00	13.33	20.60	20.60	20.60	20.60	20.60
14.00	15.56	20.80	20.80	20.80	20.80	20.80
15.00	16.67	21.10	21.10	21.10	21.10	21.10
16.00	17.78	21.50	21.50	21.50	21.50	21.50
17.00	18.89	21.70	21.70	21.70	21.70	21.70
18.00	20.00	22.40	22.40	22.40	22.40	22.40
19.00	21.11	23.20	23.20	23.20	23.20	23.20
20.00	22.22	23.40	23.40	23.40	23.40	23.40
21.00	23.33	23.60	23.60	23.60	23.60	23.60
22.00	24.44	23.90	23.90	23.90	23.90	23.90
23.00	25.56	24.30	24.30	24.30	24.30	24.30
24.00	26.67	24.80	24.80	24.80	24.80	24.80
25.00	27.78	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
26.00	28.89	25.30	25.30	25.30	25.30	25.30
27.00	30	25.40	25.40	25.40	25.40	25.40

ENSAYO DE PLACA DE CARGA HORIZONTAL A UNA PROFUNDIDAD DE 4.30M

ENSAYO DE PLACA DE CARGA HORIZONTAL

Ensayo N°: 03 Clase de suelo: Grava
 Diametro de la placa: 300 mm Base de la placa: Cuadrada
 Fecha: 29/11/2023

Carga (Toneladas)	Esfuerzo (Kg/cm2)	Lectura de comparadores (mm)			(a+b+c)/3 (mm)	Deformación (mm)
		a	b	c		
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	2.22	3.01	3.01	3.00	3.01	3.01
4.00	4.44	3.76	3.76	3.78	3.77	3.77
6.00	6.67	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
8.00	8.89	4.54	4.54	4.54	4.54	4.54
10.00	11.11	4.67	4.67	4.67	4.67	4.67
12.00	13.33	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64
14.00	15.56	4.98	4.98	4.98	4.98	4.98
16.00	17.78	4.91	4.91	4.91	4.91	4.91
18.00	20.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
20.00	22.22	5.34	5.34	5.34	5.34	5.34
22.00	24.44	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55
24.00	26.67	5.87	5.87	5.87	5.87	5.87
26.00	28.89	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94
28.00	31.11	6.06	6.06	6.06	6.06	6.06
30.00	33.33	6.35	6.35	6.35	6.35	6.35
32.00	35.56	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82
34.00	37.78	7.24	7.24	7.24	7.24	7.24
36.00	40.00	7.43	7.43	7.43	7.43	7.43
38.00	42.22	7.90	7.90	7.90	7.90	7.90
40.00	44.44	8.77	8.77	8.77	8.77	8.77
38.00	42.22	8.88	8.88	8.88	8.88	8.88
40.00	44.44	9.12	9.12	9.12	9.12	9.12
42.00	46.67	9.30	9.30	9.30	9.30	9.30
44.00	48.89	9.70	9.70	9.70	9.70	9.70
46.00	51.11	10.29	10.29	10.29	10.29	10.29
48.00	53.33	10.51	10.51	10.51	10.51	10.51
50.00	55.56	11.08	11.08	11.08	11.08	11.08

ANEXO J

ENSAYOS DE PLACA VERTICAL

ENSAYO DE PLACA DE CARGA VERTICAL

[illegible]

ANEXO K

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN DE LA MAQUINA DE ENSAYO UNIAXIAL



CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN
LF-B-092-2023

Página 1 de 3

Solicitante : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Dirección : Av. Tupac Amaru Nro. 210 - Rímac - Lima
Instrumento de Medición : Máquina de Ensayo Uniaxial
Marca : ZWICK ROELL
Serie : 204157
Modelo : SP1000
Capacidad Máxima : 1 000 kN
Resolución : 0,01 kN
Procedencia : Alemania
Tipo de Indicación : Digital
Fecha de Calibración : 2023-08-29
Fecha de Emisión : 2023-08-31

Condiciones ambientales

	Inicial	Final
Temperatura (°C)	23,1	23,4

Este certificado de calibración es trazable a patrones internacionales y/o nacionales, los cuales realizan las unidades de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).

Con el fin de asegurar la calidad de sus mediciones el usuario está obligado a recalibrar sus instrumentos a intervalos apropiados.

CELDA E.I.R.L. recomienda interpretar correctamente el presente documento a fin de evitar resultados o acciones erróneas.

Este certificado de calibración no debe ser reproducido en forma parcial ni modificado sin la autorización de CELDA E.I.R.L.

El certificado de calibración sin firma y sello carece de validez.

Los resultados del certificado de calibración sólo son válidos para el objeto calibrado.


John Oros Fuerte
Laboratorio de Calibración





Certificado de Calibración LF-B-092-2023
Página 2 de 3

Método de Calibración

La calibración se realizó según la PC-032 ed. 01 "Procedimiento para la calibración de máquinas de ensayos uniaxiales" del INACAL.

Trazabilidad

Los resultados de la calibración tienen trazabilidad a los patrones de HBK (Alemania), en concordancia con el Sistema Internacional de Unidades de Medida (SI).

Código	Instrumento patrón	Certificado de Calibración
TF-C04	Transductor de Fuerza Clase 0,5 de 1000 kN	106082 D-K-12029-01-00 2022-08

Lugar de Calibración

Laboratorio N°1 - Laboratorio de Ensayo de Materiales - LEM
Av. Tupac Amaru Nro. 210 - Rimac - Lima

Observaciones

La incertidumbre de medición reportada se denomina Incertidumbre Expandida (U), la que se obtiene a partir de la multiplicación de la Incertidumbre Estándar Combinada (u) por el Factor de Cobertura (k) igual a 2, de modo que la Probabilidad de Cobertura (p) corresponde a un Nivel de Confianza de aproximadamente 95 %.





Certificado de Calibración LF-B-092-2023
Página 3 de 3

Resultados de Medición

Dirección de carga: Compresión

Indicación del instrumento a calibrar		Indicación en el transductor de fuerza patrón				Error
		Serie 1	Serie 2	Serie 3	Promedio	
(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
10	101,00	100,51	100,26	100,32	100,37	0,63
20	200,00	199,29	199,45	199,03	199,26	0,74
30	300,00	299,38	299,76	299,20	299,44	0,56
40	400,00	399,75	399,83	399,29	399,62	0,38
50	500,00	499,67	499,43	499,51	499,54	0,46
60	600,00	599,65	599,40	599,31	599,45	0,55
70	700,00	698,99	698,79	699,27	699,02	0,98
80	800,00	799,31	799,46	798,90	799,22	0,78

Indicación del instrumento a calibrar		Errores de medición relativos de				Incertidumbre U (k=2)
		Exactitud	Repetibilidad	Reversibilidad	Resolución Relativa	
(%)	(kN)	q	b	v	a	(%)
10	101,00	0,63	0,25	---	0,01	0,20
20	200,00	0,37	0,21	---	0,01	0,15
30	300,00	0,19	0,19	---	0,00	0,13
40	400,00	0,09	0,14	---	0,00	0,11
50	500,00	0,09	0,05	---	0,00	0,07
60	600,00	0,09	0,06	---	0,00	0,07
70	700,00	0,14	0,07	---	0,00	0,07
80	800,00	0,10	0,07	---	0,00	0,07
Error relativo de cero f_0		0,00				

Clase de la escala de la máquina	Valor máximo permitido %				
	Error relativo de				Resolución Relativa
	Exactitud	Repetibilidad	Reversibilidad	Cero f_0	
q	b	v	f_0	a	
0,5	± 0,5	0,5	± 0,75	± 0,05	0,25
1	± 1,0	1,0	± 1,5	± 0,1	0,5
2	± 2,0	2,0	± 3,0	± 0,2	1,0
3	± 3,0	3,0	± 4,5	± 0,3	1,5

FIN DEL DOCUMENTO

