

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA INSTALACIÓN DE
TABLESTACAS DE BAMBÚ TIPO VOLADIZO PARA UN
INVERNADERO SUBTERRÁNEO, EN LA UNALM”**

Presentado por:

JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO AGRÍGOLA

LIMA- PERÚ

2022

La UNALM es titular de los derechos patrimoniales de la presente investigación

(Art.24 – Reglamento de Propiedad Intelectual)

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

**“ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA INSTALACIÓN DE
TABLESTACAS DE BAMBÚ TIPO VOLADIZO PARA UN
INVERNADERO SUBTERRÁNEO, EN LA UNALM”**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

BACH. JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Arq. VÍCTOR EDUARDO LINARES ZAFERSON
Presidente

Mg. Sc. ALFONSO CERNA VÁSQUEZ
Asesor

Mag. SAÚL MOISÉS TORRES MURGA
Miembro

Ing. CARLOS ALBERTO BRAVO AGUILAR
Miembro

Ing. WILLIAM ALDO SEGOVIA HERRERA
Co-Asesor

LIMA – PERÚ

2022

DEDICATORIA

Lo dedico a mis padres Abilia Verde Estrada, Juan Ignacio Sánchez Dávalos y a mi hermano Juan Cristóbal Sánchez Verde por estar conmigo y apoyarme en todo el proceso de elaboración del este trabajo y por sus valiosas enseñanzas.

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor Mg. Sc Alfonso Cerna Vásquez por su apoyo y recomendaciones para este trabajo de investigación.

A mi co-asesor Ing. William Aldo Segovia Herrera por su valioso apoyo y recomendaciones en los momentos de trabajo de campo para este trabajo de investigación.

Al jefe de los laboratorios de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Agrícola, Ing. Carlos Alberto Bravo Aguilar, y al jefe del laboratorio de propiedades físico mecánicas de la madera de la Facultad de Ciencias Forestales, Mg. Sc Manuel Chavesta Custodio por su amabilidad y atención de permitirme realizar los ensayos necesarios para terminar este trabajo de investigación.

A los técnicos de los laboratorios de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Agrícola y al técnico del laboratorio de propiedades físico mecánicas de la madera de la Facultad de Ciencias Forestales por sus valiosas enseñanzas y apoyo.

A mis amigos que me apoyaron durante la ejecución de los ensayos de mecánica de suelos y Bambú, Rosario Guzmán, Jazmín Velarde, César Sáenz, Jerson Ttica, Claudia De la Cruz.

A todo el personal Administrativo de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ingeniería Agrícola, Ing. Blanca Moyano y de la propia Facultad de Ingeniería Agrícola, Secret. Maribel Cruz por su amable atención y apoyo.

ÍNDICE GENERAL

I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivo general.....	4
1.2. Objetivos específicos.....	4
II. REVISIÓN DE LITERATURA	5
2.1. Tablestaca	5
2.2. Tablestacas en voladizo.....	5
2.3. Conceptos principales en la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo.....	6
2.3.1. Concepto de medio continuo	6
2.3.2. Estado de esfuerzo en el plano	6
2.4. Definición de la ecuación de la tensión normal y tangencial para cualquier plano perpendicular a una placa en estado de deformación y tensión plana.....	15
2.5. Definición de la ecuación de las tensiones principales de una placa en estado de deformación y tensión plana.....	20
2.6. Definición del concepto del círculo de Mohr	23
2.7. Determinación de los signos de esfuerzos	27
2.8. Definición de Relaciones de esfuerzos principales	28
2.9. Definición de teorías de fallas	32
2.9.1. Teoría de Coulomb	32
2.9.2. Teoría de Mohr	32
2.9.3. Criterio de Mohr-Coulomb.....	33
2.10. Definición de estados plásticos de equilibrio con la Teoría de Rankine en suelos friccionantes.....	33
2.11. Definición de la teoría de Rankine en suelos con cohesión y fricción.....	38
2.12. Definición del método de Sarma	41
2.12.1. Descripción del método de Sarma	41
2.12.2. Precisión del método de Sarma	49

2.13. Concepto de factor de seguridad en estabilidad de taludes	54
2.14. Métodos para el cálculo de la profundidad de empotramiento.....	55
2.14.1. Tabla de correlación para encontrar la profundidad de empotramiento en el caso donde se presente diferentes estratos de suelos granulares se utiliza el modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco.....	55
2.14.2. Diagramas de presiones netas y momento en suelos homogéneos por Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C	56
2.15. Proceso constructivo de una tablestaca de madera.....	58
2.15.1. Proceso constructivo con estructura rellena.....	58
2.15.2. Proceso constructivo con estructura excavada	61
2.16. Formas de fallas de las tablestacas	63
2.16.1. Falla por deslizamiento profundo	63
2.16.2. Falla al volteo por profundidad insuficiente de la tablestaca	65
2.16.3. Falla estructural de la tablestaca.....	65
2.17. Material de construcción	66
2.17.1. Bambú (<i>Guadua angustifolia</i>).....	66
2.17.2. Concepto de Esfuerzo ingenieril, Carga permisible, factor de seguridad	73
2.17.3. Concepto de deformación ingenieril.....	74
2.17.4. Concepto de diagrama esfuerzo-deformación	75
2.17.5. Concepto de Módulo de elasticidad	76
2.17.6. Impermeabilización contra la humedad del exterior, acabado y mantenimiento del bambú.	77
III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	81
3.1. Localización de la zona de estudio	81
3.2. Material de campo	81
3.3. Material de gabinete	82
3.4. Metodología.....	82
3.4.1. Determinación del número de golpes del SPT	82

3.4.2. Esquema de la metodología experimental para encontrar el número de golpes....	85
3.4.3. Metodología de cálculo del número de golpes estándar.....	85
3.4.4. Esquema para el cálculo del número de golpes.....	88
3.4.5. Determinación de la Clasificación de suelos (SUCS).....	88
3.4.6. Esquema de la metodología para encontrar la nomenclatura de clasificación de suelos.....	97
3.4.7. Metodología para la designación del suelo con el sistema SUCS.....	98
3.4.8. Esquema para la designación de denominación del Suelo en el sistema SUCS..	100
3.4.9. Determinación de los parámetros de resistencia del suelo.....	101
3.4.10. Esquema de la metodología para calcular los parámetros de resistencia del suelo.....	112
3.4.11. Metodología para el cálculo de los parámetros de resistencia del suelo.....	114
3.4.12. Esquema para el cálculo de los parámetros de resistencia del suelo.....	118
3.4.13. Método para el cálculo de estabilidad de talud.....	119
3.4.14. Determinación de los parámetros físico mecánicos del Bambú.....	123
3.4.15. Esquema de la metodología para calcular los parámetros de resistencia del bambú Guadua angustifolia.....	130
3.4.16. Metodología para el cálculo de los parámetros de resistencia del bambú Guadua angustifolia.....	132
3.4.17. Esquema para el cálculo de los parámetros de resistencia del bambú.....	139
IV. Resultados y Discusiones.....	140
4.1. Determinación de la clasificación de suelo.....	140
4.2. Determinación del número de golpes mediante el ensayo SPT.....	143
4.3. Determinación de los parámetros de resistencia del suelo.....	144
4.4. Diagramas de presión y momento con la metodología de metodología de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C.....	146
4.5. Diagramas de presión y momento utilizando la tabla para estimar la longitud de empotramiento del modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco.....	150

4.6. Análisis de estabilidad	154
4.7. Aspectos generales del Bambú Guadua Angustifolia comprado en almacén	155
4.8. Contenido de humedad	156
4.9. Densidad	156
4.10. Peso específico	157
4.11. Compresión paralela a la fibra.....	157
4.12. Corte paralela a la fibra	159
4.13. Tensión paralela a la fibra	160
4.14. Esfuerzo admisible	161
4.15. Módulo de elasticidad de compresión paralela a las fibras	162
4.16. Módulo de elasticidad de tensión paralela a las fibras	164
V. CONCLUSIONES	167
VI. RECOMENDACIONES	169
VII. BIBLIOGRAFÍA	171
VIII. ANEXOS	175

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Tabla de correlación para determinar la profundidad de empotramiento	55
Tabla 2: Condiciones climáticas del habitat del bambú <i>Guadua angustifolia</i>	67
Tabla 3: Valores del esfuerzo último del bambú <i>guadua angustifolia</i>	69
Tabla 4: Valores del módulo de elasticidad del bambú <i>guadua angustifolia</i>	70
Tabla 5: Valores del esfuerzo último de tensión del bambú <i>guadua angustifolia</i>	71
Tabla 6: Valores del esfuerzo último de corte del bambú <i>guadua angustifolia</i>	72
Tabla 7: Valores del esfuerzo último de compresión del bambú <i>guadua angustifolia</i>	72
Tabla 8: Valores del módulo de elasticidad de compresión del bambú <i>guadua angustifolia</i>	73
Tabla 9: Valores nH	86
Tabla 10: Valores nB	87
Tabla 11: Valores de nS	87
Tabla 12: Valores de nR	88
Tabla 13: Tabla de juego de tamices para el ensayo granulométrico.....	90
Tabla 14: Factor de duración de carga	137
Tabla 15: Coeficientes de modificación por contenido de humedad	138
Tabla 16: Características naturales de los suelos encontrados en campo.....	140
Tabla 17: Características naturales de los suelos encontrados en campo.....	141
Tabla 18: Clasificación de suelos de acuerdo al sistema S.U.C.S.....	142
Tabla 19: Características naturales de los suelos encontrados en campo.....	143
Tabla 20: Características naturales de los suelos encontrados en campo.....	145
Tabla 21: Características naturales de los suelos encontrados en campo.....	145
Tabla 22: Formato para control de compra del bambú para ensayos Físico - Mecánicos	155
Tabla 23: Resultados del Contenido de Humedad	156
Tabla 24: Resultados de Densidad	157
Tabla 25: Resultados de Peso específico.....	157
Tabla 26: Resultados del Ensayo de Compresión paralela a las fibras	158
Tabla 27: Resultados del Ensayo de Corte paralela a las fibras	159
Tabla 28: Resultados del Ensayo de Tensión paralela a las fibras	161
Tabla 29: Resultados de Esfuerzos Admisibles con un contenido de humedad de 15% .	162
Tabla 30: Resultados de Esfuerzos Admisibles con un contenido de humedad de 15% .	162

Tabla 31: Resultados del Módulo de elasticidad de compresión paralela a las fibras	163
Tabla 32: Resultados del Módulo de elasticidad de tensión paralela a las fibras	165
Tabla 33: Resumen de los Módulo de elasticidad con contenido de humedad del 15% de las normas técnicas.....	166
Tabla 34: Resumen de los resultados del Módulo de elasticidad con contenido de humedad del 15%	166

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Tablestaca de malecón.....	5
Figura 2: Cuerpo continuo en equilibrio	7
Figura 3: Cubo del punto 0.....	9
Figura 4: Plano perpendicular al eje X.....	10
Figura 5: Placa sometida a fuerzas paralela a la superficie de la cara superior de la placa	11
Figura 6: Componente elástico (lado izquierdo) y Representación de la variación del ángulo entre OA y OB (lado derecho).....	12
Figura 7: Elementos sometidos a fuerzas perpendiculares en la dirección longitudinal....	14
Figura 8: Esfuerzos en un punto P de un medio en estado de esfuerzo plano	19
Figura 9: Vista completa para hallar los esfuerzos y planos principales	19
Figura 10: Ubicación de ángulos para el planteamiento de ecuaciones de esfuerzos principales y cortante.....	20
Figura 11: Condiciones de esfuerzo de un espécimen de suelo sujeto a compresión triaxial	26
Figura 12: Circunferencia con centro en el punto C (h, k), radio (r) y punto (P (x, y)).....	27
Figura 13: Círculo de Mohr.....	27
Figura 14: El círculo de Mohr en la forma usual en Mecánica de Suelos.....	28
Figura 15: Líneas de falla en el círculo de Mohr	29
Figura 16: Líneas de falla en el círculo de Mohr con la hipótesis de falla de Coulomb	33
Figura 17: Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo.....	34
Figura 18: Estado plástico en el diagrama de Mohr. (Suelos friccionantes).....	36
Figura 19: Líneas de fluencia en los estados de equilibrio “plástico”	37
Figura 20: Estados plásticos en el diagrama de Mohr. (Suelos con cohesión y fricción)..	40
Figura 21: Masa deslizante potencial	51
Figura 22: Análisis de fuerzas actuantes en una tajada vertical de la masa deslizante	52
Figura 23: Tablestaca empotrada en suelo homogéneo y sin presión hidrostática	56
Figura 24: Secuencia constructiva para una tablestaca de relleno	58
Figura 25: Ubicación de las viguetas de acero en las tablestacas	59
Figura 26: Estructura de guía para tablestacado y rodamientos.....	59
Figura 27: Proceso del método de hincado por secciones.....	60
Figura 28: Secuencia constructiva de una tablestaca con suelo excavado.....	61

Figura 29: Falla por deslizamiento profundo	64
Figura 30: Falla al volteo	65
Figura 31: Falla por deformación plástica.....	65
Figura 32: Partes de la estructura morfológica del Bambú Guadua angustifolia.....	66
Figura 33: Lugares del Perú en donde producen bambú guadua angustifolia	67
Figura 34: Tramos comerciales del Bambú Angustifolia.....	68
Figura 35: Ubicación del punto de investigación.....	81
Figura 36: Zona de extracción de muestras. (a) Zona de Estudio. (b) Suelo superficial en estado natural.....	83
Figura 37: Instalación final del equipo de ensayo SPT.....	84
Figura 38: (a) Primer paso: Pesado de la muestra verificando que se cumpla con el peso mínimo de la Norma Técnica Peruana 339.128 y para encontrar la humedad natural del terreno. (b) Segundo paso: Secado en el horno	89
Figura 39: Lavado de la muestra para separar el suelo fino.....	89
Figura 40: (a) Limpieza de los tamices antes, después del tamizado y cada vez que se quede restos de suelo. (b) Movimiento circular para la distribución de suelo por los diferentes tamices.....	90
Figura 41: (a) Recojo de la muestra retenida en un tamiz (b) Pesado del suelo retenido (c) Registro de los pesos retenidos.....	91
Figura 42: Desmenujamiento de la muestra de suelo	91
Figura 43: Tamizaje con el tamiz N°40	92
Figura 44: Pesado y registro de los pesos de los recipientes.....	92
Figura 45: (a) Humedecimiento del suelo con agua destilada. (b) Mezcla del suelo hasta conseguir una textura pastosa.....	93
Figura 46: (a) Llenado de la copa de Casagrande. (b) Nivelación del suelo al filo horizontal de la copa de Casagrande. (c) Uso del ranurador para crear la abertura	93
Figura 47: Giro de la manivela para el conteo de los golpes	94
Figura 48: (a) Recolección de la muestra del suelo de la mitad de la copa de Casagrande. (b) Colocación de la muestra en el recipiente metálico. (c) Pesado de suelo húmedo con el recipiente. (d) Registro del peso. (e) Traslado de la muestra al horno. (f) Pesado de la muestra seca. (g) Registro del suelo seco más el recipiente.....	95
Figura 49: (a) Enrollamiento del suelo sobre una placa de vidrio grueso. (b) Suelo enrollado con una consistencia de plasticidad. (c) Suelo cercano a la pérdida de plasticidad	96

Figura 50: (a) Peso de la muestra humedad antes horno y después del horno. (b)Registro de los pesos húmedos y secos	96
Figura 51: (a) Excavación hasta una profundidad de 3 m. (b)Uso del pico para extraer la muestra. (c) Corte de un bloque grande inalterado de suelo	101
Figura 52: Utilización de rollo film para conservar las características in-situ del bloque grande inalterado de suelo y su sentido de estratificación.....	102
Figura 53: (a)Partición de pedazos para las tres probetas. (b)Tallado de la muestra con suma cuidado	102
Figura 54: Verificación de obstrucciones en los conductos de la cámara de compresión triaxial.....	103
Figura 55: (a) Colocación de la piedra porosa. (b)Empleo del papel filtro. (c) Colocación de la probeta de suelo. (d) Empleo del papel filtro en la parte superior. (e)Colocación de la piedra porosa en la parte superior de la probeta. (f)Colocación del instrumento de tapa con conducción para el saturado de la muestra	103
Figura 56: (a)Colocación de una membrana en un cilindro guía. (b)Extracción del aire en el interior de membrana y el cilindro guía. (c) Introducción del cilindro guía en la muestra	104
Figura 57: (a) Colocación de 2 sellos de seguridad en parte inferior como en la superior. (b)Unión del tubo de desfogue para la saturación de la muestra.....	105
Figura 58: (a) Llenado de la cámara de confinamiento. (b)Llenado en para parte interna de la membrana para la saturación de la muestra.....	105
Figura 59: Elevación y ajuste de la cámara de confinamiento en la máquina para compresión triaxial.....	106
Figura 60: Conexión de los conductos de la bureta y de la cámara de aire en la cámara de confinamiento del suelo.....	107
Figura 61: Lecturas de la presión interna de la muestra suelo con la bureta hasta que se establezca esta presión producto de la presión de confinamiento.....	108
Figura 62: (a) Llenado de agua destilada en el sistema de medición de presión de poros. (b) Aperturas de llaves para la circulación de agua en el sistema de medición de presión de poros. (c) Balancín de estabilidad de nivel en para el sistema de medición de poros.....	109
Figura 63: Medición de la variación de la altura de la probeta después de la aplicación de la presión de confinamiento.....	109
Figura 64: (a) Colocación del deformímetro encima de la entrada de la llave conectada a la cámara de aire. (b) Ajuste del deformímetro colocándolo en 0.....	110

Figura 65: (a) Colocación de la velocidad de ensayo. (b) Trabado de la cadena de la máquina para un levantamiento acorde a la velocidad colocada.....	110
Figura 66: (a) Registro de la presión de poros. (b) Registro de las lecturas del dial de carga	111
Figura 67: Llenado de los datos del proyecto	119
Figura 68: Inicio del trazado del modelo del suelo	119
Figura 69: Introducción de los parámetros del suelo	120
Figura 70: Introducción de los parámetros del material en la zona de la tablestaca	120
Figura 71: Asignación de los materiales	121
Figura 72: Adicción de la acción de la presión de poros del suelo	121
Figura 73: Asignación de la línea de deslizamiento de la masa del suelo	122
Figura 74: (a) Recojo de los troncos de bambú del almacén. (b) Traslado de los troncos de bambú en camión. (c) Descarga de los troncos de bambú. (d) Colocación de los troncos de bambú en el campus de la UNALM	123
Figura 75: Rótulo para los troncos de bambú	123
Figura 76: (a) Forma de medición del diámetro externo del tronco de bambú. (b) Rotulación del tronco de bambú. (c) Medición visual de la circunferencia externa del tronco de bambú	124
Figura 77: Corte de los culmos de bambú.....	125
Figura 78: (a) Búsqueda de la ubicación estratégica de corte de bambú. (b) Corte del tronco de bambú. (c) Trazado de otras probetas después del corte. (d) Etiquetado de las probetas	125
Figura 79: Etiquetado de probetas.....	126
Figura 80: (a) Colocación del deformímetro. (b) Probeta colocada entre los implementos metálicos para realizar la compresión	127
Figura 81: (a) Ubicación de la probeta en el implemento para el ensayo de corte. (b) Colocación de la probeta con el implemento para el ensayo de corte en la máquina... ..	128
Figura 82: (a) Colocación de la probeta junto con los implementos para realizar el ensayo de tensión, además la ubicación del deformímetro. (b) Falla de la probeta después del ensayo de tensión.....	128
Figura 83: (a) Probetas para determinar el contenido de humedad, densidad y peso específico. (b) Pesado de la probeta sumergida en un recipiente con agua. (c) Conservación de la humedad después del secado en un deshumidizador	129
Figura 84: Mezcla de diversidad de suelos en un estrato.....	141

Figura 85: Perfil del suelo vs el número de golpes estándar y número de golpes estándar corregido.....	144
Figura 86: Gráfico esfuerzo desviador deformación unitaria. Ensayo Triaxial consolidado no drenado (CU).....	144
Figura 87: Líneas falla con diagramas de Mohr de esfuerzos totales y efectivos.....	145
Figura 88: Diagrama de fuerzas obtenido con la metodología de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C con un incremento de 20% de la longitud de empotramiento hallada.....	146
Figura 89: Diagrama de momentos obtenido con la metodología de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C con un incremento de 20% de la longitud de empotramiento hallada.....	147
Figura 90: Diagrama de fuerzas obtenido con la metodología de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C sin ningún de la longitud de empotramiento hallada	148
Figura 91: Diagrama de momentos obtenido con la metodología de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C sin ningún incremento de la longitud de empotramiento hallada.....	149
Figura 92: Diagrama de fuerzas obtenido utilizando la tabla para estimar la longitud de empotramiento del modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco con un incremento de 20% de la longitud de empotramiento hallada.....	150
Figura 93: Diagrama de momento obtenido utilizando la tabla para estimar la longitud de empotramiento del modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco con un incremento de 20% de la longitud de empotramiento hallada.....	151
Figura 94: Diagrama de fuerzas obtenido utilizando la tabla para estimar la longitud de empotramiento del modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco sin ningún incremento de la longitud de empotramiento hallada.....	152
Figura 95: Diagrama de momento obtenido utilizando la tabla para estimar la longitud de empotramiento del modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco sin ningún incremento de la longitud de empotramiento hallada.....	153
Figura 96: Análisis de estabilidad en el lado izquierdo de la tablestaca en condiciones críticas.....	154
Figura 97: Análisis de estabilidad en el lado derecho de la tablestaca en condiciones críticas	154
Figura 98: (a) Caña partida, (b) Tubos extensores, (c) Barreno, (d) Polea, (e)Malacate.	177

Figura 99: (a) Caja de recolección de suelo, (b) Juego de tamiz según norma NTP 339.128, (c)Horno electrico, (d)Juego de tamices para arenas y finos según NTP 339.128, (e) Guantes de protección terminca, (f)Lavatorio, (g) Bandeja, (h) Escobilla para timices, (i) Tazona pequeña de metal, (j) Balanza electronica de 0.01g de precisición, (k) Hoja de registro para los ensayos de granulometria y límites de Atterberg.....	178
Figura 100: (a)Balanza electrónica de 0.01 g de precisión, (b)Taza pequeña de porcelana y espátula, (c) Guantes de plástico, (d) Copa de Casagrande, (e) Ranurador metálico, (f) Piseta, (g)Placa de vidrio, (h) Mortero, (i) Horno eléctrico, (j) Recipiente de metal pequeño, (k) Tamiz N°40, (l) Hoja de registro para los ensayos de granulometria y límites de Atterberg	179
Figura 101: (a)Máquina de compresión Triaxial, (b) Molde cilíndrico, (c)Anillos de seguridad de jebe, (d)Cámara de compresión triaxial, (e)Equipo para colocar la membrana en la probeta de suelo, (f) Membranas para probetas de 4” de diámetro, (g) Papel filtro, (h) Discos porosos, (i) Alicate, cuchillas y sierra de hoja, (j) Deformímetro, (k) Anillo de carga	180
Figura 102: (l)Compresora pequeña de presión negativa, (m)Compresora de aire, (n) Cámara de aire, (o) Medidor de presión de poros, (p) Bureta.....	181
Figura 103: Contenido de humedad (%) – Ensayo de compresión paralela a las fibras ..	183
Figura 104: Con tenido de humedad (%) – Ensayo de corte paralela a las fibras.....	183
Figura 105: Contenido de humedad (%) – Ensayo de tensión paralela a las fibras	184
Figura 106: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 24 – sin nudo	184
Figura 107: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M – 18 – sin nudo	185
Figura 108: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 15 – sin nudo	185
Figura 109: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 18 – sin nudo	186
Figura 110: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M – 16 – sin nudo	186
Figura 111: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 20 – sin nudo	187
Figura 112: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 20 – sin nudo	187

Figura 113: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 16 – sin nudo	188
Figura 114: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M – 26 – sin nudo	188
Figura 115: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 16 – sin nudo	189
Figura 116: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 26 – sin nudo	189
Figura 117: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 26 – sin nudo	190
Figura 118: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 16 – con nudo	190
Figura 119: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 26 – con nudo	191
Figura 120: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 15 – con nudo	191
Figura 121: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 16 – con nudo	192
Figura 122: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M – 18 – con nudo	192
Figura 123: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 26 – con nudo	193
Figura 124: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M– 16 – con nudo	193
Figura 125: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M – 26 – con nudo	194
Figura 126: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 18 – con nudo	194
Figura 127: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 18 – con nudo	195
Figura 128: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 20 – con nudo	195
Figura 129: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 24 – con nudo	196

Figura 130: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 24 – sin nudo	196
Figura 131: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M - 18 – sin nudo	197
Figura 132: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 15 – sin nudo	197
Figura 133: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 18 – sin nudo	198
Figura 134: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M - 16 – sin nudo	198
Figura 135: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 20 – sin nudo	199
Figura 136: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 20 – sin nudo	199
Figura 137: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 16 – sin nudo	200
Figura 138: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M - 26 – sin nudo	200
Figura 139: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 16 – sin nudo	201
Figura 140: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 26 – sin nudo	201
Figura 141: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 26 – sin nudo	202
Figura 142: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 16 – con nudo	202
Figura 143: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 26 – con nudo	203
Figura 144: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 15 – con nudo	203
Figura 145: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 16 – con nudo	204
Figura 146: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M - 18 – con nudo	204

Figura 147: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 26 – con nudo	205
Figura 148: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M - 16 – con nudo	205
Figura 149: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M - 26 – con nudo	206
Figura 150: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 18 – con nudo	206
Figura 151: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 18 – con nudo	207
Figura 152: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 20 – con nudo	207
Figura 153: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 24 – con nudo	208
Figura 154: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 16 – con nudo	208
Figura 155: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 21 – con nudo	209
Figura 156: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 26 – con nudo	209
Figura 157: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 24 – con nudo	210
Figura 158: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 20 – con nudo	210
Figura 159: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 20 – con nudo	211
Figura 160: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 26 – con nudo	211
Figura 161: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 22 – con nudo	212
Figura 162: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 19 – con nudo	212
Figura 163: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 20 – con nudo	213

Figura 164: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 21 – con nudo	213
Figura 165: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 22 – con nudo	214
Figura 166: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 16 – con nudo	214
Figura 167: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 18 – con nudo	215
Figura 168: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 15 – con nudo	215
Figura 169: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 18 – con nudo	216
Figura 170: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 18 – con nudo	216
Figura 171: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 26 – con nudo	217
Figura 172: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 19 – con nudo	217
Figura 173: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 16 – con nudo	218
Figura 174: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 15 – con nudo	218
Figura 175: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 15 – con nudo	219
Figura 176: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 21 – con nudo	219
Figura 177: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 19 – con nudo	220

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Materiales utilizados	176
Anexo 2: Resultado detallados de los ensayos físico – mecánicos del bambú	182
Anexo 3: Resultados detallados del análisis de estabilidad de taludes	221
Anexo 4: Plano de presentación.....	240

RESUMEN

En esta investigación se plantea el uso del bambú *Guadua Angustifolia Kunth* como un elemento estructural (Tablestaca) para la construcción de un invernadero subterráneo en la Universidad Nacional Agraria La Molina (UNALM). Este tipo de infraestructura es necesaria al estar incluida como una medida de adaptación frente al cambio climático, sin embargo, su costo es elevado por los materiales que se necesita para su construcción haciendo que los agricultores no puedan realizarlo. Por lo tanto, el objetivo de la investigación es utilizar el bambú como material sustentable y al alcance de los agricultores para usarlo en este tipo de construcción. Entonces se evaluó las propiedades físico mecánicas del suelo y del bambú *Guadua Angustifolia Kunth*. En el área de evaluación se encontró a una profundidad de 6 metros suelo con canto rodado y encima de ello un suelo crítico (Arena limo arcillosa) con un ángulo de fricción efectiva de 31° y una cohesión efectiva de 0.03 kg/cm^2 . Al plantearse una profundidad de excavación de 2 m, el diagrama de presiones y momentos del suelo con un suelo homogéneo se obtuvo una profundidad de empotramiento de 2.112 m. Además, utilizando una relación del Número de Golpes estándar corregido con la profundidad de empotramiento, se obtuvo una profundidad de empotramiento de 3m. Se eligió como longitud de empotramiento de diseño el valor de 3 m Además el análisis de estabilidad de taludes realizado por medio del teorema de sarma muestra una buena estabilidad a con una profundidad de excavación de 2 m.

En cuanto al estudio de las propiedades físico mecánicas del bambú se obtuvieron los siguientes resultados con un contenido de humedad de 15%. Esfuerzo admisible: Compresión paralela a las fibras 14.52 MPa, Corte paralela a las fibras 0.89 MPa y tensión paralela a las fibras 10.28 MPa. Con una diferencia con respecto con la Norma técnica Peruana E.100 por exceso de 28.38% en Compresión paralela a las fibras, por defecto de 2.2% Corte paralela a las fibras y por defecto en 29.4% en tensión paralela a las fibras. En lo que respecta a los módulos de elasticidad se obtuvieron los siguientes valores: Compresión paralela a las fibras promedio: 2547.87 MPa, Percentil 5: 955 y Mínimo:761.81%, tensión paralela a las fibras promedio: 1442.51 MPa, Percentil 5: 555.32 MPa y Mínimo 479.34%.

Con respecto a la Norma técnica Peruana E.100, el módulo de elasticidad de compresión y tensión paralela a las fibras promedio 72.06% y el mínimo 80.16%.

Por último, se corroboró la factibilidad del uso del bambú como tablestaca por medio de los diagramas de presiones y momentos el cual es de 0.169 MPa para flexión y corte del diagrama de presiones y 20.07 kN.m/m en el diagrama de momentos, obteniendo con consecuencia seguridad de usar el bambú como tablestaca.

Palabras clave: Bambú Guadua Angustifolia Kunth, Ensayo STP (Standart Penetration Test), Ángulo de fricción Efectiva, Cohesión Efectiva, Esfuerzo admisible, Módulo de elasticidad.

I. INTRODUCCIÓN

De acuerdo con (Presidencia de Consejo de Ministros, 2020), 10 departamentos del Perú serán afectados por las heladas y friajes durante el año 2021, principalmente en las zonas altoandinas y selváticas. En consecuencia, disminuirá la producción agrícola en estas zonas, siendo más claros, solo en lugares en donde no hay de invernaderos.

(Serrano Cermeño, 2005a) menciona que un invernadero es una construcción revestida y envuelta artificialmente con materiales translucidos con el fin de proteger a las plantas de los fenómenos climáticos del ambiente. Además, menciona varias ventajas, pero las más importantes para las zonas afectadas por heladas y friajes son: Sembrar fuera del calendario agrícola y cosechar en menor tiempo, aumento de la producción y cultivar plantas que no se pueden cultivar en dichas zonas producto de los fenómenos meteorológicos. En cuanto a los requisitos que tiene que cumplir un invernadero superficial, el efecto invernadero es uno de los más importantes para que entre en funcionamiento óptimo de acuerdo con (Serrano Cermeño, 2005a), este trata de la emisión de la radiación de longitud de onda larga, absorbida por los materiales, hacia el interior del invernadero en donde una parte de esta será emitida hacia el exterior y otra hacia el interior propiamente calentando la atmosfera del invernadero. Por otra parte, el material de cobertura tiene que tener la propiedad de no dejar escapar el calor que esta acumulado en el interior del invernadero, además que su oposición al que se enfríe por la disminución de la temperatura externa, tiene que ser alta; sin embargo, en un invernadero subterráneo la dinámica es otra.

Según (Serrano Cermeño, 2005b), el invernadero subterráneo utiliza el calor del suelo para aumenta la temperatura de la atmosfera interna del invernadero, solo cuando las temperaturas del medio ambiente sean menores que las temperaturas que tiene el suelo ya sea en la parte inferior como en el perímetro de las paredes de la excavación. Como dato importante, se podría decir que durante las horas de día en donde hay sol el aire en el interior del invernadero subterráneo comúnmente es mayor a temperatura del suelo que esta al interior,

conforme se va enfriando la temperatura del aire interno durante la noche, producto de la pérdida de radiación hacia el exterior por la parte del techo, llegará al punto en que la temperatura será menor que la del suelo del interior del invernadero subterráneo, cuando esto ceda este suelo interno comenzará a emitir calor aumentando el calor interno del invernadero.

En cuanto a los materiales que se utiliza en el perímetro de las paredes de excavación, (Serrano Cermeño, 2005b) menciona que se utiliza bloques de cemento macizo o hueco y hormigón armado con alta porosidad. Como propiedades, debe ser permeable con la radiación de onda larga que emite el suelo hacia el interior del invernadero, además tiene que poseer porosidad con el fin de emanar humedad y retenerla cuando se agrega humedad de manera artificial. Otro punto es que para poder brindar una mayor seguridad contra el derrumbamiento se coloca pies derechos que tienen una estructura metálica a una distancia de 5 a 7 m de separación y tienen como función unirse con la estructura metálica del techo.

Con respecto al funcionamiento de estos materiales de retención de suelo para evitar el derrumbamiento, existe un elemento estructural que cumple la misma función, se le conoce con el nombre de tablestaca. Esta esta insertada en el suelo y trabaja como si fuera una viga empotrada. Puede ser de concreto armado, acero o madera. Incluso, hay dos tipos voladizo y anclado. En caso del tipo voladizo la tablestaca solo esta empotrada sin ningún anclaje en el muro del suelo, en cambio en el tipo anclado esta empotrado y anclado.

En las zonas mencionadas previamente, no sería viable la realización de este tipo de obra debido al costo de adquisición de estos materiales, es por ello que el presente proyecto de estudio plantea la utilización del bambú como tablestaca del tipo voladizo para el diseño de un invernadero subterráneo. El bambú trabaja muy bien ante la flexión, además posee las propiedades antes mencionadas de los materiales que se utilizan en los invernaderos subterráneos y además es un material renovable.

En consecuencia, el objetivo principal de este trabajo de investigación es el de evaluar los métodos de diseño para tablestacas tipo voladizo de bambú por medio de estudios geotécnicos, encontrando la distancia de profundidad y verificando la no ocurrencia de fallas a la que esta propensa de sufrir, se puede garantizar la seguridad para el agricultor del uso del invernadero subterráneo. Además, como resultado de la evaluación se puede concretar

la metodología para usarla en cualquier lugar que se pretenda evaluar el terreno para el diseño y construcción del invernadero subterráneo. Con ello se pueda proponer una secuencia de procesos constructivos para la instalación de las tablestacas dentro del perímetro interno de la excavación del invernadero subterráneo.

En relación con los estudios geotécnicos, permite determinar la distribución y magnitud de los esfuerzos que el suelo ejerce sobre la tablestaca, como también la longitud de empotramiento y además la sección de diseño de la tablestaca. Estos necesitan como datos de entrada el ángulo de fricción interna, cohesión del suelo, peso específico sin saturar y saturado. Existen modelos conservadores y computacionales, en este trabajo de investiga se usará los modelos conservadores debido a que tienen una consideración extra en cuanto a la seguridad de diseño; sin embargo, cabe mencionar que los modelos computacionales son más precisos.

Los modelos conservadores del propuestos por el Dr. Brajas M, que incluyen los casos en los que la tablestaca retiene solo suelo, tanto arenoso como arcilloso, o con un nivel freático. En cuanto a los modelos del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco, se da un pre dimensionamiento de la longitud de empotramiento mediante los datos que se obtienen del ensayo de SPT para luego obtener el empotramiento real luego de realizar la iteración dentro del modelo. Cabe resaltar que los modelos del Dr. Brajas M son utilizados en investigaciones como lo demuestra el artículo *Optimum design of cantiléver sheet pile walls in Sandy soils using inverse reliability approach* y del artículo *Lessons from a failure case of an excavated floodway supported by precast cantilever pile walls realizados* por Babu, G L Sivakumar , Basha, B Munwar y Cheng, Meng-hsiung, Huang, Ming-wan, Pan, Yii-wen, Liao, Jyh-jong respectivamente.

Unos de los usos adicionales de estos modelos es la determinación de la verificación de las fallas estructurales y por volteo por profundidad insuficiente de la tablaestaca, pero ante la falla por deslizamiento profundo se tiene que realizar un análisis de estabilidad de taludes para encontrar el factor de seguridad que garantice la no ocurrencia de esta falla. Es importante señalar que existe una variedad de métodos de análisis de estabilidad de taludes, pero para el presente estudio se utiliza el método de sarma porque incluye un factor de

aceleración sísmica horizontal haciendo que los resultados se asemeja la realidad de Perú al ser un país sísmico.

1.1.Objetivo general

- Evaluación de métodos de diseño para tablestacas de bambú tipo voladizo mediante estudios geotécnicos con el propósito de estabilizar el muro perímetro de un invernadero subterráneo.

1.2.Objetivos específicos

- Determinar los parámetros de resistencia del suelo de la zona de estudio.
- Determinar la longitud de profundidad de empotramiento de la tablestaca.
- Determinar los parámetros físico-mecánicos del Bambú.
- Verificación de esfuerzos.
- Establecer un proceso constructivo para la implementación de las tablestacas.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. Tablestaca

Según (Rodríguez Ortiz et al., 1989) es un tipo de estructuras de contención flexible que están sometidas a deformaciones en flexión.

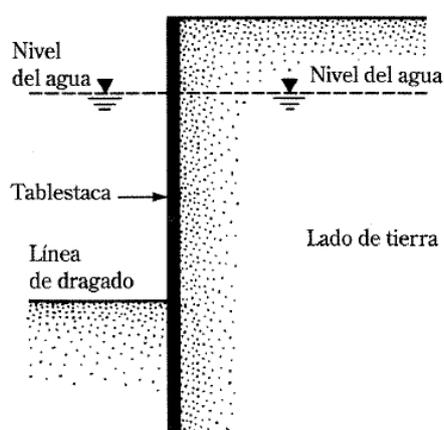


Figura 1: Tablestaca de malecón

Adaptado de "Tablestacados" por Das, B. M., 2006, Principios de ingeniería de cimentación, 5, p.387. Copyright 2006 por la International Thomson Editores.

2.2. Tablestacas en voladizo.

- **Voladizo o Cantilever (Segovia P., 2002)**

Es una estructura de contención, cuya sección transversal se encuentra empotrada, a una cierta profundidad, en el suelo. Esta se comporta como una viga en voladizo y debido a que soporta fuertes deformaciones, posee una longitud de aproximadamente de 5 metros lineales como máximo que se mide desde la línea de final de excavación hacia la línea superior donde termina la masa de suelo en retención. Así mismo, su flexibilidad aumenta cuando se incrementa su altura por ello los momentos flectores son directamente proporcionales al cubo de su altura y factores externos, como la erosión, la consolidación y el arrastre de sedimentos, que actúan en la parte externa de esta estructura hacen que las deformaciones se incrementen (Das, 2006; Segovia P., 2002).

Sobre la diferencia de las fuerzas de empuje, pasivo y activo, esta es llamada presión neta. En el caso del equilibrio estático de presiones, esta se alcanzará cuando la diferencia entre las fuerzas de empuje pasivo, que son generadas en el tramo del empotramiento, y las fuerzas de empuje activo, que son generadas por la masa del suelo por encima y por debajo de la línea de excavación que retiene tablaestaca, sea cero. (Segovia P., 2002).

2.3. Conceptos principales en la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo

2.3.1. Concepto de medio continuo

Según (Olivella & Agalet de Saracibar Bosch, 2010), el medio continuo es un conjunto infinito de partículas que pueden pertenecer a un sólido, fluido o gas; que es estudiado macroscópicamente, esto quiere decir que no se considera las irregularidades que pudieran existir a un nivel microscópico ya sea a nivel atómico o molecular. En conclusión, en un medio continuo se acepta que no hay irregularidades entre las partículas y que su explicación matemática y propiedades se pueden realizar por medio de funciones continuas.

2.3.2. Estado de esfuerzo en el plano

2.3.2.1. Concepto de la intensidad de una fuerza

(Timoshenko & Goodier, 1975a) menciona que la intensidad de una fuerza es la magnitud de esta aplicada sobre una unidad de área.

2.3.2.2. Concepto de tensión

De acuerdo con (Timoshenko & Goodier, 1975a), la tensión es la intensidad que proviene de las fuerzas internas. Estas fuerzas internas son producidas por las fuerzas externas, representadas en la figura 2, en un cuerpo en general que se encuentra en equilibrio.

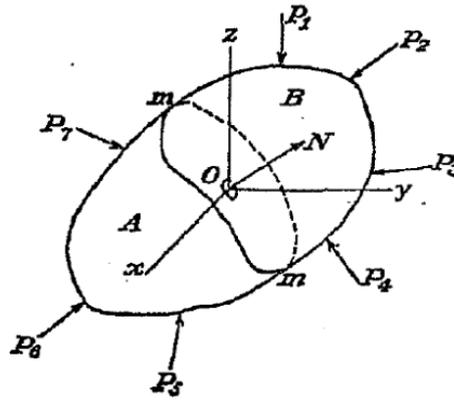


Figura 2: Cuerpo continuo en equilibrio

Adaptado de “Introducción” por Timoshenko, S., & Goodier, J. N., 1975, TEORIA DE LA ELASTICIDAD ,2, p.22. Copyright 2006 por la International Thomson Editores

2.3.2.3. Definición de la tensión en cualquier parte de un medio continuo

De acuerdo con (Timoshenko & Goodier, 1975a), la tensión no se distribuye de manera uniforme dentro del plano mm en la figura 2. Entonces para poder obtener la magnitud de esta tensión en un pequeño componente que contiene al punto O de la figura 2 y además este componente posee un área de valor igual a dA . (Timoshenko & Goodier, 1975a) menciona una suposición que consiste en que las fuerzas que intervienen en esta área se reducen debido a que la acción del material B sobre el material A conduciendo a que dichas fuerzas sean reducidas hasta tener como una resultante P. Además, si el área dA sigue disminuyendo de manera continua, se obtendrá como resultado que valor del límite de la definición de dP / dA que viene a ser la tensión que se está aplicando en el punto O del plano mm. En cuanto a la dirección la tensión en el punto O, (Timoshenko & Goodier, 1975a) menciona que por lo general es inclinada con respecto al componente de superficie dA , a su vez esta tensión se descompone en esta superficie de área dA en una tensión normal perpendicular a dA y una tensión tangencial o llamada también cortante que igual se ejerce en dA .

2.3.2.4. Conceptos de tipos de fuerzas en medios continuos

De acuerdo con (Timoshenko & Goodier, 1975a), existe dos tipos de fuerzas externas que interactúa con sobre un cuerpo que son: Fuerzas superficiales y fuerzas másicas. Las fuerzas superficiales son las fuerzas que están distribuidas sobre la superficie de un cuerpo como por ejemplo la presión que se ejerce producto de la interacción de dos cuerpos o de la presión hidrostática. En el caso de las fuerzas másicas, esta son fuerzas que están distribuidas por

todo el volumen del cuerpo como, por ejemplo: las fuerzas gravitacionales, las fuerzas magnéticas y cuando existe movimiento las fuerzas de inercia.

Como característica de estas fuerzas superficiales, estas se descomponen en tres componentes paralelas a los ejes de sistemas cartesiano, así mismo, la fuerza másica que se aplica por cada unidad de volumen, igualmente será descompuesta en tres componentes.

Para (Timoshenko & Goodier, 1975a), la representación simbólica de la tensión normal y de la tensión tangencial es σ y τ respectivamente. En cuanto a la dirección de estas tensiones, (Timoshenko & Goodier, 1975a) menciona que se le añade un subíndice a la representación simbólica de cada tensión, por ejemplo para un componente muy pequeño con forma de cubo como se puede ver en la figura 3, cabe resaltar que este componente contiene al punto O de la figura 3. Las aristas de este cubo son paralelas a los ejes coordenados y la simbología de las tensiones en cada cara del cubo se entran representadas en la figura 3 y también el sentido positivo de estas tensiones. Para comprender mejor la simbología y dirección de las tensiones se propone el siguiente ejemplo: Todas las caras del cubo de la figura 3 que son perpendiculares al eje Y, la tensión que es perpendicular a este plano es la tensión normal y tendría como símbolo σ_y y tendrá signo positivo si su dirección es paralela al eje Y, de ser así se comportara como tensión y por el contrario actuará a compresión. En cuanto a la tensión tangencial, este se descompone en dos componentes en una cara del cubo que es perpendicular a un eje, por ejemplo, al eje Y. Por consiguiente, la simbología empieza por identificar el plano al que pertenece la tensión tangencial y a que eje es perpendicular, en este caso las tensiones tangenciales pertenecen a la cara del cubo que es perpendicular al eje Y, entonces el primer símbolo es Y. El segundo símbolo representa la dirección a que pertenece la tensión tangencial, este es paralelo a un eje, en este caso la dirección puede ser en el eje X o el eje Z. en conclusión los símbolos son para las tensiones tangenciales son: τ_{yx} y τ_{yz} respectivamente. La tensión tangencial será positiva si la dirección esta hacia la dirección positiva del eje.

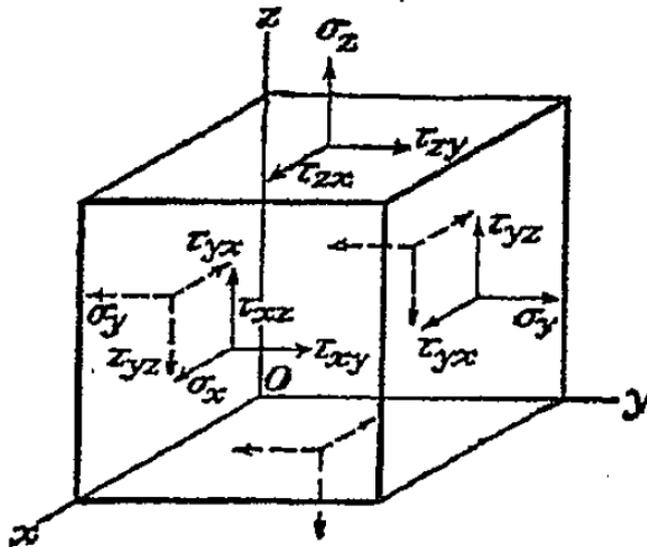


Figura 3: Cubo del punto 0

Adaptado de "Introducción" por Timoshenko, S., & Goodier, J. N., 1975, TEORIA DE LA ELASTICIDAD ,2, p.24. Copyright 2006 por la International Thomson Editores.

Entonces se puede decir que, para cada par de caras paralelas de un componente cúbico, como se puede ver en la figura 3, se necesita un símbolo en una cara de un par para representar la tensión normal y dos para las tensiones tangenciales. En consecuencia, tres símbolos representaran a las tensiones normales y estos son: σ_x , σ_y y σ_z y seis a las tensiones tangenciales τ_{xy} , τ_{yx} , τ_{xz} , τ_{zx} , τ_{yz} , τ_{zy} .

Sin embargo, de acuerdo con (Timoshenko & Goodier, 1975a) este número de tensiones tangenciales puede disminuir a tres tensiones tangenciales conforme al equilibrio del componente de estudio. Para ello, se realiza un calcula momentos tomando como eje al eje X, por lo que solo se toma para el análisis el plano del cubo de la figura 3 que es perpendicular al eje X como se muestra en la figura 4. En cuanto a la fuerza másica del elemento de análisis se desprecia debido al valor de las dimensiones lineales que son muy pequeñas y por lo tanto su volumen del cubo también. Sin embargo, las fuerzas superficiales no disminuyen de valor cuando se disminuyen las dimensiones. En el caso de las tensiones normales de acuerdo a (Timoshenko & Goodier, 1975a), los momentos que se forman con estas tensiones en una distribución no uniforme en un elemento muy pequeño, sus valores son muy pequeño que se desprecia incluso propone que las tensiones tangenciales también podrían llegar a ser despreciados por el tamaño tan pequeño del elemento.

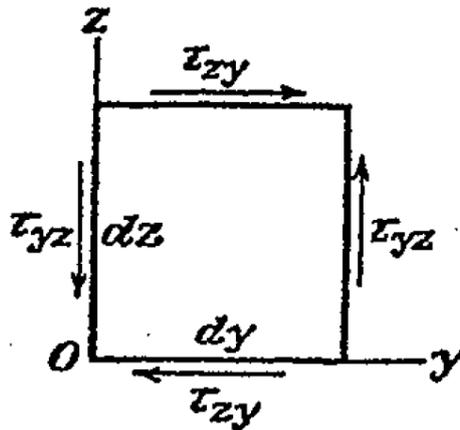


Figura 4: Plano perpendicular al eje X

Adaptado de “Introducción” por Timoshenko, S., & Goodier, J. N., 1975, TEORIA DE LA ELASTICIDAD ,2, p.25. Copyright 2006 por la International Thomson Editores.

Continuando, se realiza la suma de momentos con respecto al eje X teniendo como distancias de las aristas de esta cara del cubo a dy y dz como se ve en la figura 4. Para tener las fuerzas que actuaran, en este caso, las áreas son los planos perpendiculares, caras perpendiculares al eje Y. Entonces las fuerzas estarán definidas por el producto de la tensión por el área en donde actúa. Teniendo todo ello se establece la siguiente suma de momentos:

$$\tau_{zy} dx dy dz = \tau_{yz} dx dz dy \dots\dots\dots(\text{Ec.1})$$

Simplificando:

$$\tau_{zy} = \tau_{yz} \dots\dots\dots(\text{Ec.2})$$

Este procedimiento se realiza de igual forma teniendo como eje de momento a eje Y y al eje Z. Por lo que se tiene las siguientes igualdades:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}; \quad \tau_{zx} = \tau_{xz}$$

En conclusión, las dos caras del cubo que son perpendiculares entre sí, sus componentes tangenciales que son perpendiculares a la línea de intersección de dichas caras son iguales.

2.3.2.5. Concepto de estado tensional plano

Según (Timoshenko & Goodier, 1975b), el estado tensional plano es cuando a un cuerpo se le aplica fuerzas paralelas a la superficie superior de manera uniforme y que las tensiones σ_z , τ_{yz} y τ_{zx} son nulas, también en el interior, como se muestra en la figura 5. Además, al tener nulas las tensiones en la dirección del eje Z, según (Timoshenko & Goodier, 1975b) el valor de las tensiones σ_x , σ_y y τ_{xy} no varía en función del espesor del elemento.

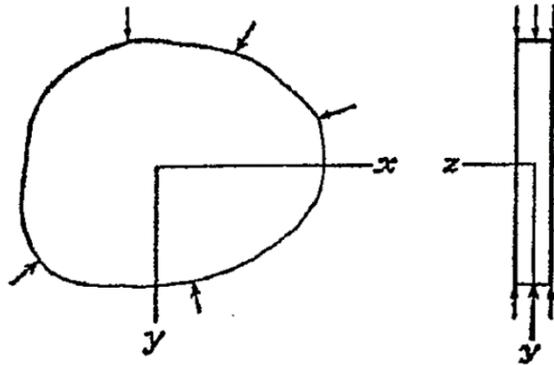


Figura 5: Placa sometida a fuerzas paralelas a la superficie superior de la placa

Adaptado de "Tensiones planas y deformaciones planas" por Timoshenko, S., & Goodier, J. N., 1975, TEORIA DE LA ELASTICIDAD, 2, p.25. Copyright 2006 por la International Thomson Editores.

2.3.2.6. Concepto de deformación lineal o deformación en un medio continuo

De acuerdo con (Timoshenko & Goodier, 1975a), la deformación lineal o deformación es el alargamiento específico iniciando en el punto O, como en la figura 6, cuyo valor es de $\frac{\partial u}{\partial x}$, $\frac{\partial v}{\partial x}$ y $\frac{\partial w}{\partial x}$ en los ejes X, Y y Z respectivamente teniendo estos ejes como dirección. Esto parte de la evaluación que se realiza a un cuerpo elástico, en donde se empieza con la suposición que las uniones de las partículas son muy fuertes al punto que el movimiento del cuerpo rígido es nulo, esto da pie a establecer que sin una deformación en el cuerpo no es posible el desplazamiento de las partículas del cuerpo. Según (Timoshenko & Goodier, 1975a), en las estructuras reales se producen deformaciones pequeñas, Entonces los desplazamientos mínimos de las partículas cuando un cuerpo se deforma, esta descompuesto comúnmente en tres componentes que son: u, v y w, además estas con paralelas a los ejes X, Y y Z respectivamente. (Timoshenko & Goodier, 1975a) plantea la suposición de que estas tres componentes tiene una longitud muy pequeña y que tienen una variación continua por todo el volumen del cuerpo elástico. Por ejemplo, se tiene en la figura 6 en el lado derecho a un pequeño componente elástico de dimensiones dx, dy y dz. Cuando el componente se deforma

y se produzca la deformación aparecen los componentes de desplazamiento del punto O que son: u, v y w . Para el desplazamiento en la dirección del eje X de un punto próximo A esta definida por la siguiente expresión:

$$u + \frac{\partial u}{\partial x} dx \dots\dots\dots (Expresión 1)$$

Esta expresión indica que el cambio de la posición en el eje X está dada por la función u y el componte $\frac{\partial u}{\partial x} dx$ es el incremento del desplazamiento en función de u . En conclusión, el incremento de la longitud de la dimensión OA de la figura 6 (lado derecho) es $\frac{\partial u}{\partial x} dx$ y el alargamiento específico es $\frac{\partial u}{\partial x}$.

2.3.2.7. Concepto de deformación angular o deslizamiento en un medio continuo

Según (Timoshenko & Goodier, 1975a), la deformación angular o deslizamiento del ángulo, es el ángulo que se encuentra entre los planos yz e yz , xy y xz y xz e yz .

Para una mejor comprensión se describe la variación angular con ayuda de la figura 6 (lado derecho). Aquí se muestra que el ángulo de 90° formado por los segmentos OA y OB, Los desplazamientos del punto O por el eje X e Y son u y v respectivamente. En el caso del punto A y B los desplazamientos están dados por las siguientes expresiones:

$$v + \frac{\partial v}{\partial x} dx \quad ; \quad u + \frac{\partial u}{\partial y} dy \dots\dots\dots (Expresion 2)$$

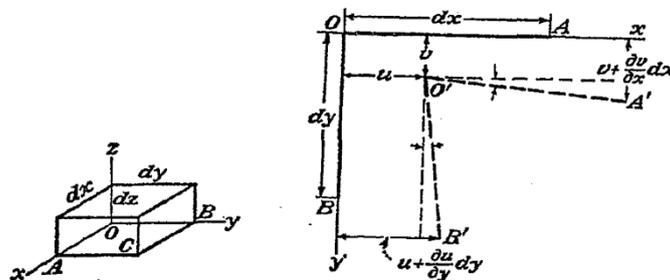


Figura 6: Componente elástico (lado izquierdo) y Representación de la variación del ángulo entre OA y OB (lado derecho)

Adaptado de “Introducción” por Timoshenko, S., & Goodier, J. N. ,1975, TEORIA DE LA ELASTICIDAD ,2, p.26. Copyright 2006 por la International Thomson Editores.

La primera expresión es para el punto A con dirección en el eje Y, y la segunda expresión es el desplazamiento del punto B en la dirección del eje X. Producto de estos desplazamientos las nuevas posiciones del punto O, A y B son los puntos O' , A' , B' .

En consecuencia, los desplazamientos producidos generan un pequeño ángulo entre la dirección inicial OA con la nueva dirección $O'A'$ cuyo valor es $\frac{\partial v}{\partial x}$. Equivalentemente, la dirección inicial OB con la nueva dirección $O'B'$ forman un pequeño ángulo cuyo valor es $\frac{\partial u}{\partial y}$. En conclusión, el ángulo inicial de 90° formado por la dirección OA y OB sufre una variación cuya magnitud es de $\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}$, Esta variación es la deformación tangencial.

En cuanto a la simbología, (Timoshenko & Goodier, 1975a) propone usar el símbolo ϵ para la deformación lineal y para la deformación tangencial γ , en cuanto a las direcciones de las deformaciones se utilizan la misma simbología usa en las tensiones.

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad ; \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad ; \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad \dots \dots \dots (Expresión 3)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad ; \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \quad ; \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad \dots \dots \dots (Expresión 4)$$

Estas seis componentes según (Timoshenko & Goodier, 1975a) se denominan componentes de la deformación. Una consecuencia de conocer las deformaciones longitudinales en tres direcciones ortogonales y las deformaciones tangenciales que pertenecen a tales direcciones es poder hallar la deformación longitudinal en cualquier dirección y el desplazamiento angular formado por cualquier composición de dos direcciones.

2.3.2.8. Concepto de estado de deformación plana en un medio continuo

De acuerdo con (Timoshenko & Goodier, 1975b), el estado de deformación plana es cuando no existe desplazamiento axial en los extremos ni en cualquier sección recta de un elemento. Básicamente esta premisa se base en que la dimensión de un componente es muy extenso con respecto al eje Z. Además, de acuerdo con (Timoshenko & Goodier, 1975b) cuando un

cuerpo o elemento es sometido a fuerzas perpendiculares a la dirección longitudinal y que no varían en esa dirección, propone el supuesto que en todas las secciones rectas se encuentran en igualdad de condiciones, teniendo en cuenta que la carga no cambia con la longitud, como se puede ver en la figura 7. Asimismo, se menciona que las secciones extremas se encuentran en planos rígidos fijos imposibilitando cualquier desplazamiento en la dirección axial. Como las condiciones del elemento son iguales para cualquier sección recta, según (Timoshenko & Goodier, 1975b) es suficiente contemplar un tramo de sección distanciadas por una unidad de longitud.

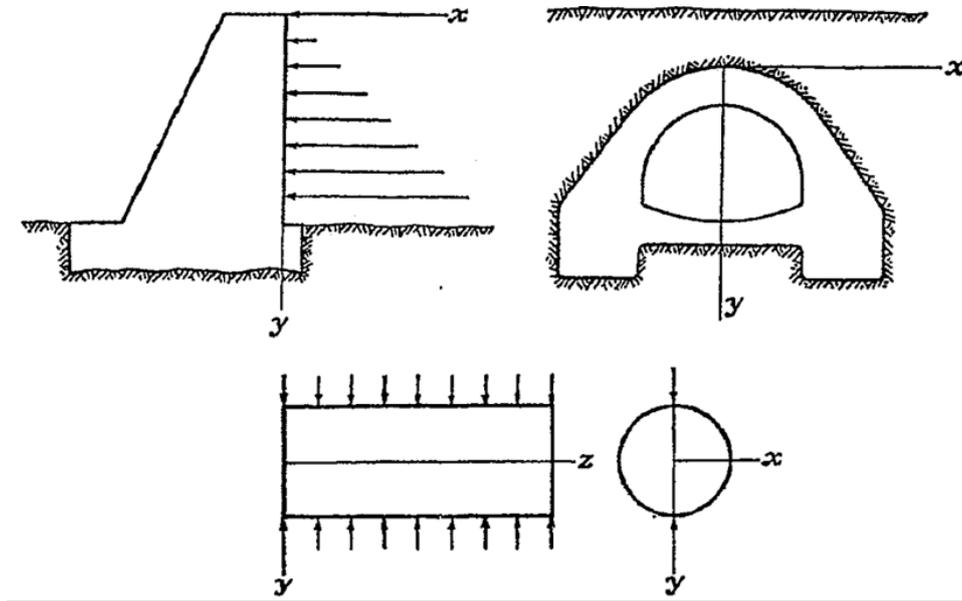


Figura 7: Elementos sometidos a fuerzas perpendiculares en la dirección longitudinal

Adaptado de “Tensiones planas y deformaciones planas” por Timoshenko, S., & Goodier, J. N., 1975, TEORIA DE LA ELASTICIDAD ,2, p.33. Copyright 2006 por la International Thomson Editores.

Anteriormente, el concepto de desplazamiento lineal y tangencial se establece que los desplazamientos u y v son variables que dependen de x e y mas no de z , por consiguiente, los desplazamientos w que dependen de z son iguales a 0, esto se establece en las siguientes ecuaciones:

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = 0 \quad ; \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = 0 \quad ; \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \dots \dots \dots (\text{Expresión 5})$$

En cuanto a la tensión normal σ_z se puede representar en función de x e y por medio de la ley de Hooke, teniendo en cuenta que $\sigma_z = 0$ se tiene:

$$\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y) = 0 \quad ; \quad \sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y) \dots \dots \dots (Expresión 6)$$

Las tensiones normales σ_x, σ_y se ejercen en todas las secciones rectas del elemento en donde se incluye las partes externas lo cual representan las fuerzas necesarias para mantener el estado de deformación plana, en donde se desempeñan por los planos extremos.

Las expresiones 5 y 6 visibilizan que τ_{xz} y τ_{yz} tienen valor igual a 0, por medio de la expresión 6 σ_z se encuentra en función de x e y. La cuestión de deformación plana es igual a la cuestión del estado tensional plano en que en ambos para hallar σ_x, σ_y y τ_{xy} solo es necesario que estén en función de x e y.

2.4. Definición de la ecuación de la tensión normal y tangencial para cualquier plano perpendicular a una placa en estado de deformación y tensión plana

Conforme con la teoría de la elasticidad, una vez que se tenga definido un elemento en un estado de tensión y deformación plana y conocido sus valores de tensiones en los planos paralelos y perpendiculares a uno de los ejes coordenados, se puede conocer cualquier tensión normal o tangencial en cualquier punto de un elemento por medio de un plano perpendicular al plano y paralelelo a un eje, en el cual el elemento se encuentra en un estado de tensión y deformación plana. Este plano perpendicular puede ser interpretado por una sección de corte del elemento en el plano de análisis o la otra interpretación es por el giro antihorario que el elemento puede realizar.

De acuerdo con la explicaciones de (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a) conforme a la figura 7 se tienen un plano cortante \overline{AB} perpendicular al plano YZ del cual se manifiestan la tensión σ_n teniendo una dirección perpendicular al plano \overline{AB} y la tensión τ_n que tiene una dirección tangencial al plano \overline{AB} . Como se puede observar en la figura 7 los vectores que definen al plano \overline{AB} son \overline{m} y \overline{n} que son tangencial y perpendicular al plano \overline{AB} . (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a) estable una tensión S_n que se ejerce en el plano \overline{AB} cuya dirección no es perpendicular al plano \overline{AB} como se muestra en la figura 7, además esta

tensión se descompone en sus dos componentes paralelos a los ejes Z e Y que son: S_{nz} y S_{ny} . En el triángulo BPA el autor estable los valores para los segmentos \overline{PB} y \overline{PA} ; $\cos \alpha$ y $\sin \alpha$ respectivamente. Por lo tanto, las componentes del vector \bar{m} son $(-\sin \alpha, \cos \alpha)$ y por semejanza de triángulos el vector \bar{n} tiene como componentes $(\cos \alpha, \sin \alpha)$.

Para hallar los valores de S_{nz} y S_{ny} (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a) plantea realizar el equilibrio de fuerzas para el prisma triangular de la figura 7. Se obtiene las siguientes relaciones

$$\sum F_y = 0 ; S_{ny} \times \Delta A - \sigma_y \times \Delta A \times \cos \alpha - \tau_{zy} \times \Delta A \times \sin \alpha + \frac{1}{2} \times Y \times h = 0$$

$$\sum F_z = 0 ; S_{nz} \times \Delta A - \sigma_z \times \Delta A \times \sin \alpha - \tau_{yz} \times \Delta A \times \cos \alpha + \frac{1}{2} \times Z \times h = 0$$

$$S_{ny} = \sigma_y \times \cos \alpha + \tau_{yz} \times \sin \alpha$$

$$S_{nz} = \sigma_z \times \sin \alpha + \tau_{zy} \times \cos \alpha$$

En consecuencia, de acuerdo con la teoría de la elasticidad para encontrar el valor de la tensión normal (σ_n) y tensión tangencial (τ_n) en el punto P en el cual se trazó un plano paralelo a \overline{AB} que pasa por P a una distancia h como se muestra en la figura 7.

Como se ha mencionado, la tensión es la intensidad que proviene de las fuerzas internas y esta intensidad se halla de acuerdo a (Timoshenko & Goodier, 1975a) como la división de la magnitud de fuerza sobre una unidad de área en la cual esta aplicada. Estas tensiones se expresan de la siguiente forma:

$$\sigma_n = \frac{\|Proyección_{\bar{n}} S_n\|}{\Delta A}$$

$$\tau_n = \frac{\|Proyección_{\bar{m}} S_n\|}{\Delta A}$$

De acuerdo con el teorema 11.5 ángulo entre dos vectores diferentes de cero se establece la siguiente relación:

$$\cos \alpha = \frac{S_n \cdot \bar{n}}{\|S_n\| \times \|\bar{n}\|}$$

$$\cos \alpha \times \|S_n\| = S_n \cdot \bar{n}$$

$$\|Proyección_{\bar{n}} S_n\| = \cos \alpha \times \|S_n\|$$

$$\sigma_n = S_n \cdot \bar{n}$$

$$\cos(90 - \alpha) = \frac{S_n \cdot \bar{m}}{\|S_n\| \times \|\bar{m}\|}$$

$$\cos(90 - \alpha) \times \|S_n\| = S_n \cdot \bar{m}$$

$$\|Proyección_{\bar{m}} S_n\| = \cos(90 - \alpha) \times \|S_n\|$$

$$\tau_n = S_n \cdot \bar{m}$$

En conclusión, se tienen las siguientes expresiones

$$\sigma_n = S_n \cdot \bar{n}$$

$$\tau_n = S_n \cdot \bar{m}$$

$$\sigma_n = S_n \cdot \bar{n} = (S_{ny}, S_{nz}) \cdot (\cos \alpha, \sin \alpha) = S_{ny} \times \cos \alpha + S_{nz} \times \sin \alpha$$

$$\tau_n = S_n \cdot \bar{m} = (S_{ny}, S_{nz}) \cdot (-\sin \alpha, \cos \alpha) = -S_{ny} \times \sin \alpha + S_{nz} \times \cos \alpha$$

$$\sigma_n = (\sigma_y \times \cos \alpha + \tau_{yz} \times \text{sen } \alpha) \times \cos \alpha + (\sigma_z \times \text{sen } \alpha + \tau_{zy} \times \cos \alpha) \times \text{sen } \alpha$$

$$\tau_n = -(\sigma_y \times \cos \alpha + \tau_{yz} \times \text{sen } \alpha) \times \text{sen } \alpha + (\sigma_z \times \text{sen } \alpha + \tau_{zy} \times \cos \alpha) \times \cos \alpha$$

$$\sigma_n = \sigma_y \times (\cos \alpha)^2 + \sigma_z \times (\text{sen } \alpha)^2 + 2\tau_{yz} \times \text{sen } \alpha \times \cos \alpha$$

$$\tau_n = (\sigma_z - \sigma_y) \times \text{sen } \alpha \times \cos \alpha + \tau_{yz} \times ((\cos \alpha)^2 - (\text{sen } \alpha)^2)$$

Utilizando las identidades trigonométricas fundamentales

$$(\text{sen } \alpha)^2 + (\cos \alpha)^2 = 1$$

$$\text{sen } 2\alpha = 2 \times \text{sen } \alpha \times \cos \alpha$$

$$\cos 2\alpha = 2 \times (\cos \alpha)^2 - 1$$

$$\sigma_n = \sigma_y \times (\cos \alpha)^2 + \sigma_z \times (1 - (\cos \alpha)^2) + 2\tau_{yz} \times \text{sen } \alpha \times \cos \alpha$$

$$\sigma_n = \sigma_z + (\sigma_y - \sigma_z) \times (\cos \alpha)^2 + \tau_{yz} \times \text{sen } 2\alpha$$

$$\tau_n = \frac{(\sigma_z - \sigma_y) \times \text{sen } 2\alpha}{2} + \tau_{yz} \times ((\cos \alpha)^2 - (1 - (\cos \alpha)^2))$$

$$\tau_n = \frac{(\sigma_z - \sigma_y) \times \text{sen } 2\alpha}{2} + \tau_{yz} \times \cos 2\alpha$$

2.5. Definición de la ecuación de las tensiones principales de una placa en estado de deformación y tensión plana

Según (Timoshenko & Goodier, 1975b) y la teoría de la elasticidad, hay planos ortogonales entre sí conocidos como planos principales de esfuerzos que tienen como característica tener la tensión tangencial igual a 0, actuando solo tensiones normales denominadas tensiones principales. En el caso de encontrarse en un estado de tensión y deformación plana hay 2 planos principales con 2 tensiones principales, una tensión es el máximo, el mayor de todas las tensiones y el otro es la tensión mínima de todas las tensiones que se puede ejercer en el punto de interés. Es de suma importancia hallar el valor de las tensiones principales (máxima y mínima) y también encontrar la orientación de las tensiones principales en los cuales actúan.

Para conocer la tensión principal en el punto P que está amarrado a un plano principal δ como se puede ver en la figura 9. Las componentes del vector S_n quedan definidas por las siguientes expresiones:

$$S_{ny} = S_n \times \cos \alpha$$

$$S_{nz} = S_n \times \sin \alpha$$

Conforme a la ecuación de equilibrio se encontraron los valores de S_{ny} y S_{nz} e igualando con los componentes del vector S_n , queda expresado por medio de las siguientes ecuaciones:

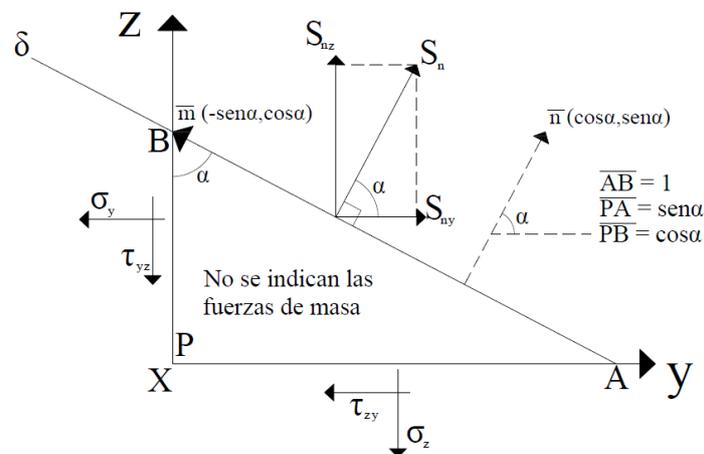


Figura 10: Ubicación de ángulos para el planteamiento de ecuaciones de esfuerzos principales y cortante

$$S_n \times \cos \alpha = \sigma_y \times \cos \alpha + \tau_{yz} \times \sin \alpha$$

$$S_n \times \sin \alpha = \sigma_z \times \sin \alpha + \tau_{zy} \times \cos \alpha$$

Simplificando:

$$(\sigma_y - S_n) \times \cos \alpha + \tau_{yz} \times \sin \alpha = 0$$

$$(\sigma_z - S_n) \times \sin \alpha + \tau_{zy} \times \cos \alpha = 0$$

$$(\sin \alpha)^2 + (\cos \alpha)^2 = 1$$

$$\begin{vmatrix} (\sigma_y - S_n) & \tau_{yz} \\ \tau_{zy} & (\sigma_z - S_n) \end{vmatrix} = 0$$

$$(\sigma_y - S_n) \times (\sigma_z - S_n) - (\tau_{yz})^2 = 0$$

$$(S_n)^2 - ((\sigma_y + \sigma_z) \times S_n) + (\sigma_y \times \sigma_z) - (\tau_{yz})^2 = 0$$

Resolviendo esta ecuación se obtiene:

$$S_n = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y + \sigma_z}{2}\right)^2 - (\sigma_y \times \sigma_z) - (\tau_{yz})^2}$$

Reduciendo:

$$S_n = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + (\tau_{yz})^2}$$

Definiendo a la tensión principal mayor y menor:

$$S_n = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + (\tau_{yz})^2}$$

$$S_n = \frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2}\right)^2 + (\tau_{yz})^2}$$

Ahora para encontrar el ángulo de orientación de las tensiones normales de acuerdo con (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a) se utilizara la ecuación general para encontrar la tensión tangencial e igualando a cero en el caso de un análisis en un plano principal.

$$\tau_n = \frac{(\sigma_z - \sigma_y) \times \sen 2\alpha}{2} + \tau_{yz} \times \cos 2\alpha = 0$$

$$\tan 2\alpha = -\frac{2 \times \tau_{yz}}{(\sigma_z - \sigma_y)}$$

De acuerdo con (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a) la expresión anterior no define de manera precisa el ángulo α por lo que la expresión se descompone en las siguientes ecuaciones.

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y) \times \sen 2\alpha}{2} + \tau_{yz} \times \cos 2\alpha = 0$$

Despejando un miembro a la derecha y elevando al cuadrado la siguiente ecuación se obtiene:

$$\left(\frac{(\sigma_z - \sigma_y) \times \sen 2\alpha}{2}\right)^2 = (-\tau_{yz} \times \cos 2\alpha)^2$$

Despejando el valor de $\sen 2\alpha$ se obtiene:

$$\operatorname{sen} 2\alpha = - \left(\frac{2 \times \tau_{yz}}{\sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4 \times (\tau_{yz})^2}} \right)$$

En el caso de despejar el valor de $\cos 2\alpha$ se obtiene:

$$\cos 2\alpha = + \frac{(\sigma_z - \sigma_y)}{\sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4 \times (\tau_{yz})^2}}$$

2.6. Definición del concepto del círculo de Mohr

Según (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a), el círculo de Mohr es un lugar geométrico en el cual se pueden encontrar las tensiones actuantes, tanto su magnitud como su dirección, en un punto de interés. Conforme a (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a), menciona que Mohr plantea que al elaborar un plano en donde el eje de las abscisas se coloquen los valores de las tensiones normales y en el eje de las ordenadas se ubiquen las tensiones tangenciales, (σ_n, τ_n) , para cada vector \bar{n} , que a su vez produce una tensión normal y una tensión tangencial, representa a un plano el cual se puede encontrar los valores y direcciones de las tensiones normal y tangencial en un punto de interés como por ejemplo en punto P. Por ello a cada valor del vector \bar{n} le corresponde un punto en el plano coordenado (σ_n, τ_n) plantado por Mohr. Pero cuando se expresa de manera recíproca el planteamiento de Mohr, es decir, que existen en el plano planteado por Mohr, (σ_n, τ_n) , puntos que no representan tensiones actuantes en el Punto de interés, es falso.

Para poder expresar la ecuación que determine el lugar geométrico que plantea Mohr, se parte de la expresión general para encontrar la tensión normal y tangencial, que son:

$$\sigma_n = \sigma_z + (\sigma_y - \sigma_z) \times (\cos \alpha)^2 + \tau_{yz} \times \operatorname{sen} 2\alpha$$

$$\tau_n = \frac{(\sigma_z - \sigma_y) \times \operatorname{sen} 2\alpha}{2} + \tau_{yz} \times \cos 2\alpha$$

Luego se establecen las condiciones de planos principales para encontrar las tensiones normal, máxima y mínima.

$$\tau_{yz} = 0$$

Identidades trigonométricas

$$(\operatorname{sen} \alpha)^2 = \frac{1 - \cos 2\alpha}{2}$$

$$(\operatorname{cos} \alpha)^2 = \frac{1 + \cos 2\alpha}{2}$$

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_y + \sigma_z}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_y - \sigma_z}{2} \right) \times \cos 2\alpha$$

$$\tau_n = - \frac{(\sigma_z - \sigma_y) \times \operatorname{sen} 2\alpha}{2}$$

De acuerdo a (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a), establece como simbología a las tensiones principales de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = \sigma_y = \text{Máxima tension principal}$$

$$\sigma_3 = \sigma_z = \text{Mínima tension principal}$$

Obteniendo las siguientes expresiones

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \times \cos 2\alpha$$

$$\tau_n = - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \times \operatorname{sen} 2\alpha}{2}$$

Despejando las componentes similares:

$$\sigma_n - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \times \cos 2\alpha$$

$$\tau_n = -\frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \times \sen 2\alpha}{2}$$

Elevando al cuadrado cada expresión y luego sumándolas queda de la siguiente forma:

$$\left(\sigma_n - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)\right)^2 + (\tau_n)^2 = \left(\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \times \cos 2\alpha\right)^2 + \left(-\frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \times \sen 2\alpha}{2}\right)^2$$

Simplificando resulta:

$$\left(\sigma_n - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)\right)^2 + (\tau_n)^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2$$

Conforme al teorema 1 de (Lehmann, 1959) se plantea la ecuación general de la circunferencia:

$$(x - h)^2 + (y - k)^2 = (r)^2$$

Teniendo como centro el punto (h, k) y de radio constante r como se puede ver en la figura 11.

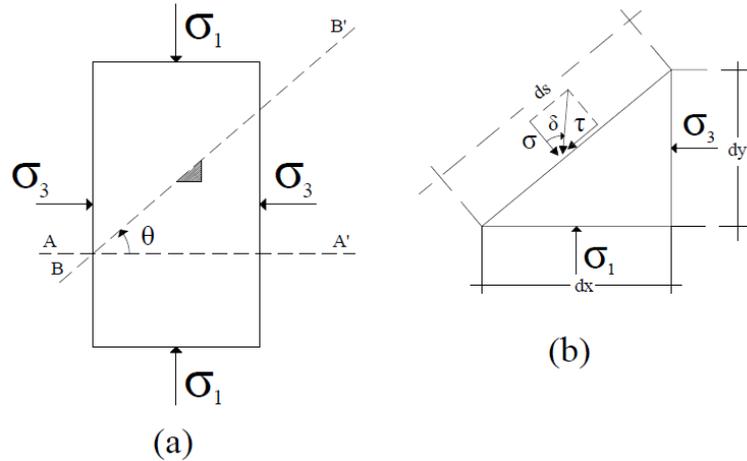


Figura 11: Condiciones de esfuerzo de un espécimen de suelo sujeto a compresión triaxial

Adoptado de: "Introducción al problema de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos" por Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A., 2011. Mecánica de suelos Tomo I, 5, p.358. Editorial LIMUSA por la NORIEGA editores

En conclusión, comparando ambas expresiones se obtiene el lugar geométrico conocido como círculo de Mohr representado por la figura 12.

$$\left(\sigma_n - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \right)^2 + (\tau_n)^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)^2$$

$$(x - h)^2 + (y - k)^2 = (r)^2$$

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) = r$$

$$(\tau_n - 0)^2 = (y - k)^2$$

$$\left(\sigma_n - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \right)^2 = (x - h)^2$$

Donde:

$$\tau_n = y$$

$$\sigma_n = x$$

$$(h, k) = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0 \right)$$

Graficando se obtiene la figura 12:

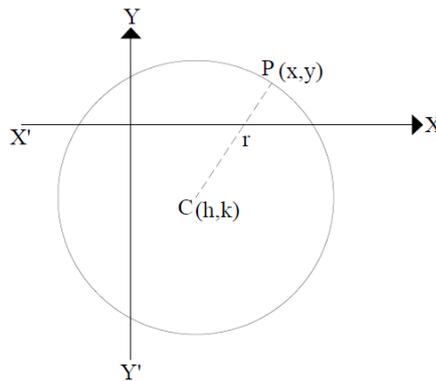


Figura 12: Circunferencia con centro en el punto C (h, k), radio (r) y punto

Adoptado de: “Ecuación de la circunferencia.” por Lehmann, 1970, Geometría analítica, 1, p.100. Garcia Diaz & M. Santalo Sors (Eds). Union Tipografica Editorial Hispano Americana (UTEHA)

2.7. Determinación de los signos de esfuerzos

Según (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a) la convención de signo positivo son para los esfuerzos normales de compresión, sin embargo, los signos de la convencionales para el esfuerzo cortante comúnmente no se requiere un análisis detallado por lo que es necesario brindar convenciones o reglas en algunos casos que se puedan presentar.

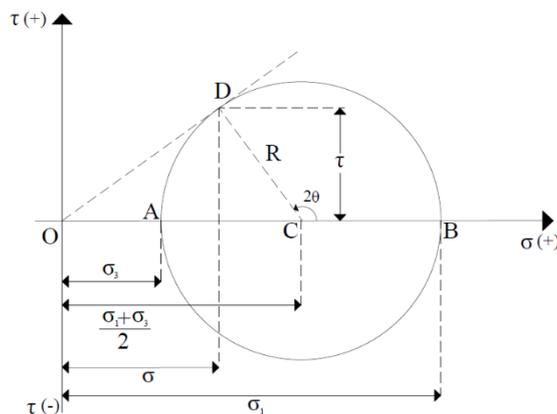


Figura 13: Círculo de Mohr

Adoptado de:” Introducción al problema de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos” por Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A., 2011. Mecánica de suelos Tomo I, 5, p.357. Editorial LIMUSA por la NORIEGA editores

En la figura 11 (a) Se presenta una muestra de suelo que se encuentra bajo un esfuerzo principal mayor vertical σ_1 y un esfuerzo principal menor horizontal σ_3 , el ángulo θ es producido por un plano horizontal AA en donde el esfuerzo principal actúa de manera principal y en dirección antihoraria se plasma un plano BB con un valor menor a 90° . En la figura 11 (b) representa la parte sombreada de la figura 11 (a) y como se puede observar el ángulo θ . Muestra la desviación del esfuerzo normal con la resultante y se mide en sentido horario por lo que es considerado como positivo porque dentro de la ecuación del esfuerzo córtate el valor del esfuerzo cortante sale positivo.

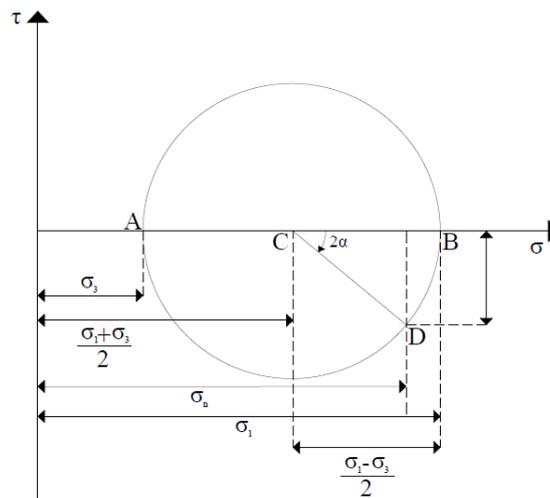


Figura 14: El círculo de Mohr en la forma usual en Mecánica de Suelos

Adoptado de: "Introducción al problema de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos" por Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A., 2011. Mecánica de suelos Tomo I, 5, p.359. Editorial LIMUSA por la NORIEGA editores

De esta figura se puede destacar los valores positivos de λ se encuentran por encima del eje horizontal, además el ángulo 2θ se genera a partir del eje horizontal en sentido antihorario. Por último, en las coordenadas del punto D se presentan los esfuerzos normales y tangenciales que actúan en el plano inclinado BB'.

2.8. Definición de Relaciones de esfuerzos principales

Su uso para estudios de estabilidad de masas de tierra es fundamental establecer la relación entre los esfuerzos principales en un punto de la masa del suelo que se encuentra en un estado de falla inicial.

Según (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a), una de las teoría de falla más importantes en el estado actual en la mecánica de suelos menciona que el material de falla en el que se aplica un esfuerzo cortante en cualquier sección adopta un valor de s , este valor depende del esfuerzo normal que actúan en esta sección por lo que se plantea la siguiente ecuación:

$$\tau = s = \sigma \times \tan \phi$$

La graficación de esta ecuación queda plasmada en la siguiente figura 15. Esta grafica es conocida como la línea e falla que pasa por el origen de coordenadas del plano Sigma – thao y forma un ángulo ϕ con el eje horizontal. Además, esta línea representa el lugar geométrico donde se ubican los esfuerzos cortantes de falla que corresponden a diferentes esfuerzos normales.

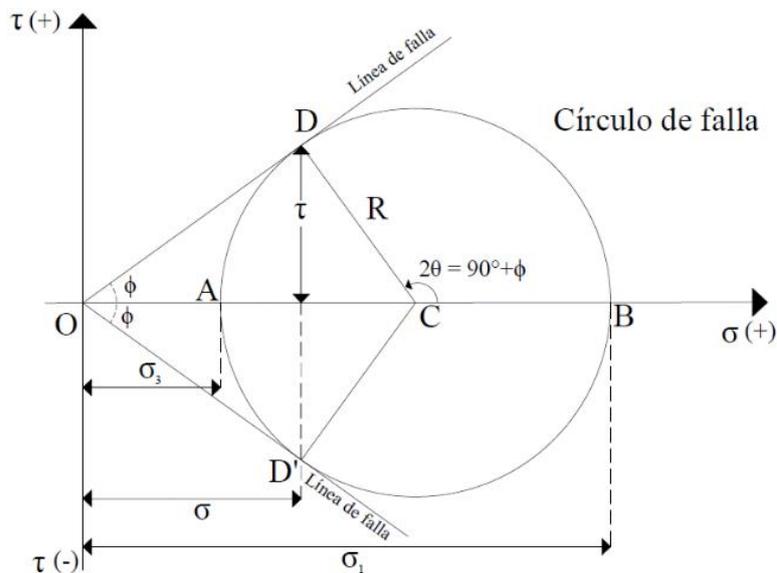


Figura 15: Líneas de falla en el círculo de Mohr

Adoptado de: "Introducción al problema de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos" por Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A., 2011. Mecánica de suelos Tomo I, 5, p.362. Editorial LIMUSA por la NORIEGA editores

El círculo de Mohr representa los esfuerzos que actúan en la masa suelo a distintas direcciones, en el caso de que este círculo no toca con la línea de falla en esa porción de masa de suelo no existirá ninguna sección que tenga una tendencia a la falla incipiente o haya llegado a la falla. Por otro lado, en el caso que el círculo de Mohr tenga un punto de tangencia con la línea de falla, existirá un punto en el círculo cuyas componentes de esfuerzo normal y tangencial sean los que produzcan la falla. El ángulo formado por plano de inclinación en donde actúan los esfuerzos que producen la falla con respecto al plano donde

actúa el esfuerzo principal Sigma 1 tiene un valor de θ . De acuerdo con la figura 15, el valor de theta se calcula con la siguiente ecuación:

$$\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

En caso de tener círculos de Mohr que intercepten con las líneas de falla, de acuerdo con la teoría de falla no existe equilibrio en cualquier punto que se ubique fuera de la zona de las líneas de falla.

Para obtener la primera relación de esfuerzos principales en función del ángulo ϕ como se muestra en la figura 15 es la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OB}}{\overline{OA}} = \frac{\overline{OC} + \overline{CB}}{\overline{OC} - \overline{CA}}$$

$$\overline{CB} = \overline{CA} = \overline{CD} = R$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\overline{OC} + R}{\overline{OC} - R} = \frac{1 + \frac{R}{\overline{OC}}}{1 - \frac{R}{\overline{OC}}} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \cos(90 - \phi)}{1 - \cos(90 - \phi)} = \frac{2 \left(\cos \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2}{2 \left(\sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2}$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\left(\cos \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2}{\left(\sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2} = \left(\cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = \left(\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = N_\phi$$

Análogamente se puede encontrar la siguiente relación:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \left(\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 1/N_\phi$$

La siguiente hipótesis de falla propuesta por Coulomb aún usada en la actualidad, menciona que la línea de falla no intercepta con el origen de coordenadas del plano sigma – Thau. La línea de falla intercepta con el eje de las ordenadas creando una ordenada en el origen de valor c. Esta hipótesis se plasma por medio de la siguiente expresión:

$$\tau = s = c + \sigma \times \tan \phi$$

Para encontrar la relación entre los esfuerzos se establece la siguiente relación:

$$\overline{CD} = \overline{OC} \times \sin \phi + c \times \cos \phi$$

$$\overline{CD} = R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \overline{OC} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \times \sin \phi + c \times \cos \phi$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \times \sin \phi + 2 \times c \times \cos \phi$$

$$\sigma_1 \times (1 - \sin \phi) = \sigma_3 \times (1 + \sin \phi) + 2 \times c \times \cos \phi$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \times \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} + 2 \times c \times \frac{\cos \phi}{(1 - \sin \phi)}$$

$$\frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} = \left(\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = N_\phi$$

$$\frac{\cos \phi}{(1 - \sin \phi)} = \frac{\sqrt{(1 - (\sin \phi)^2)}}{(1 - \sin \phi)} = \sqrt{\frac{(1 + \sin \phi) \times (1 - \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)^2}} = \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \sqrt{N_\phi}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \times \left(\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 + 2 \times c \times \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \times N_\phi + 2 \times c \times \sqrt{N_\phi}$$

2.9. Definición de teorías de fallas

Según (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a), la definición de falla es el inicio del comportamiento inelástico o el momento de la ruptura. Además, menciona dos tipos de criterios de falla que se pueden clasificar en dos grupos:

- Criterios dinámicos: condición de falla debido a esfuerzos actuantes.
- Criterios cinemáticos: condición de falla producida por deformaciones.

Conforme a (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a) las teorías de falla más usadas se guían de criterios dinámicos. Las teorías de falla ampliamente usadas por sus buenos resultados en varios experimentos son las teorías de máximo esfuerzo cortante, donde la condición de falla es atribuida al esfuerzo cortante actuante máximo.

2.9.1. Teoría de Coulomb

Menciona que el suelo falla cuando el esfuerzo cortante en un plano que pertenece al material alcanza el valor límite máximo. Además, se acepta que este esfuerzo límite está en función del esfuerzo normal que actúa en el mismo plano de falla y que hay una ley de variación lineal entre ambos esfuerzos. De acuerdo con (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a), esta teoría funciona bien en suelos arenosos bajo esfuerzos débiles y a suelos plásticos saturados normalmente consolidados.

2.9.2. Teoría de Mohr

Muestra que la falla por deslizamiento se produce a lo largo de una superficie particular donde la relación del esfuerzo tangencial con el esfuerzo normal alcance un valor máximo.

Este valor máximo propuesto por Mohr la define como la función del acomodo con las formas de las partículas del suelo obteniendo un coeficiente de fricción entre ellas. También esta teoría menciona que no establece la hipótesis de variación lineal entre el esfuerzo normal con el esfuerzo tangencial que definen la oblicuidad límite en la superficie crítica, más bien esta oblicuidad, de acuerdo con esta teoría, está representada por una curva. Según (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a) esta teoría funciona bien en suelos plásticos no saturados o pre-consolidados, concreto, rocas y materiales frágiles.

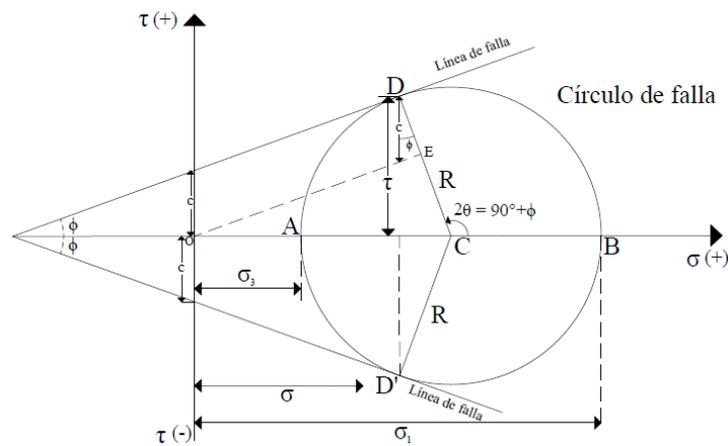


Figura 16: Líneas de falla en el círculo de Mohr con la hipótesis de falla de Coulomb

Adoptado de: "Introducción al problema de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos" por Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A., 2011. Mecánica de suelos Tomo I, 5, p.364. Editorial LIMUSA por la NORIEGA editores

2.9.3. Criterio de Mohr-Coulomb

De acuerdo con (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011a), en la actualidad se utiliza este criterio teniendo como líneas de fallas como curvas. Con este criterio la falla es producida por el esfuerzo cortante y este depende del esfuerzo normal, ambos actúan en el plano de falla. Además, se permite que la relación entre estos esfuerzos no es constante.

2.10. Definición de estados plásticos de equilibrio con la Teoría de Rankine en suelos friccionantes

En la figura 17 se ubica un componente de suelo de una altura de dz que se encuentra a una profundidad z dentro de un semiespacio de suelo horizontal en reposo, siendo este término utilizado como la nula existencia de desplazamiento desde un estado natural. En estas

condiciones se puede establecer la presión vertical efectiva que actúa sobre el componente del suelo con la siguiente expresión:

$$P_v = \gamma \times z$$

Donde:

γ = Peso específico del suelo en las condiciones que se encuentra.

Sobre el componente actúa una presión vertical y según (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011b) el componente de suelo es presionado de manera horizontal por lo que se generan presiones laterales y que conforme con las experiencias de muchos trabajos de campo es aceptada la siguiente expresión para el cálculo de la presión horizontal.

$$P_h = K_0 \times \gamma \times z$$

Donde:

K_0 = Coeficiente de presión de tierra en reposo.

De acuerdo con (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011b) experimentalmente se obtuvieron valores K_0 para suelos granulares sin finos en un rango de 0.4 a 0.8, donde el primero es para arenas sueltas y el segundo para arenas altamente compactadas, además una arena natural compactada comúnmente tiene un valor de 0.5.

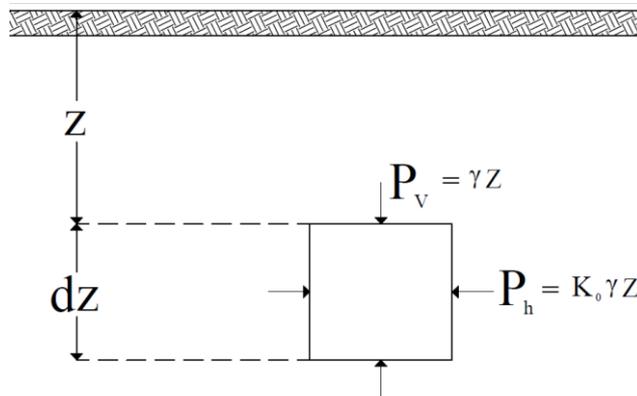


Figura 17: Esfuerzos actuantes sobre un elemento de suelo en reposo

Adoptado de: "Presión de tierras sobre elementos de soporte" por Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A., 2011. Mecánica de suelos Tomo II, 5, p.123. Editorial LIMUSA por la NORIEGA editores

El componente de suelo de la figura 17 tiene la representación de los estados esfuerzo mediante el círculo de Mohr, este círculo se encuentra graficado en la figura 18 y está representado como círculo 1 y como se observa no llega al estado de falla. Entonces, según (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011b) el contexto de esfuerzos en el estado de reposo se puede conseguir llegar a la falla por dos formas diferentes. La primera forma es manteniendo la presión vertical constante y disminuyendo el esfuerzo horizontal por medio de un coeficiente conocido como coeficiente de presión activa de tierras (K_a), donde el esfuerzo principal mayor es la presión vertical. En la segunda forma es teniendo como esfuerzo principal menor a la presión vertical y el aumento del esfuerzo principal mayor por medio de un coeficiente denominado coeficiente de presión pasiva de tierras (K_p).

Esta teoría menciona que el suelo se encontrara en estado plástico cuando se halle en un estado de falla incipiente generalizado. De acuerdo con esta teoría, hay dos estados plásticos del suelo, activo y pasivo. El primero es cuando el esfuerzo horizontal llega a su valor mínimo y el segundo es cuando llega a su valor máximo.

Según (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011b), la teoría de Rankine plantea que en el estado plástico activo se plantea la siguiente relación de esfuerzos principales:

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N_\phi}$$

Como se vio anteriormente en la parte de relación de esfuerzos principales, esta relación queda establecida con la siguiente expresión:

$$K_A = \frac{1}{N_\phi} = \left(\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)^2$$

También en el estado plástico pasivo se plantea la siguiente relación:

$$\frac{p_h}{p_v} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N_\phi$$

De manera similar, el valor de la relación de esfuerzos principales queda definida con la siguiente expresión:

$$K_p = N_\phi = \left(\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2$$

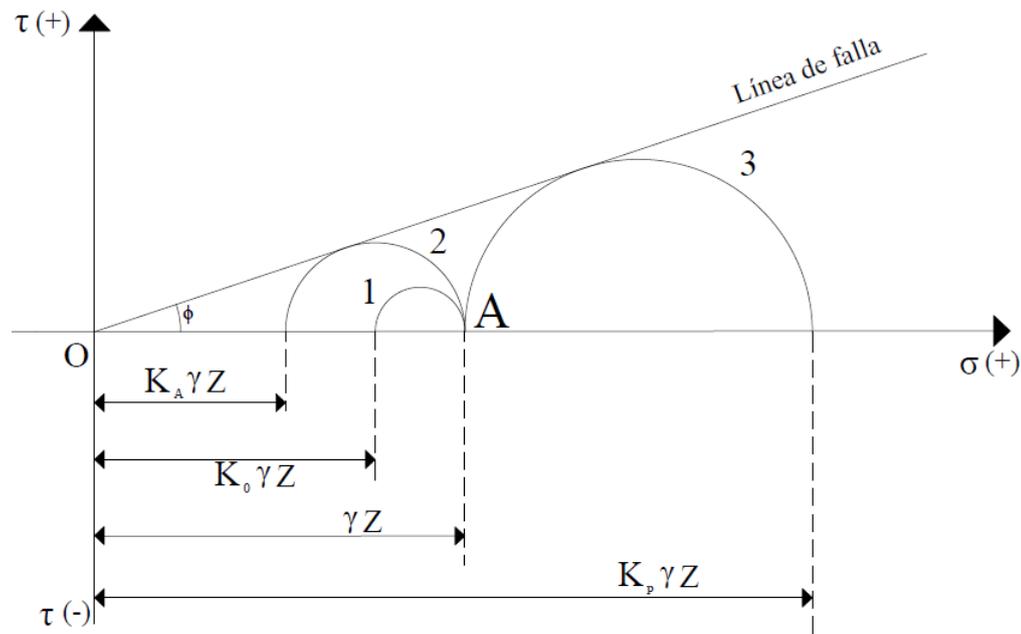


Figura 18: Estado plástico en el diagrama de Mohr. (Suelos friccionantes)

Adoptado de: "Presión de tierras sobre elementos de soporte" por Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A., 2011. Mecánica de suelos Tomo II, 5, p.124. Editorial LIMUSA por la NORIEGA editores

Según (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2011b) se puede conocer las líneas de fluencia de masa del suelo en las dos condiciones vistas, estado plástico activo y pasivo. La línea de fluencia para el estado plástico activo tiene un ángulo de inclinación antihorario de $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ con respecto al esfuerzo principal menor (σ_3). De acuerdo con (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2011b) este supuesto realiza la comprobación de la hipótesis planteada por el criterio de Mohr – Coulomb. De la misma forma se analiza las líneas de fluencia del estado pasivo del suelo. Estas líneas de fluencia están representadas en la figura 19.

Es de suma importancia mencionar que estas expresiones de cálculo solo se utilizan para los casos de relleno de suelo horizontal y muro de manera vertical.

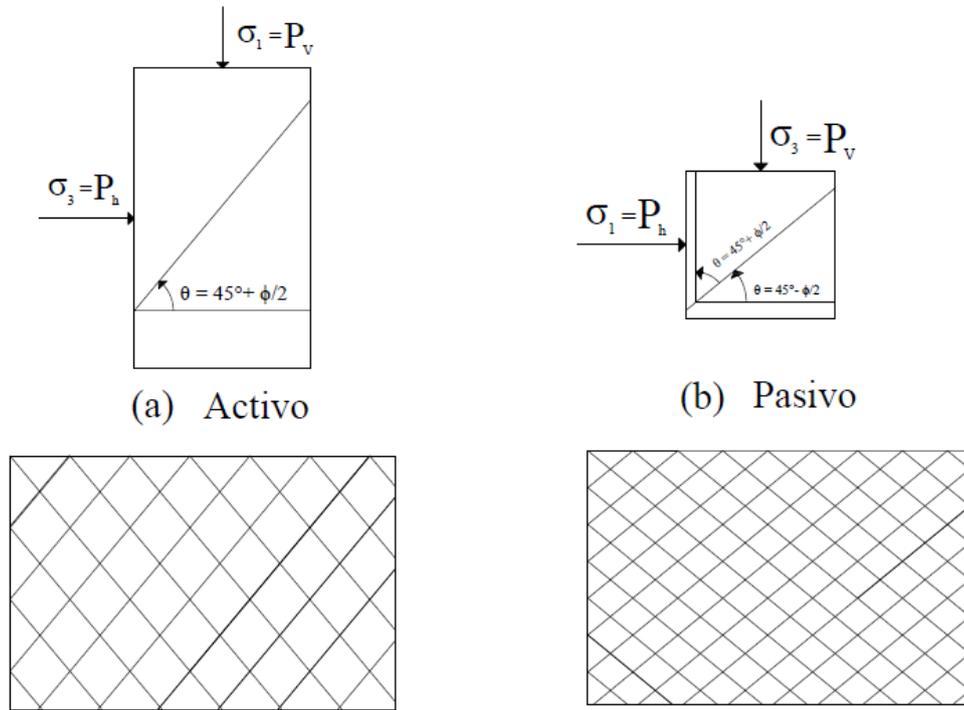


Figura 19: Líneas de fluencia en los estados de equilibrio “plástico”

Adoptado de:” Presión de tierras sobre elementos de soporte” por Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A., 2011. Mecánica de suelos Tomo II, 5, p.126. Editorial LIMUSA por la NORIEGA editores

En el contexto de la teoría de Rankine, se puede hallar el empuje total a una profundidad z , ya sea la presión activa o pasiva, utilizando la integración de estas expresiones a lo largo de la altura H del muro de retención. Según (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2011b), este procedimiento envuelve a que los estados plásticos progresen de manera total en toda la masa del relleno, en otras palabras, el muro se ha deformado lo necesario.

Para el estado plástico activo, un componente de suelo dz a una profundidad z , el empuje generado es cuantificado con la siguiente expresión:

$$dE_A = \frac{1}{N_\phi} \times \gamma \times z \times dz$$

De acuerdo a (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2011b), se supone el cálculo en una dimensión unitaria normal al papel y se resuelve la ecuación diferencial integrando en el

rango de toda la altura H del empuje total, esta expresión queda plasmada de la siguiente forma:

$$E_A = \frac{\gamma}{N_\phi} \times \int_0^H z \times dz = \frac{1}{2 \times N_\phi} \times \gamma \times H^2 = \frac{1}{2} \times K_A \times \gamma \times H^2$$

Para el caso de estado plástico pasivo, de manera semejante se llega a la siguiente expresión para cuantificar el empuje total a una altura H:

$$E_P = N_\phi \times \int_0^H z \times dz = \frac{1}{2} \times N_\phi \times \gamma \times H^2 = \frac{1}{2} \times K_P \times \gamma \times H^2$$

Según (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011b), estas expresiones son válidas para muros con respaldo vertical y con relleno de suelo totalmente horizontal.

Durante los cálculos de la estabilidad de los muros, al ser este un elemento rígido, la cantidad de presiones pueden ser sustituidos por fuerzas concentradas de magnitud E_A y E_P . Conforme a la teoría de Rankine menciona que ambas presiones tienen una distribución lineal, por lo que la aplicación de estas fuerzas se ubica a una altura de un tercio del muro partiendo desde la base. Además, estas fuerzas son horizontales.

2.11. Definición de la teoría de Rankine en suelos con cohesión y fricción

Según (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011b) aún no está resuelto de forma teórica la manera de evaluar la presión de poros en cada etapa del proyecto, esto significa que encontrar los esfuerzos efectivos sea un problema. Además, en construcciones no tan grandes es antieconómico ejecutar la medición de presiones de poros, eso conlleva a no conocer la resistencia del suelo al esfuerzo cortante en cada etapa de la construcción y realizar modificaciones de métodos constructivos.

De acuerdo con (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2011b) se utiliza las envolventes de resistencia que se encuentran en función de los esfuerzos totales obtenidos de las pruebas

triaxiales. Por lo cual, los parámetros de cálculo de trabajo importantes son la cohesión y el ángulo de fricción aparente.

Para el caso que el suelo de relleno es horizontal, se utiliza los mismos fundamentos de la teoría de Rankine para suelos friccionantes. Como se puede ver en la figura 20, el componente de suelo se encuentra a una profundidad z encontrándose en un estado de reposo, genera un diagrama de Mohr representado por el círculo 1. De la misma manera se puede llegar a los estados de plasticidad activo y pasivo disminuyendo o aumentando la presión lateral, los cuales están representados por los círculos 2 y 3 respectivamente.

Como se vio previamente, la relación entre el esfuerzo principal mayor con el menor para suelos cohesivos – friccionantes está dada por la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \times N_\phi + 2 \times c \times \sqrt{N_\phi}$$

Para el estado plástico activo se tiene las siguientes igualdades:

$$p_A = \sigma_3 ; \sigma_1 = \gamma \times z$$

$$p_A = \frac{\gamma \times z}{N_\phi} - \frac{2 \times c}{\sqrt{N_\phi}}$$

En el caso del estado plástico pasivo se tiene las siguientes igualdades:

$$\sigma_1 = p_p ; \sigma_3 = \gamma \times z$$

$$p_p = \gamma \times z \times N_\phi + 2 \times c \times \sqrt{N_\phi}$$

De igual manera para encontrar el empuje total integrando las expresiones de presión activa y pasiva en el tramo de toda la altura del muro del cual se obtienen las siguientes expresiones:

$$E_A = \frac{1}{2 \times N_\phi} \times \gamma \times H^2 - \frac{2 \times c}{\sqrt{N_\phi}} \times H$$

$$E_P = \frac{1}{2} \times N_\phi \times \gamma \times H^2 - 2 \times c \times \sqrt{N_\phi} \times H$$

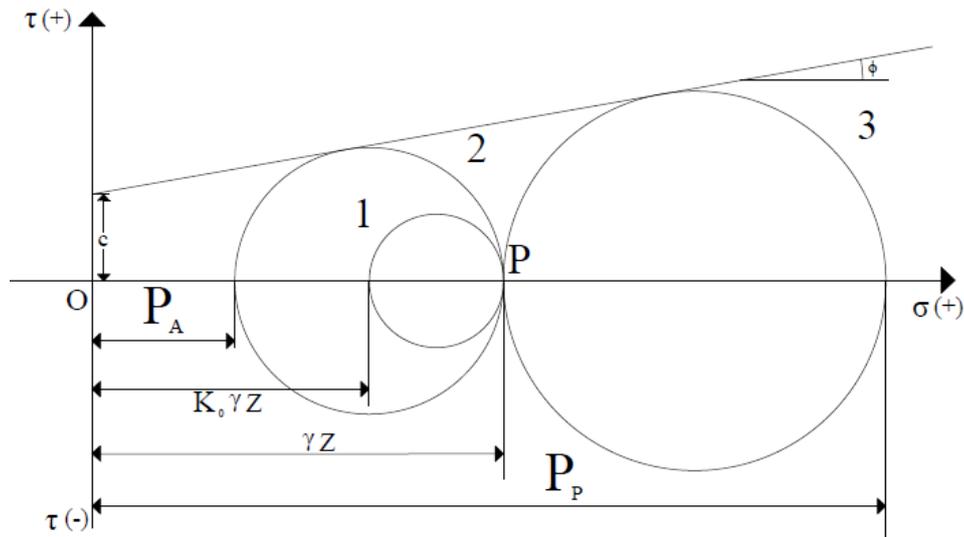


Figura 20: Estados plásticos en el diagrama de Mohr. (Suelos con cohesión y fricción)

Adoptado de: "Presión de tierras sobre elementos de soporte" por Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A., 2011. Mecánica de suelos Tomo II, 5, p.135. Editorial LIMUSA por la NORIEGA editores

Según (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2011b) las líneas de acción son teóricamente horizontales por medio del centroide del área de presiones.

En el estado plástico activo hay una zona del diagrama de presiones que está relacionado con el estado de tensión. (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2011b) menciona que la profundidad que llega esta zona de presiones iniciado desde la parte del nivel de terreno estableciendo la siguiente igualdad: $p_A = 0$. Esto conlleva a desarrollar la siguiente expresión:

$$\frac{\gamma \times z}{N_\phi} = \frac{2 \times c}{\sqrt{N_\phi}} \quad z_0 = \frac{2 \times c}{\gamma} \times \sqrt{N_\phi}$$

En el caso de que el suelo empiece con el agrietamiento por el efecto de las tensiones, estas tienden a desaparecer y el punto de la acción del empuje se podrá calcular en base del

triángulo inferior de las compresiones únicamente. La última expresión da una noción de encontrar la profundidad que puede llegar a producirse la grieta. Es por ello que la altura crítica con la cual el suelo no necesita ningún soporte en un corte vertical se puede encontrar utilizando el criterio $E_A = 0$, produciéndose la siguiente expresión:

$$\frac{1}{2 \times N_\phi} \times \gamma \times H^2 = \frac{2 \times c}{\sqrt{N_\phi}} \times H \quad H_0 = \frac{4 \times c}{\gamma} \times \sqrt{N_\phi}$$

2.12. Definición del método de Sarma

Este método se basa en los fundamentos en el principio del equilibrio límite, donde al tener procedimientos de análisis en condiciones pseudoestáticas simples se llega a tener precisiones semejantes a los métodos de Morgenstern y Price.

Este método puede ser usado para cualquier forma de superficie de falla, además se ha demostrado que durante un sismo la superficie de falla no es necesariamente circular. Como todo método de análisis de estabilidad tiene como objetivo encontrar el factor mínimo de seguridad del talud.

2.12.1. Descripción del método de Sarma

Se parte que la masa (Figura 21) que tiene el potencial de que se deslice se encuentra en equilibrio. Esta masa deslizante se encuentra delimitada por la línea de deslizamiento ABCD y por el perímetro de la superficie de la masa que está en contacto con el exterior. (S.K, 1967) Menciona que la masa deslizante está en equilibrio en el momento más cercano antes de que se produzca la falla, además esta masa está dividida en n cortes verticales. Según (S.K, 1967), menciona que los cortes tienen un grosor muy pequeño de tal forma que la fuerza normal N_i se aplica en el punto medio del corte. Todas las fuerzas que actúan en el i-ésimo corte se pueden observar en la figura 22.

Como se observa en la figura 22 en donde ya no hay más fuerzas externas que estén interactuando con la superficie libre se plantea el equilibrio horizontal y vertical con las siguientes ecuaciones:

$$\sum DE_i = 0 \dots\dots\dots (1a)$$

$$\sum DX_i = 0 \dots\dots\dots (1b)$$

Colocando todas las fuerzas verticales y horizontales se obtiene:

$$N_i \times \cos \alpha_i + T_i \times \sin \alpha_i = W_i - DX_i \dots\dots\dots (2)$$

$$T_i \times \cos \alpha_i - N_i \times \sin \alpha_i = KW_i + DE_i \dots\dots\dots (3)$$

(S.K, 1967)plantea que la acción de la fuerza KW produce que la movilización de toda la resistencia al corte que se produce en la masa deslizando de suelo a un valor igual a la resistencia al corte del suelo. Por ello el factor de seguridad se iguala a uno, entonces, K representa la aceleración crítica K_c con un valor de la fracción de la gravedad.

Para encontrar la fuerza de corte en la base del corte se plantea la siguiente ecuación proveniente de la hipótesis de falla de Coulomb:

$$T_i = (N_i - U_i) \times \tan \phi'_i + c'_i \times b_i \times \sec \alpha_i \dots\dots\dots (4)$$

El valor de U_i se calcula de la siguiente forma:

$$U_i = R_{ui} \times W_i \times \sec \alpha_i \dots\dots\dots (5)$$

Donde:

R_{ui} = Relación de presión intersticial definido por Bishop y Morgenstern (1960).

Para encontrar el valor de la fuerza normal en la base del corte en términos totales (N_i) se empieza reemplazando la ecuación 5 en 4, obteniendo lo siguiente:

$$T_i = (N_i - R_{ui} \times W_i \times \sec \alpha_i) \times \tan \phi'_i + c'_i \times b_i \times \sec \alpha_i \dots \dots \dots (6)$$

Luego se multiplica por la ecuación 6 por $\sin \alpha_i$, obteniéndose lo siguiente:

$$T_i \times \sin \alpha_i = (N_i \times \sin \alpha_i - R_{ui} \times W_i \times \tan \alpha_i) \times \tan \phi'_i + c'_i \times b_i \times \tan \alpha_i \dots \dots \dots (7)$$

Reemplazando la ecuación 7 en la 2 se obtiene y despejando el valor de N_i se obtiene:

$$N_i = [-c'_i \times b_i \times \tan \alpha_i + W_i \times (1 + R_{ui} \times \tan \alpha_i \times \tan \phi'_i)] \times \frac{\cos \phi'_i}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} - \frac{DX_i \times \cos \phi'_i}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} \dots \dots \dots (7)$$

El valor de la fuerza de corte en la base del corte (T_i) se encuentra multiplicando la ecuación 5 por $\cos \alpha_i$, lo que se obtiene lo siguiente:

$$T_i \times \cos \alpha_i = (N_i \times \cos \alpha_i - R_{ui} \times W_i) \times \tan \phi'_i + c'_i \times b_i \dots \dots \dots (8)$$

Luego se reemplaza la ecuación 2 en 8 y se obtiene lo siguiente:

$$T_i \times \cos \alpha_i = (W_i - T_i \times \sin \alpha_i - DX_i - R_{ui} \times W_i) \times \tan \phi'_i + c'_i \times b_i \dots \dots \dots (9)$$

Por último, despejando el valor de T_i la ecuación 9 se obtiene la siguiente ecuación:

$$T_i = \frac{[c'_i \times b_i + W_i \times (1 - R_{ui}) \times \tan \phi'_i] \times \cos \phi'_i}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} - \frac{DX_i \times \sin \phi'_i}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} \dots \dots \dots (10)$$

Para encontrar una ecuación donde se encuentre la Fuerza horizontal que actúa en el centro de gravedad del corte (KW_i), se multiplica por $-\sin \alpha_i$ y $\cos \alpha_i$ en la ecuación 7 y 10 respectivamente obteniéndose los siguiente:

$$-N_i \times \sin \alpha_i = \frac{DX_i \times \sin \alpha_i \times \cos \phi'_i}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} + \frac{c'_i \times b_i \times \cos \phi'_i \times (\sin \alpha_i)^2}{\cos \alpha_i \times \cos(\phi'_i - \alpha_i)} - \frac{W_i \times \cos \phi'_i \times \sin \alpha_i}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} (1 + R_{ui} \times \tan \alpha_i \times \tan \phi'_i) \dots \dots \dots (11)$$

$$T_i \times \cos \alpha_i = \frac{c'_i \times b_i \times \cos \phi'_i \times \cos \alpha_i}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} + \frac{W_i \times \sin \phi'_i \times \cos \alpha_i \times (1 - R_{ui})}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} - \frac{DX_i \times \sin \phi'_i \times \cos \alpha_i}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} \dots \dots \dots (12)$$

Sumando las ecuaciones 11 y 12 se obtiene lo siguiente:

$$T_i \times \cos \alpha_i - N_i \times \sin \alpha_i = -DX_i \times \tan(\phi'_i - \alpha_i) + W_i \times \tan(\phi'_i - \alpha_i) + \left[\frac{c'_i \times b_i \times \cos \phi'_i - W_i \times \sin \phi'_i \times R_{ui}}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} \right] \times \sec \alpha_i$$

Donde:

$$D_i = W_i \times \tan(\phi'_i - \alpha_i) + \left[\frac{c'_i \times b_i \times \cos \phi'_i - W_i \times \sin \phi'_i \times R_{ui}}{\cos(\phi'_i - \alpha_i)} \right] \times \sec \alpha_i$$

Por lo tanto:

$$T_i \times \cos \alpha_i - N_i \times \sin \alpha_i = -DX_i \times \tan(\phi'_i - \alpha_i) + D_i \dots \dots \dots (13)$$

Por último, se reemplaza la ecuación 13 en 3 y se obtiene lo siguiente:

$$DX_i \times \tan(\phi'_1 - \alpha_i) + DE_i = D_i - KW_i \dots \dots \dots (14).$$

Con la ecuación 14, (S.K, 1967) plantea la siguiente ecuación para el equilibrio de toda la masa:

$$\sum DX_i \times \tan(\phi'_1 - \alpha_i) + \sum KW_i = \sum D_i \dots \dots \dots (15)$$

También se considera como importante cumplir con el requerimiento de la condición de momento para que la masa pueda estar en equilibrio. (S.K, 1967) toma como momento el centro de gravedad de la masa deslizante, entonces se toma todas las fuerzas alrededor y se observa que la suma de momentos de W_i y KW_i , se anulan como también las fuerzas de cortes por no producir ningún momento neto.

Al realizar un análisis de momentos se obtiene la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} \sum (T_i \times \cos \alpha_i - N_i \times \sin \alpha_i) \times (y_i - y_g) + \sum (N_i \times \cos \alpha_i + T_i \times \sin \alpha_i) \times (x_i - x_g) \\ = 0 \dots \dots \dots (16) \end{aligned}$$

Reemplazando la ecuación (2) y (3) en (16) se obtiene:

$$\begin{aligned} \sum DX_i \times [(y_i - y_g) \times \tan(\phi'_1 - \alpha_i) + (x_i - x_g)] \\ = \sum W_i \times (x_i - x_g) + \sum D_i \times (y_i - y_g) \dots \dots \dots (17) \end{aligned}$$

Según(S.K, 1967)el centro de gravedad se tomó como punto de toma de momentos con la finalidad para hacer ver el impacto de las fuerzas de corte (DX) en la ecuación de momento. También menciona que en caso de que las rodajas de corte tienden a tener un grosor muy

pequeño, por lo tanto, se anularía $\sum W_i \times (x_i - x_g)$ y estaría solo quedando el sumando $\sum D_i \times (y_i - y_g)$ de la ecuación 17.

Como se pueden encontrar los sumandos de la derecha de la ecuación , (S.K, 1967) propone que en caso de encontrar un grupo de fuerzas X que cumplan con las ecuaciones 1b y 17 , con ello se va a poder encontrar la aceleración crítica $K = (K_c)$ usando la ecuación 15 y el conjunto de fuerzas X que se plantea. En con conclusión, se resuelven las ecuaciones 15 y17 llegando a si al equilibrio.

(S.K, 1967) plantea lo siguiente:

$$DX_i = \lambda \times F_i \dots \dots \dots (18)$$

Donde:

$$\sum F_i = 0 \dots \dots \dots (19)$$

Reemplazando la ecuación 18 en 15 y 17 se obtiene lo siguiente:

$$\lambda \times \sum F_i \times \tan(\phi'_i - \alpha_i) + K \times \sum w_i = \sum D_i \dots \dots \dots (20)$$

$$\begin{aligned} \lambda \times \sum F_i \times [(y_1 - y_g) \times \tan(\phi'_i - \alpha_i) + (x_1 - x_g)] \\ = \sum W_i \times (x_1 - x_g) + \sum D_i \times (y_1 - y_g) \dots \dots \dots (21) \end{aligned}$$

Con la ecuación 18 se puede conocer como es la manera de distribución de las fuerzas X, sin embargo, no su magnitud. Para poder conocer esta magnitud, se parte de la solución de la ecuación 21. Según (S.K, 1967) Al ser F_i conocido las ecuaciones 20 y 21 se pueden solucionar de manera simultanea para hallar λ y K .

(S.K, 1967) plantea lo siguiente para hallar los valores de λ y K :

Realizando una simplificación de sumandos de las ecuaciones 20 y 21 por una expresión se obtiene lo siguiente:

$$S_1 = \sum D_i \dots \dots \dots (22)$$

$$S_2 = \sum W_i \times (x_1 - x_g) + \sum D_i \times (y_1 - y_g) \dots \dots \dots (23)$$

$$S_3 = \sum F_i \times [(y_1 - y_g) \times \tan(\phi'_i - \alpha_i) + (x_1 - x_g)] \dots \dots \dots (24)$$

$$S_4 = \lambda \times \sum F_i \times \tan(\phi'_i - \alpha_i) \dots \dots \dots (25)$$

Reemplazando la ecuación 22 y 25 en 20; 23 y 24 en 21 se obtiene:

$$\lambda \times S_4 + K \times \sum W_i = S_1 \dots \dots \dots (26)$$

$$\lambda \times S_3 = S_2 \dots \dots \dots (27)$$

Despajando el valor de K en 26 y λ de 27 de se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$\lambda = \frac{S_2}{S_3} \dots \dots \dots (28)$$

$$K = \frac{(S_1 - \lambda \times S_4)}{(\sum W_i)} \dots \dots \dots (29)$$

Hasta este punto se tiene como resumen que el valor de K representa el valor de la aceleración crítica (K_c) igual a la fracción de la gravedad en la superficie. Por otro lado, la ecuación 18 representa la variación de la fuerza X en el i-ésimo corte.

En la ecuación 14 se halla el cambio de fuerza E por medio del corte despejándolo, obteniéndose la siguiente ecuación:

$$DE_i = D_i - K \times W_i - DX_i \times \tan(\phi'_i - \alpha_i) \dots \dots \dots (30)$$

Para determinar todas las fuerzas X y E se inicia desde la condición inicial conocida en el punto A que es: $X_1 = E_1 = 0$. Halladas las fuerzas E se resolverá la ecuación 1a.

De esta manera se puede calcular el factor de seguridad local de las secciones verticales de los cortes.

$$F_{Li} = \frac{[(E_i - P_{wi}) \times \tan(\bar{\phi}_i) + \bar{c}_i \times H_i]}{X_i} \dots \dots \dots (31)$$

Donde:

$\tan(\bar{\phi}_i)$ y \bar{c}_i : Parámetros de resistencia al corte del suelo ponderado de la sección i.

Para conocer la aplicación de fuerzas E, (S.K, 1967) propone tomar el momento de equilibrio en el centro de la base de la sección de corte, con ello se obtiene lo siguiente:

$$-E_i \times [z_i - 0.5 \times b_i \times \tan(\alpha_i)] + E_{i+1} \times [z_{i+1} + 0.5 \times b_i \times \tan(\alpha_i)] + X_i \times [0.5 \times b_i] + X_{i+1} \times [0.5 \times b_i] = 0$$

Despejando el valor de z_{i+1} se obtiene:

$$z_{i+1} = \frac{[E_i \times z_i - 0.5 \times b_i \times \tan(\alpha_i) \times (E_i + E_{i+1}) - 0.5 \times b_i \times (X_i + X_{i+1})]}{E_{i+1}} \dots \dots \dots (32)$$

Para encontrar todas las fuerzas de aplicación, (S.K, 1967) propone como condición inicial $z_1 = 0$.

2.12.2. Precisión del método de Sarma

En cuanto a la precisión, (S.K, 1967) lo comparó con el método Morgenstern-Price. Para ello (S.K, 1967) incrementó la aceleración del terremoto de manera progresiva hasta que el factor de seguridad se redujera a uno, esta aceleración se utiliza en la solución de Morgenstem Price.

Como producto se obtuvieron los valores de X para poder determinar los valores de Fi, que serán utilizado para determinar los valores de λ y K utilizando las ecuaciones 24 y 25.

Observando el procedimiento, se puede notar que el problema tiene un número infinito de soluciones y esta cantidad de soluciones depende de la variación infinita de F_i . Además, esta situación ocurre igual en la solución de Morgenstem-Price. Por ello, (S.K, 1967) propone que solo se elegirán soluciones que no violen el criterio de falla de la masa deslizando del suelo y que simultáneamente no se produzca una tensión en el material.

(S.K, 1967) Establece como condiciones que $F_{Li} \geq 1$ y $0 \leq z_i/H_i \leq 1$. Esta tiene que cumplirse en todas las secciones de cortes. Para encontrar el valor de X_i , (S.K, 1967) Propone la siguiente ecuación:

$$X_i = \lambda \times f_i \times \left[K'_i - R_{ui} \times \gamma \times (H_i)^2 \times \frac{\tan(\phi'_i)}{2} + c'_i \times H_i \right] \dots \dots \dots (33)$$

Dónde:

$$K'_i = \frac{1 - \sin \beta_i \times (1 - 2 \times R_{ui}) \times \sin \phi'_i + 4 \times c'_i \times (\cos \phi'_i / \gamma \times H_i)}{1 + \sin \phi'_i \times \sin \beta_i} \dots \dots \dots (34)$$

$$\beta_i = 2 \times \alpha_i - \phi'_i \dots \dots \dots (35)$$

(S.K, 1967) menciona que f_i es un numero que hay que seleccionar y que comúnmente es 1 . Tambien, este es el reciproco del factor de seguridad local de la sección. Pero el factor de

seguridad local se halla a partir de la solución que, de acuerdo con (S.K, 1967), no es necesariamente la misma.

(S.K, 1967) menciona que las ecuaciones 33, 34 y 35 son utilizadas para casos de material y presiones de poros son homogéneos en los límites verticales de las secciones de corte. También, los parámetros de resistencia del material se reducen por medio de un factor de seguridad, además se halla la aceleración crítica para obtener el factor estético de seguridad. De acuerdo con(S.K, 1967)La aceleración critica es cero cuando el factor de seguridad es obtenido sin las fuerzas sísmicas, pero esta aceleración puede usarse como una utilizarse como una medida de factor estático de seguridad siendo esta una iteración innecesaria.

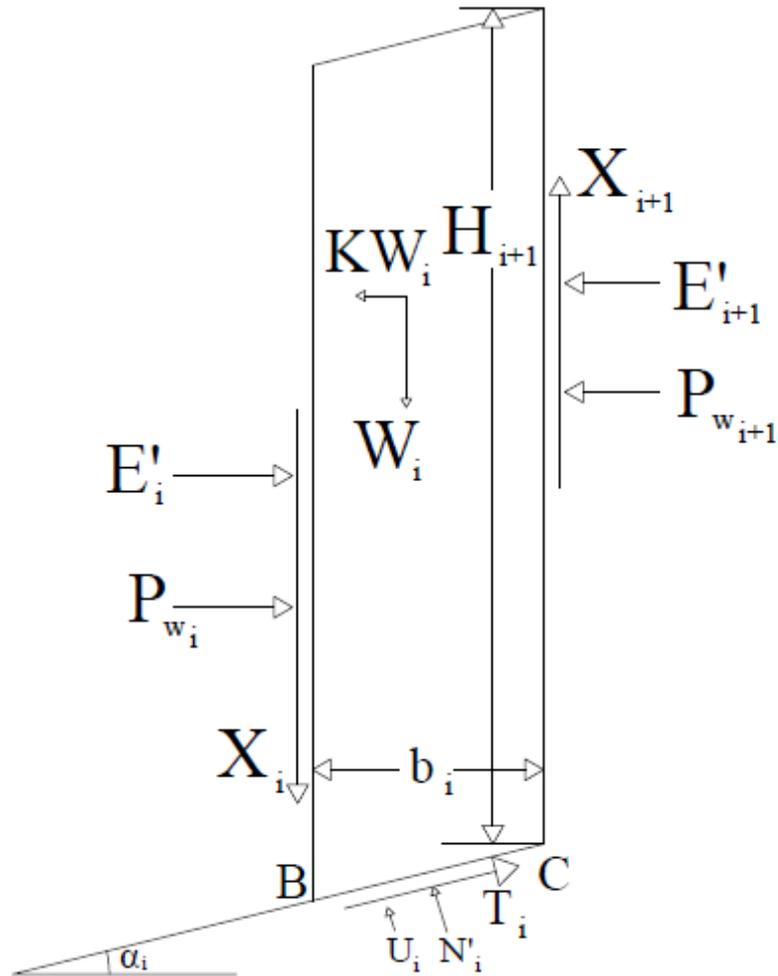


Figura 22: Análisis de fuerzas actuantes en una tajada vertical de la masa deslizante

Adoptado de S.K. S. (1967). Stability Analysis of embankments and slopes. Géotechnique, 23(34), 423–433. <https://doi.org/10.1061/jsfeaq.0000984>

E'_i y E'_{i+1} = Empuje lateral en el lado vertical de las secciones i y $i + 1$ respectivamente en términos de esfuerzos efectivos.

X_i y X_{i+1} = Fuerzas de corte en el lado vertical de las secciones i y $i + 1$ respectivamente.

P_{w_i} y $P_{w_{i+1}}$ = Presión de agua resultante que actúa en el lado vertical de las secciones i y $i+1$.

W_i = Peso de la i - ésima rebanada.

KW_i = Fuerza horizontal en la i - ésimo corte que actúa en el centro de gravedad del corte.

N'_i = Fuerza normal en la base del corte en términos de esfuerzos efectivos.

U_i = Fuerza debida a la presión de los poros en la base del corte.

T_i = Fuerza de corte en la base del corte.

c'_i y ϕ'_i = Parámetros efectivos de resistencia al corte del material en la base del corte.

$$N_i = N'_i + U_i$$

$$E_i = E'_i + P_{wi}$$

H_i = Altura de la masa deslizante en la sección i.

K_0 = Aceleraciones horizontales críticas, como fracción de la gravedad, necesarias para llevar la masa de suelo por encima de la línea de deslizamiento al estado de equilibrio.

b_t = Amplitud de la rebanada

α_i = Ángulo formado por la línea de deslizamiento BC con la horizontal.

x_i y y_i = Coordenada del punto medio de la base del corte con respecto a los ejes.

x_g y y_g = Coordenada del centro de gravedad de la masa deslizante con respecto a los ejes.

$$E = E' + P_w$$

$$N = N' - U$$

$$DE_i = E_{i+1} - E_i$$

$$DX_i = X_{i+1} - X_i$$

2.13. Concepto de factor de seguridad en estabilidad de taludes

El trabajo fundamental al realizar el análisis es hallar el factor de seguridad. Este está definido según (Das, 2014) con la siguiente ecuación:

$$FS_s = \frac{t_f}{t_d}$$

Donde:

FS_s =Factor de seguridad con respecto a la resistencia

t_f = Resistencia media del suelo al corte.

t_d = Esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla.

En cuanto a la resistencia al corte se compone de la cohesión y la fricción según (Das, 2014) se relacionan con la siguiente ecuación:

$$t_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Donde:

c' = cohesión

ϕ' = ángulo de fricción de drenado

σ' = esfuerzo normal efectivo en la superficie potencial de falla.

2.14. Métodos para el cálculo de la profundidad de empotramiento.

2.14.1. Tabla de correlación para encontrar la profundidad de empotramiento en el caso donde se presente diferentes estratos de suelos granulares se utiliza el modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco.

(Segovia P., 2002) estima la profundidad de empotramiento (D) de la tablestaca, mediante la tabla 1:

Tabla 1:Tabla de correlación para determinar la profundidad de empotramiento

Número de golpes en la prueba de penetración estándar (N)	Compacidad relativa (D_r)	Profundidad del empotramiento
0 – 4	Muy Suelta	2 H
5-10	Suelta	1.5 H
11-30	Media	1.25 H
31-35	Densa	1 H
>50	Muy densa	0.75 H

Adaptado de “Diseño de muros Milán y tablestacas” por Segovia P., J. A.,2002, Manual de Construcción geotécnica, TOMO I, p.30. Copyright 2002 por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

(Segovia P., 2002) calcula las presiones activas y pasivas por cada estrato y teniendo presente la magnitud de las deformaciones requeridas por cada estrato y las sobrecargas que recaigan sobre la tablestaca, cuando exista presiones hidráulicas es importante considerar el nivel freático al mismo nivel lados de la tablestaca. Estas presiones activas se calculan con las siguientes formulas:

$$K_a = (\tan(45 - \phi' / 2))^2$$

$$K_p = (\tan(45 + \phi' / 2))^2$$

Donde:

K_a =Coeficiente de presión activa de Rankine.

K_p =Coeficiente de presión pasiva de Rankine.

ϕ' = Ángulo efectivo de fricción de la arena.

2.14.2. Diagramas de presiones netas y momento en suelos homogéneos por Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C

En la figura 23, se muestra un diagrama de presiones netas, el cual parte en la suposición de que el rozamiento entre la tablestaca y el terreno es cero, además las presiones activas y pasivas se calculan con la teoría de Rankine, por ello el empuje pasivo se reduce a 2/3 del valor máximo. Esto último se realiza como para darle más seguridad. Una vez se haya analizado los empujes hasta una profundidad t , en donde el momento es 0, se puede encontrar esta incógnita y de acuerdo a este modelo la profundidad total de empotramiento es $1.2t$ o L (Rodríguez Ortiz et al., 1989).

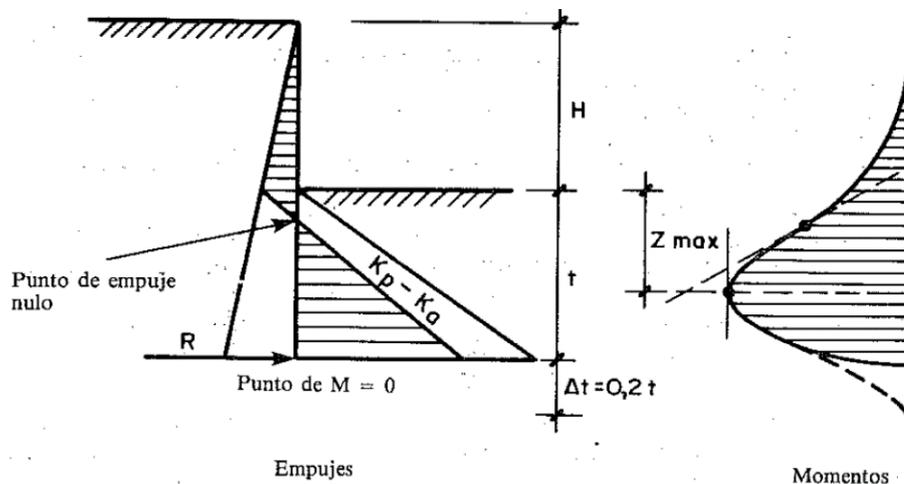


Figura 23: Tablestaca empotrada en suelo homogéneo y sin presión hidrostática

Adaptado de "Empujes de tierras y estructuras" por Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C ,1989, CURSO APLICADO DE CIMENTACIONES,4, p.236. Impreso en el 1989 por GRAFICINCO

Ecuación para encontrar la longitud de empotramiento.

$$t = H \times \frac{1}{\left(\sqrt[3]{\frac{K_p}{K_a}} - 1 \right)}$$

Profundidad donde se encuentra el momento máximo ($Z_{m\acute{a}x}$).

$$Z_{m\acute{a}x} = H \times \frac{1}{\left(\sqrt{\frac{K_p}{K_a}} - 1 \right)}$$

Calculo del momento máximo

$$M_{m\acute{a}ximo} = \frac{1}{6} \times \gamma' \times K_p \times H^3 \times \frac{1}{\left(\sqrt{\frac{K_p}{K_a}} - 1 \right)^2}$$

Sin embargo, la profundidad real de empotramiento es entre un aumento de 20% a la teórica de acuerdo con (Rodríguez Ortiz et al., 1989).

(Segovia P., 2002) menciona que en la práctica se usa un factor de seguridad en el coeficiente de presión pasiva de la tierra, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$K_{p(dise\tilde{n}o)} = \frac{K_p}{FS}$$

Donde:

FS = Factor de seguridad que tiene valores desde 1.5 a 2.

Por último, (Segovia P., 2002) indica que para dimensionar el perfil de la tablestaca, este se encuentra en función del esfuerzo admisible del material a la flexión del Bambú guadua angustifolia, usando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{M_{m\acute{a}x}}{F}$$

Donde:

S= Módulo de sección de la tablestaca que se necesita por unidad de longitud de la estructura.

F= Resistencia (Esfuerzo Admisible) estructural a la flexión de la tablestaca.

2.15. Proceso constructivo de una tablestaca de madera

Existen dos tipos de proceso constructivo con estructura rellena o excavada para tablestacas de madera tipo voladizo (Das, 2006).

2.15.1. Proceso constructivo con estructura rellena

En la figura 24 se detalla las principales unidades desde un punto de vista constructivo, que son los siguientes:

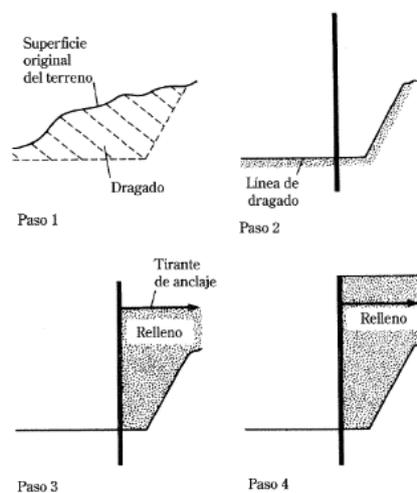


Figura 24: Secuencia constructiva para una tablestaca de relleno

Adaptado de "Tablestacados" por Das, B. M. ,2006, Principios de ingeniería de cimentacione ,5, p.407. Copyright 2006 por la International Thomson Editores

a) Excavación

Paso 1, excavar hasta la línea de excavación establecida previo diseño de la tablestaca (Das, 2006).

b) Hincado

Paso 2, realizar el hincado de la tablestaca hasta la profundidad de empotramiento establecido previo diseño (Das, 2006), se recomienda hacer previamente una zanja como se muestra en la figura 25, se realiza esta con el fin de mantener la verticalidad y horizontalidad a la hora de empotrar la tablestaca al terreno (Segovia P. & Paniagua Zavala, 2002).

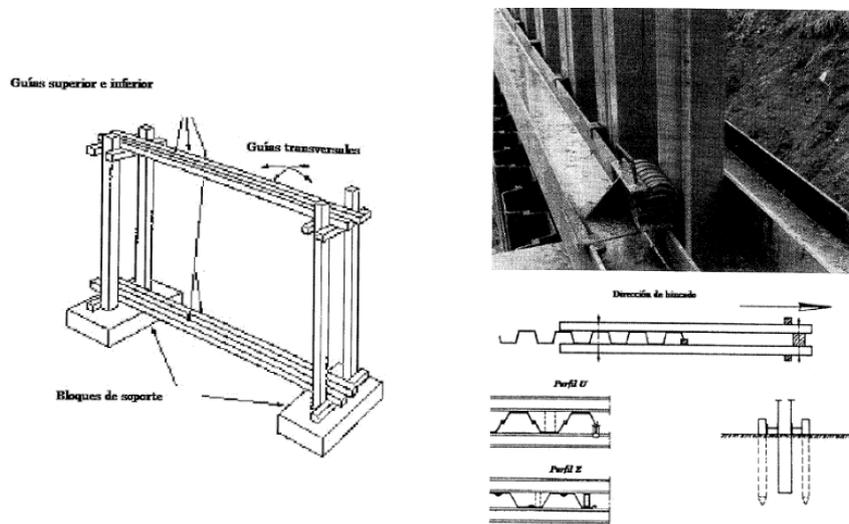


Figura 25: Ubicación de las viguetas de acero en las tablestacas

Adaptado de “Tablestacas” por Segovia P., J. A., & Paniagua Zavala, W. I., 2002, Manual de Construcción geotécnica, I, p.207. Copyright 2002 por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

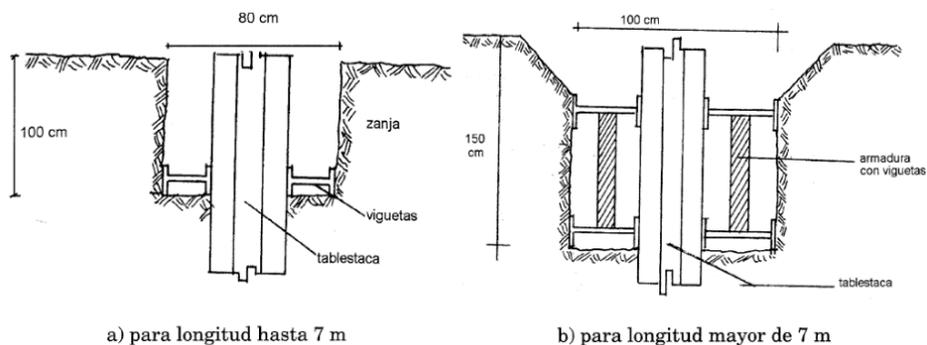


Figura 26: Estructura de guía para tablestacado y rodamientos

Adaptado de “Tablestacas” por Segovia P., J. A., & Paniagua Zavala, W. I., 2002, Manual de Construcción geotécnica, I, p.216. Copyright 2002 por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

Para un adecuado hincado, el método de hincado por secciones permite tener un alineamiento perfecto tanto de manera vertical como horizontal. Este método utiliza una estructura guía para garantizar los alineamientos antes dichos, esta guía es como se muestra en la figura 26, se construyen con perfiles estructurales definidos y las dimensiones están sujetas con las longitudes de hincado y profundidad de acuerdo al diseño realizado previamente. La colocación de rodamientos móviles proporciona el deslizamiento hacia abajo de la tablestaca en el momento del hincado produciendo una fricción nula con respecto al perfil del suelo. Este elemento es importante para la el diseño de guías(Segovia P. & Paniagua Zavala, 2002).

Continuando con el método de hincado por sección, comprende primeramente la selección de una longitud de sección en donde el primer par de tablestacas se hincan hasta un tercio de su profundidad de empotramiento de diseño y luego se van colocando los pares restantes de la sección establecida sin hincar, y los últimos pares se hincan hasta un tercio de su profundidad de empotramiento de diseño. Lugo se hinca las tablestacas intermedias empezando desde el antepenúltimo hasta la tercera tablestaca a la misma profundidad antes dicha. Este proceso continúa con la siguiente sección.

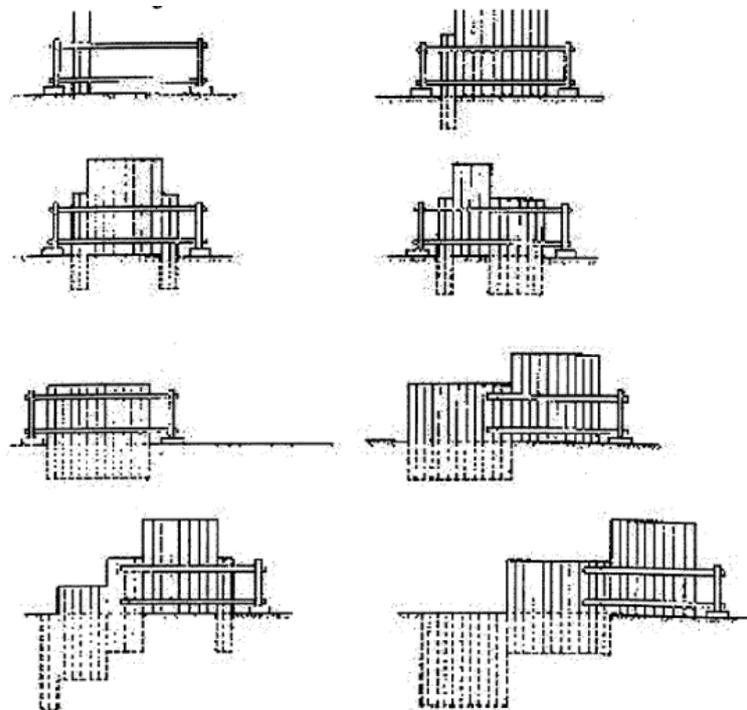


Figura 27: Proceso del método de hincado por secciones

Adaptado de “Tablestacas” por Segovia P., J. A., & Paniagua Zavala, W. I., 2002, Manual de Construcción geotécnica,I, p.215. Copyright 2002 por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

Es recomendable hinchar tablestacas de madera en suelo blando o que el suelo no tenga mucha dificultad de para realizar el hincado, es por ello que se tiene que realizar unas perforaciones previas(Segovia P. & Paniagua Zavala, 2002). Es por ello que a las tablestacas de madera previamente se coloca unos azuches metálicos en la parte inferior de la tablestaca y en la parte superior se coloca un casco metálico y en cuanto a la unión entre cada tablestaca se utiliza el machimbrado y para evitar la separación entre las tablestacas se coloca grapas de hierro(Mayavi Trejo, n.d.).

Por último, para efectuar el hincado se utiliza un martillo utilizar un martillo de caída libre o uno que produzca una energía baja con el fin de no romper la tablestaca(Segovia P. & Paniagua Zavala, 2002).

c) Relleno

Paso 3, se realiza el llenado con suelo hasta que llegue a la parte superior de la tablestaca(Das, 2006).

2.15.2. Proceso constructivo con estructura excavada

En la figura 28 se detalla las principales unidades desde un punto de vista constructivo, que son los siguientes:

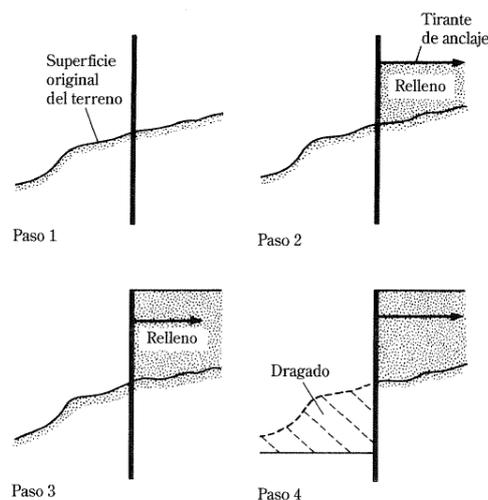


Figura 28: Secuencia constructiva de una tablestaca con suelo excavado

Adaptado de "Tablestacados" por Das, B. M. ,2006, Principios de ingeniería de cimentacione ,5, p.407. Copyright 2006 por la International Thomson Editores

a) Hincado

Paso 1, realizar el hincado de la tablestaca hasta la profundidad de empotramiento establecido previo diseño(Das, 2006), se recomienda hacer previamente una zanja como se muestra en la figura 28, se realiza esta con el fin de mantener la verticalidad y horizontalidad a la hora de empotrar la tablestaca al terreno(Segovia P. & Paniagua Zavala, 2002).

Para un adecuado hincado, el método de hincado por secciones permite tener un alineamiento perfecto tanto de manera vertical como horizontal. Este método utiliza una estructura guía para garantizar los alineamientos antes dichos, esta guía es como se muestra en la figura 28, se construyen con perfiles estructurales definidos y las dimensiones están sujetas con las longitudes de hincado y profundidad de acuerdo al diseño realizado previamente. La colocación de rodamientos móviles proporciona el deslizamiento hacia abajo de la tablestaca en el momento del hincado produciendo una fricción nula con respecto al perfil del suelo. Este elemento es importante para la el diseño de guías(Segovia P. & Paniagua Zavala, 2002).

Continuando con el método de hincado por sección, comprende primeramente la selección de una longitud de sección en donde el primer par de tablestacas se hincan hasta un tercio de su profundidad de empotramiento de diseño y luego se van colocando los pares restantes de la sección establecida sin hincar, y los últimos pares se hincan hasta un tercio de su profundidad de empotramiento de diseño. Lugo se hinca las tablestacas intermedias empezando desde el antepenúltimo hasta la tercera tablestaca a la misma profundidad antes dicha. Este proceso continúa con la siguiente sección(Segovia P. & Paniagua Zavala, 2002).

Es recomendable hinchar tablestacas de madera en suelo blando o que el suelo no tenga mucha dificultada de para realizar el hincado, es por ello que se tiene que realizar unas perforaciones previas(Segovia P. & Paniagua Zavala, 2002). Es por ello que a las tablestacas de madera previamente se coloca unos azuches metálicos en la parte inferior de la tablestaca y en la parte superior se coloca un casco metálico y en cuanto a la unión entre cada tablestaca se utiliza el machimbrado y para evitar la separación entre las tablestacas se coloca grapas de hierro(Mayavi Trejo, n.d.).

Por último, para efectuar el hincado se utiliza un martillo utilizar un martillo de caída libre o uno que produzca una energía baja con el fin de no romper la tablestaca(Segovia P. & Paniagua Zavala, 2002).

b) Relleno

Paso 2, se realiza el llenado con suelo hasta que llegue a la parte superior de la tablestaca(Das, 2006).

c) Excavación

Paso 3, excavar por delante de la tablestaca hasta la línea de excavación establecida previo diseño de la tablestaca(Das, 2006).

2.16. Formas de fallas de las tablestacas

Según (Suarez, 2009), los esfuerzos del suelo que actúan en la tablestaca inducen a producir varios tipos de fallas. Para este estudio se han identificado 3 tipos de fallas comunes en tablestacas de tipo voladizo que son: Falla por deslizamiento profundo, Falla al volteo por profundidad insuficiente de la tablestaca y Falla estructural de la tablestaca. Según el tipo de falla que se encuentre se tiene que examinar las fuerzas que se generan y recopilar parámetros que ayude a prevenir dicha falla.

2.16.1. Falla por deslizamiento profundo

En global tanto al suelo como a la tablestaca, no se toma en cuenta la resistencia estructural de la tablestaca. Para su estudio de esta falla, se realizan estudios de estabilidad de taludes ubicando la falla en la parte inferior de la tablestaca. De acuerdo a (Suarez, 2009), la solución para este tipo de falla es la implementación de anclajes, drenes, mejoramiento del suelo, etc. El incremento de la profundidad sería como la solución inmediata, sin embargo, según (Suarez, 2009) sería una solución no viable.

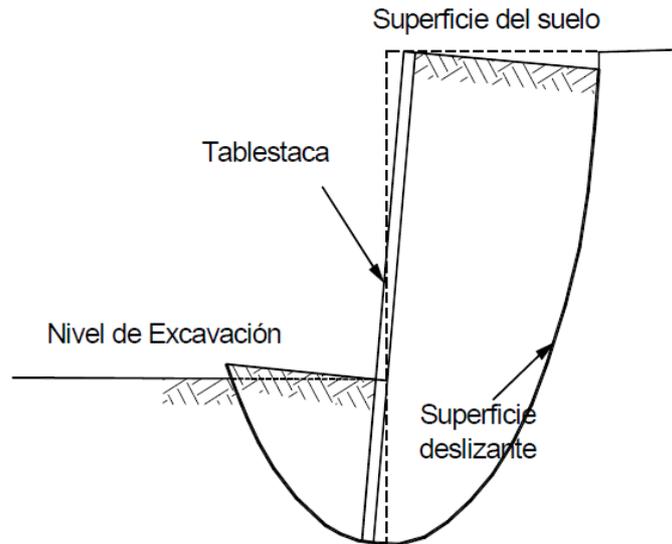


Figura 29: Falla por deslizamiento profundo

Adaptado de “Estructuras enterradas” por Suarez, J.,2009, Deslizamientos, técnicas de remediación. VOL.2,7, p.244. por LA Universidad Industrial de Santander

a) Análisis estabilidad del talud con el método de Sarma

Según (Vargas Morales, 2017) el método de sarma se encuentra dentro de los métodos de análisis de estabilidad de taludes que se fundamentan en el equilibrio límite que utiliza la metodología de las dovelas. El método de sarma determina la aceleración crítica horizontal que produce la falla de talud durante un fenómeno sísmico. De acuerdo con (Vargas Morales, 2017), este método al estar en función del factor de seguridad del talud, se obtiene el factor de seguridad estático de un talud haciendo los cálculos inversos. También, este método tiene una poca variación de los resultados con respecto al método de Morgenstern y Prince.

b) Factor de seguridad para evitar la falla del talud

De acuerdo con (Das, 2014),el trabajo fundamental al realizar el análisis es hallar el factor de seguridad. Cuando este valor es igual a 1 el talud se encuentra en un estado de falla próximo. El valor 1.5 a más son considerados aceptables para el diseño de un talud estable.

2.16.2. Falla al volteo por profundidad insuficiente de la tablestaca

Según (Suarez, 2009), esta falla consiste en la rotación de la tablestaca debido a las presiones laterales ejercidas por el suelo hacia la tablestaca. La solución para que no suceda esta falla, según (Suarez, 2009), es profundizando más la tablestaca.

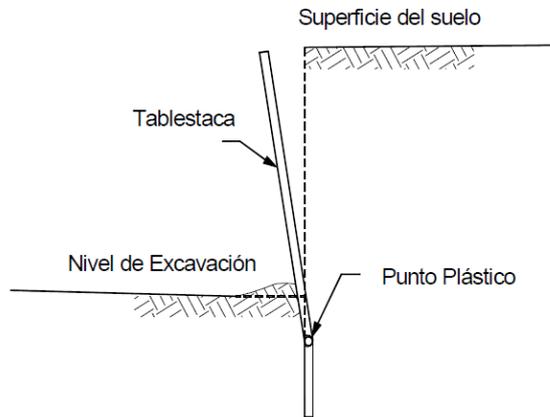


Figura 30: Falla al volteo

Adaptado de “Estructuras enterradas” por Suarez, J.,2009, Deslizamientos, técnicas de remediación. VOL.2,7, p.244. por LA Universidad Industrial de Santander

2.16.3. Falla estructural de la tablestaca

El origen de esta falla es principalmente por el exceso de esfuerzos de flexión o de cortante que se generan por parte del suelo y que recae sobre la tablestaca(Suarez, 2009). (Suarez, 2009) dijo que la solución es introduciendo una tablestaca con un esfuerzo admisible en flexión y cortante mayor que los esfuerzos que pueda producir el suelo.

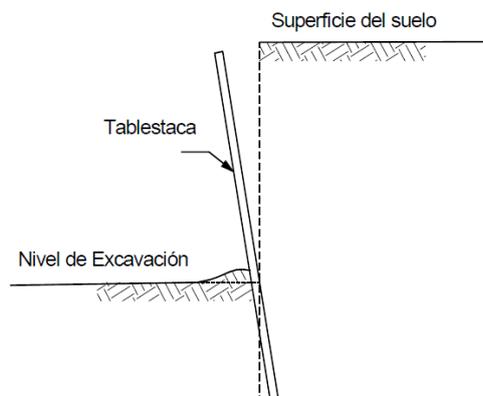


Figura 31: Falla por deformación plástica

Adaptado de “Estructuras enterradas” por Suarez, J.,2009, Deslizamientos, técnicas de remediación. VOL.2,7, p.244. por LA Universidad Industrial de Santander

2.17. Material de construcción

2.17.1. Bambú (*Guadua angustifolia*)

Es una planta maderable, por lo que conlleva a que sea un recurso renovable. En cuanto a sus propiedades físico-mecánica, esta puede soportar esfuerzos admisibles de flexión muy considerables y es por ello que se utiliza como material de construcción en obras sismo-resistentes (MONGE FREILE, 2018). Naturalmente puede llegar a medir entre 10 a 30 metros una vez que haya alcanzado su madurez entre los cuatro y cinco años. En tanto, dentro de su estructura morfológica natural, como se observa en la figura 32, las partes que se utiliza para la construcción son: la cepa, la basa y la sobrebasa que es un sumados dan las tres cuartas partes de la longitud total del bambú (ALTEZ BASALDÚA, 2016). Y la estructura con fin comercial es como se muestra en la figura 32 (cepa 4m, basa de 8m, sobre-basa 4m y varillón 5m).

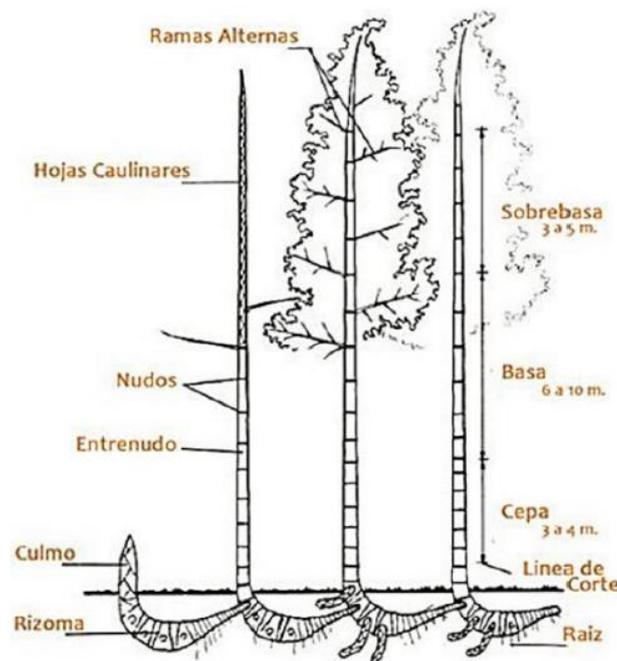


Figura 32: Partes de la estructura morfológica del Bambú *Guadua angustifolia*

Adaptado de “Evaluación de la infiltración en plantaciones de bambú o caña de Guayaquil (*Guadua angustifolia*) en el distrito La Florida, San Miguel - Cajamarca” por Dueñas De La Cruz, A. C. (2019). p.8.

Las condiciones climáticas de los lugares donde se encuentra este material son las que se muestran en la tabla 2.

Tabla 2: Condiciones climáticas del hábitat del bambú *Guadua angustifolia*

Factores	Rango general	Rango óptimo
Altitud (m.s.n.m)	0 – 2800	600 – 2000
Temperatura (C°)	14 – 26	20 – 26
Precipitación (mm/año)	950 – 5000	1800 – 2000
Brillo solar (horas – luz /año)	1400 – 2200	1800 – 2000
Humedad relativa (%)	-	75 – 85
Vientos (dirección e intensidad)	Brisas débiles o fuertes	Brisas débiles o moderadas

Nota: Adaptado de “Evaluación de la infiltración en plantaciones de bambú o caña de Guayaquil (*Guadua angustifolia*) en el distrito La Florida, San Miguel - Cajamarca” por Dueñas De La Cruz, A. C. (2019). p.10.

Además, los lugares donde son productoras del bambú *guadua angustifolia* dentro del territorio peruano es como se observa en la figura 33.



Figura 33: Lugares del Perú en donde producen bambú *guadua angustifolia*

Adaptado de “Deterioro causado por dos hongos de pudrición en las propiedades físico-mecánicas del compuesto bambú-plástico” por Altez Basaldúa, A. G., 2016, p.12

Con respecto al comercio del bambú *guadua angustifolia*, esta se divide en tres tipos de calidades, que está de acuerdo a su diámetro y longitud. La primera calidad es de 4 pulgadas de diámetro y con 6, 7 o 8 metros de longitud, la segunda calidad es de 3-4 pulgadas de diámetro y con 6, 7 o 8 metros de longitud y la tercera es con un diámetro menor a 3 pulgadas y con 6, 7 o 8 metros de longitud. Una manera práctica de saber que calidad es el bambú en campo, es colocando los dedos de la mano por el orificio superior del tronco; si entran cuatro

dedos es de primera calidad, si entran tres es de segunda calidad si entran menos de tres es de tercera calidad (UNIVERSIDAD DE SASSARI, 2017).

En la figura 34, se muestra las partes que son usadas en el comercio de peruano (Suárez Landeo, 2016).

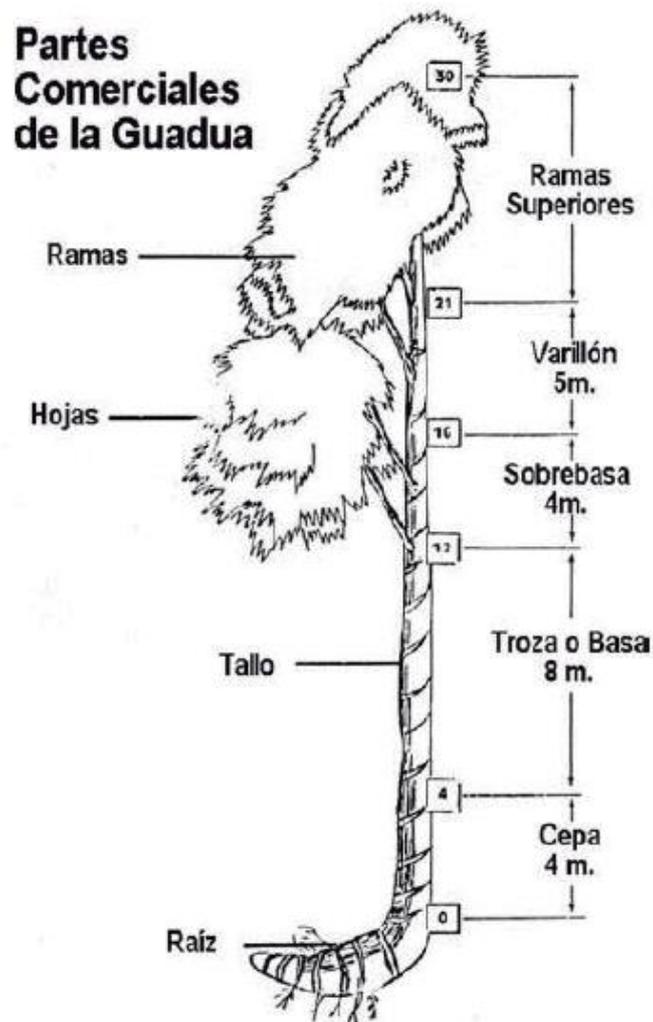


Figura 34: Tramos comerciales del Bambú Angustifolia

Adaptado de “EFECTO DEL INTEMPERISMO ACELERADO EN LAS PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DE COMPUESTOS PLÁSTICO-BAMBÚ” por Suárez Landeo, E. R., 2016, p.19.

Por lo que se refiere a sus propiedades físico – mecánicas, en el Perú se obtuvieron una serie de resultados en diferente tiempo y condiciones, sin embargo, los resultados más actualizados se muestran en la tabla 2 y la tabla 3.

(Sapuyes et al., 2018) menciona que obtuvo resultados de módulos de elasticidad alejados estadísticamente de los valores de la norma sismorresistente colombiana (NSR-10), sin embargo, en comparación con otras investigaciones no hubo mucha diferencia incluso considerando que las probetas tuvieron deferentes procedencias, también diferentes condiciones edafológicas y climatológicas.

(GONZÁLEZ B. et al., 2007) Comprueba que el valor de la humedad relativa del lugar de ensayo a flexión no afecta el módulo de elasticidad ni el esfuerzo de falla(GONZÁLEZ B. et al., 2007) menciona que el módulo de elasticidad promedio tiene una variación conforme a su edad en donde las que son verdes tienen valores muy alejados y menores con respecto a las sobremaduras, mientras que entre verdes con maduras y maduras con sobremaduras la diferencia del promedio del módulo de elasticidad es mínima. Por ello confirma que el módulo de elasticidad es independiente del tramo, edad y ambiente.

Por otro lado el esfuerzo de falla (GONZÁLEZ B. et al., 2007) menciona que va incrementando conforme va aumento su edad, además observo que hay diferencias importantes conforme al ambiente donde el esfuerzo de falla es mayor en un ambiente normal con 65% de humedad relativa, con ello establece que mientras menos humedad relativa hay en el ambiente mayor son los valores de las propiedades mecánica de la Guadua. (GONZÁLEZ B. et al., 2007) Encontró un incremento de 40% del valor de esfuerzo entre un ambiente de 65% de humedad relativa con 20°C y 85% de humedad relativa con 20°C siendo este último el mayor.

Tabla 3: Valores del esfuerzo último del bambú guadua angustifolia

Investigaciones	Esfuerzo último promedio de Flexión (MPa)
Sapuyes, Osorio, Takeuchi, Duarte y Erazo (2018)	58.18
Moromi Nakata ^(a)	53.17

Nota: a = Tamaños ensayados del bambú guadua angustifolia común de 6.1m, 7.1m y de 8.1m de longitud. Adoptado de “Ensayo de flexión” por Moromi Nakata, I. p.28

Tabla 4: Valores del módulo de elasticidad del bambú *guadua angustifolia*

Investigador	Módulo de elasticidad longitudinal a flexión (MPa)		
	Promedio	Percentil 5	Mínimo
Prieto y Sánchez (2002)	15393	14916	9286
Rusique (2007)		15151	
Sapuyes, Osorio, Takeuchi, Duarte y Erazo (2018)	15480	12560	10530
Moromi Nakata	734.441	-	-

(Ciro Velásquez et al., 2005) muestra un resultado de coeficiente de variación de 34% en 15 probetas ensayadas a tensión por lo que menciona que el bambú al ser un material de naturaleza biológica presenta una alta variabilidad en su estructura. También menciona que las diferencias de los valores de esfuerzo último encontrado en otros documentos es producido por la variabilidad y heterogeneidad del bambú como con la ejecución y medición con lo que se realizaron en los laboratorios.

En efecto, la variabilidad está relacionado con las cualidades intrínsecas del material porque el bambú al ser un material vegetal varía en su anatomía como en su estructura y estas características depende de la región en donde se cultiva, y del contenido de humedad influyen de manera importante en la resistencia de forma inversamente proporcional de la parte inferior hacia la parte media

Según (Ciro Velásquez et al., 2005) la resistencia del acero es 2.4 veces más alta que el bambú con un contenido de carbón 0.2%. Esta cualidad de la *guadua angustifolia* la introduce con un material alternativo en la construcción en elementos que son sometidos a tensión. Además, dice que al tener una alta diferencia y valores de esfuerzo de tensión altas en otras especies se busca la necesidad de estandarizar las pruebas de ensayo a tensión con la finalidad de obtener resultados más certeros en el diseño de estructuras.

Tabla 5: Valores del esfuerzo último de tensión del bambú guadua angustifolia

Investigaciones	Esfuerzo último promedio de tensión (MPa)
Martinez (1992)	34.6
Janssen (2002)	148.4
López y Cheatle (2002)	53.5
Castrillón y Malaver (2004)	91.87
Ciro, Osorio y Vélez (2005)	190.7
ICONTEC (2007)	61.2
Echeverri (2007)	118.3
Rivera (2008)	128.5
Huarcaya (2010)	114.18
Clever (2010)	107.69
Pardavé (2010)	85.39
Vargas y Cerna (2016)	94.39

(Hena Castañeda & Rodríguez, 2015) menciona que la edad donde un bambú tiene mejores características en resistencia a la compresión y al corte es a partir de los 60 meses. Además, (Takeuchi Tam & González, 2007) afirma que conforme va aumentando la altura en el bambú la resistencia a la compresión promedio aumenta y que la presencia de las fisuras producidas por secado en el medio ambiente no disminuye la resistencia a la compresión. Entre otras cosas, menciona que la resistencia a la compresión con nudos no es mayor a las que no las tiene. También es importante el aporte en cuanto a que el 50% de la información obtenida de los deformímetros eléctricos son similares a los encontrados por el mecánico y un 85% de los valores de módulo de elasticidad hallados por medio del deformímetro mecánico fueron menores que los hallados con el deformímetro electrónico. Además, el valor del módulo de elasticidad hallado con el deformímetro electrónico es 11% mayor que el hallado con el deformímetro mecánico.

(Ciro Velásquez et al., 2005) menciona que la resistencia del bambú guadua angustifolia en dirección perpendicular a sus fibras es muy baja. Esto es indicador de una presencia alta de anisotropía.

Las variaciones de valores de esfuerzo promedio al corte de la investigación de (Ciro Velásquez et al., 2005) con respecto a otras investigaciones es de un 40% y con el mínimo de 15%, pero estas no son muy lejanas con respecto a los valores de esfuerzo de corte

encontradas en el ensayo a tensión. Una causa es por el agarre que produce grandes concentraciones de esfuerzos y deslizamientos relativos.

Tabla 6: Valores del esfuerzo último de corte del bambú guadua angustifolia

Investigaciones	Esfuerzo último promedio de Corte (MPa)
Díaz y González (1992)	7.74
Martínez (2002)	4.7
López y Cheatle (2002)	6.87
Janssen (2002)	4.5
Castrillón y Malaver (2004)	7.84
Ciro, Osorio y Vélez (2005)	5.57
Pantoja y Acuña (2005)	7
ICONTEC (2007)	5.95
Rivera (2008)	8.47
Ardilla (2013)	4.47
Huarcaya (2010)	7.64
Clever (2010)	6.41
Pardavé (2010)	5.24
Vargas y Cerna (2016)	5.98

Tabla 7: Valores del esfuerzo último de compresión del bambú guadua angustifolia

Investigaciones	Esfuerzo último promedio de Compresión (MPa)
Martín y Mateus (1981)	66
López y Silva (2000)	44
Durán Uribe (2002)	50
Takeuchi y González (2007)	56
Huarcaya (2010)	37.18
Clever (2010)	44.37
Pardavé (2010)	37.9
Henao y Rodríguez (2015)	30.39
Vargas y Cerna (2016)	50.29

Tabla 8: Valores del módulo de elasticidad de compresión del bambú guadua angustifolia

Investigador	Módulo de elasticidad longitudinal a compresión (MPa)			Módulo de elasticidad longitudinal a tensión (MPa)		
	Promedio	Percentil 5	Mínimo	Promedio	Percentil 5	Mínimo
Ghavami y Marinho (2005)	12580	-	9000	-	-	-
Takeuchi y González (2007)	17859	-	4242	-	-	-
Lozano Peña (2010)	9081.99	2187.47	-	-	-	-
Capera y Erazo (2012)	11978.1	2123.1	1702.4	-	-	-
Ardilla (2013)	17519.15	11592.93	11468.76	15324.09	10668.14	9937.66
Luna et al. (2014)	9080	2190	1080	6540	3030	2010
Vargas y Cerna (2016)	5804.22	4415.44	4254.01	627.71	193.56	176.48
Moromi Nakata	12711.78	-	-	898.359	-	-

2.17.2. Concepto de Esfuerzo ingenieril, Carga permisible, factor de seguridad

- **Esfuerzo ingenieril**

(P.Beer et al., 2013a) menciona que es la fuerza por unidad de área o también la intensidad de las fuerzas distribuidas en una sección y se obtiene utilizando la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Donde:

P: Carga axial

A: Área

- **Carga permisible**

(P.Beer et al., 2013a) lo establece como la máxima carga que puede tolerar un elemento estructural en condiciones normales de uso, siendo esta carga menor que la carga última, esto significa que una fracción de la carga última del material se utiliza cuando se aplica la carga permisible. También es llamada como carga de trabajo o de diseño. Lo que sobra de la otra fracción se reserva para consolidar la seguridad ante la ruptura del material y que tenga una buena función.

- **Factor de seguridad**

Conforme a (P.Beer et al., 2013a) el factor de seguridad es la división entre la carga última entre la carga admisible o también se puede encontrar dividiendo el esfuerzo último con el esfuerzo permisible. El factor de seguridad se plantea de la siguiente manera:

$$\text{Factor de seguridad} = F.S = \frac{\text{Carga última}}{\text{Carga permisible}} = \frac{\text{Esfuerzo último}}{\text{Esfuerzo permisible}}$$

Sin embargo, esto se cumple cuando hay una relación lineal entre la carga y el esfuerzo, por otro lado, en la mayoría de usos de ingeniería esta relación no se cumple cuando la carga se aproxima a la carga última por lo que la relación entre el esfuerzo último con el esfuerzo permisible no brinda una evaluación aceptable de seguridad para un diseño.

Según (P.Beer et al., 2013a) el método de diseño por esfuerzo admisible es el que se utiliza con más frecuencia.

2.17.3. Concepto de deformación ingenieril

De acuerdo con (P.Beer et al., 2013b) La deformación unitaria normal, para un material de sección uniforme que está sometida bajo una carga axial constante, es la deformación por unidad de longitud inicial total de dicho material antes de que se aplique cualquier carga constante. La deformación unitaria normal se define según (P.Beer et al., 2013b) de la siguiente manera:

$$\epsilon = \frac{\delta}{L}$$

Donde:

ϵ = Deformación unitaria natural.

δ = Deformación total.

L = Longitud inicial antes que se aplique cualquier fuerza.

En estas condiciones, (P.Beer et al., 2013b) establece que para poder alcanzar una deformación en un material que tiene el doble de sección uniforme que la inicial se tiene que aplicar el doble de carga axial constante. Por otro lado, cuando el material de sección uniforme tiene el doble de longitud que la longitud inicial y se aplica la misma carga axial constante, la deformación se duplica.

Cuando el material tiene una sección variable de sección transversal, por consiguiente, el esfuerzo varía en lo largo, por lo tanto, para poder definir la deformación unitaria en un punto se toma una pequeña parte del material con una longitud Δx . Según (P.Beer et al., 2013b) en caso que $\Delta \delta$ es la deformación del material bajo una acción de una carga, la deformación en ese punto se halla por medio de la siguiente ecuación:

$$\epsilon = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta \delta}{\Delta x} = \frac{d\delta}{dx}$$

2.17.4. Concepto de diagrama esfuerzo-deformación

Conforme a (P.Beer et al., 2013b) es la representación gráfica de la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria de un material. El esfuerzo se halla en cada aumento de la carga axial dividido entre el área de la sección inicial del material y la deformación unitaria normal se halla dividiendo el alargamiento, longitud total después de la deformación por cada

aumento de carga axial menos la longitud inicial del material, entre la longitud inicial del material.

- **Materiales dúctiles**

Son materiales que fluctúan en temperatura ambiente. Cuando alcanza su valor máximo de esfuerzo el área comienza a disminuir a esto se le conoce como estricción, cuando comienza la estricción se empieza a alargar con menos esfuerzo hasta que llegue a la fractura.

- **Materiales frágiles**

Tienen como característica principal que el fenómeno de fractura se manifiesta sin ninguna velocidad de crecimiento del alargamiento previo. Por lo tanto, no hay diferencia entre la resistencia última con la resistencia de fractura. En el caso del material frágil no hay estricción y la fractura se produce en la longitud de la superficie perpendicular a la carga.

2.17.5. Concepto de Módulo de elasticidad

De acuerdo con (P.Beer et al., 2013b) un gran conjunto de estructuras de ingeniería se diseñan en base a un criterio de deformación muy pequeñas, esto significa que solo se toma los valores iniciales que se encuentran en la parte recta de la curva de esfuerzo deformación.

En esta parte recta de curva de esfuerzo deformación, se establece que el esfuerzo es proporcional a la deformación, y se establece la siguiente ecuación:

$$\sigma = E \times \epsilon \dots \dots \dots (36)$$

La ecuación 36 es también conocida como ley de Hooke. El coeficiente E se define como el módulo de elasticidad o módulo de Young. Esta relación puede ser utilizada hasta el valor máximo valor del esfuerzo también conocido como límite de proporcionalidad. Para materiales dúctiles, el punto de cedencia está bien definido y tiene una aproximación muy cercana con el límite de proporcionalidad. Según (P.Beer et al., 2013b) en otros materiales el límite de proporcionalidad es difícil de definirlo porque es trabajoso hallar con exactitud

el valor del esfuerzo en donde la relación de esfuerzo con deformación unitaria deja de ser lineal. Ante este obstáculo (P. Beer et al., 2013b) menciona que al emplear la ley de Hooke para valores mayores que el límite real de proporcionalidad no va a aterrizar en un error significativo.

2.17.6. Impermeabilización contra la humedad del exterior, acabado y mantenimiento del bambú.

Según (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2012), el bambú para ser considerado como elemento estructural debe tener una buena durabilidad natural como también salvaguardarse de factores externos como la humedad, insectos, hongos, etc. Es por ello, que se implementa las condiciones idóneas en lugar de construcción con obras preliminares, trabajos provisionales, etc.

La analogía más próxima al fenómeno que sucede entre el bambú al estar en contacto con el suelo es la que menciona (Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2012), que es el contacto del bambú con las tejas de barro. Menciona la pudrición es el fenómeno que se produce en el bambú al estar en contacto con la humedad del ambiente externo. Esta humedad es transmitida del medio exterior por medio de la capilaridad hacia el bambú. Por ello, es de vital importancia esquivar el contacto del bambú con elementos que posean humedad. Los principales efectos de la humedad externa en el bambú es el hinchamiento, la apareciendo de hongos y la pudrición. Para ello se plantea tres procesos que permiten permeabilizar al bambú de la humedad que son: tratamiento de preservación y secado, acabado y mantenimiento.

a) Tratamiento de preservación del tronco de bambú

(Añazo & Rojas, 2015) menciona que los hongos e insectos son los que se previenen con estos tratamientos de preservación, con ello se garantiza una durabilidad del uso del bambú en las construcciones. Para ello hay dos métodos o tratamientos que son: métodos tradicionales de protección y métodos con preservantes químicos.

- **Métodos tradicionales de protección**

Son económicos y simples, disminuyen la concentración de carbohidratos, aumentan la resistencia contra los insectos, sin embargo; no son eficientes contra las termitas y hongos.

- **Método de preservación con tratamientos químicos**

Con la aplicación de algunos productos químicos, según las condiciones del culmo y del uso al que se va a dar al bambú, se aseguran para alargar la vida del bambú. Se obtiene luego del proceso, la pérdida de acción de los insectos y hongos como también se llega a que el bambú sea resistente al fuego. Según, hay dos preservantes que se pueden usar: hidrosolubles y oleosolubles (Añazo & Rojas, 2015).

- **Hidrosoluble**

Tienen como elemento básico el agua y se diferencian en dos grupos: Las sales que no se fijan y las que si se fijan. Las sales que si se fijan de pueden esparcir dentro de los tallos frescos y se obtiene como resultado la penetración completa del tejido principal del bambú. Las sustancias que más se utilizan son el boro y sus sub-productos para el bambú rollizo. Como desventaja, se encuentra su uso solo en ambientes interiores y bajo puertas. Por otra parte, las sales que si se fijan debido a son absorbidos químicamente por el bambú. Como ventaja con respecto al anterior es que se puede usar en exteriores, la desventaja es que tiene efectos colaterales tóxicos para los mamíferos (Añazo & Rojas, 2015).

- **Oleosolubles**

Contienen principalmente aceites, como por ejemplo la creosota. Antes de aplicar este tipo de preservantes el bambú tuvo que ser secado previamente al aire, a tal punto que no haya bolsas de agua dentro de sus células. Estos preservantes solo podrán ser aplicados mediante el proceso de presión para lograr una suficiente penetración y distribución interna. Hay un alto riesgo de provocar daños ambientales, debido a su corteza al ser lisa proporciona a que se produzca el escurrimiento y goteo de este preservante (Añazo & Rojas, 2015).

b) Tratamiento de secado del tronco de bambú

El bambú que está expuesto al medio ambiente debe realizar un tratamiento previo de secado. Los motivos para realizar este tratamiento, es porque la humedad hace que el bambú se dilata y contrae, por lo que según tiene que perder entre un 10% a 15% tiene que encontrarse. Además, al estar en este rango, se disminuye el daño de insectos y hongos. Además, según cuando el contenido de la humedad disminuye las propiedades físicas y mecánicas del bambú aumentan. De acuerdo a el bambú para construcción, la humedad se encuentra en un rango entre 16% a 22% en climas tropicales y para climas templados el contenido de humedad se encuentra entre 9% y 13 %. Por último, la humedad se mide con instrumento calibrado, que se visualiza la electricidad que recorre por la capa exterior del bambú por medio de dos clavijas metálicas.

c) Acabado del bambú

De acuerdo con (Cerrón Oyague, 2014), es un proceso por el cual al bambú, que está expuesto al medio ambiente, se le añade características como adherencia, flexibilidad, dureza, estabilidad de color, resistencia a la acción de luz. Existe dos tipos de acabados: Naturales y artificial.

- **Acabado natural**

Se limpia con grata si hay hongos o líquenes, disolventes asfáltico (Varsol) cuando hay manchas producidas por el mal manejo de la cosecha. Luego se pule muy suavemente con una esponjilla metálica para no enflaquecer la cáscara. Después, se aplica cera transparente o linaza y trementina. Para concluir, se saca brillo con un trapo o lana.

- **Acabado artificial**

Se lija la superficie del bambú para solo quitar la primera capa. Por último, se aplica tintes, lacas, barnices marinos transparentes, mates o brillantes, esmalte sintético, pintura. Todos estos insumos han de ser de la mejor calidad. También se puede colocar un recubrimiento de mortero en la parte externa.

d) Mantenimiento del tronco de bambú

Según (Cerrón Oyague, 2014) En toda obra de construcción, su vida útil está en función del mantenimiento que se le realiza. El bambú al ser un elemento estructural de origen natural, tiene que tener un mantenimiento preventivo contra los hongos, insectos y factores climáticos como la humedad y la radiación, que garantice su vida útil en la construcción. Los materiales que se usan para su mantenimiento son: las ceras, lacas, barnices o pintura. El tiempo en que se tiene que realizar el mantenimiento depende de los casos en que se encuentre el bambú está expuesto al medio ambiente. Cuando esta expuesto a la intemperie el mantenimiento es mínimo cada 6 meses, cuando está en exteriores y protegidas de la intemperie el mantenimiento es cada 1 año y cuando está en los interiores el mantenimiento es mínimo cada 2 años.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Localización de la zona de estudio

La zona de estudio se localiza dentro de la Universidad Nacional Agraria la Molina Lima-Perú. El lugar de excavación y extracción de muestras fueron realizadas en el Punto 1 como lo muestra la figura 35. La obtención de datos experimentales fue en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Agrícola de la Universidad Nacional Agraria la Molina (UNALM).



Figura 35: Ubicación del punto de investigación

Adaptado de Google Earth 2021

3.2. Material de campo

Se utilizó una wincha, botas de campo, barreta, pala, barreno, cuaderno de apuntes, Equipo del Ensayo SPT, Rollo de plástico Film, Retro excavadora.

3.3. Material de gabinete

En el laboratorio de mecánica de suelos: Tazonas metálicas, balanza electrónica de 0.01g de precisión, horno eléctrico, juego de tamices, Guantes termo-aislante, guante de plástico, Copa de Casagrande, espátula, ranurador, placa de vidrio, agua destilada, recipientes de porcelana, laptop, Microsoft Excel 2019, Microsoft Word 2019, Google Earth. Datos de las propiedades físicas-mecánica del bambú

Se utilizará los datos de esfuerzos admisibles del artículo 8 de la norma E.100 del reglamento nacional de edificaciones (RNE). Estos esfuerzos al estar en esta norma, son de uso para diseño de estructuras debido a que se realizaron ensayos de laboratorio para obtenerlos.

3.4. Metodología

3.4.1. Determinación del número de golpes del SPT

Con el objetivo de determinar los números de golpes, se realizó el ensayo de penetración estándar (SPT) en el punto 1 de investigación.

La excavación con el barreno se realizó a un 1m al inicio y luego por cada 55cm de profundidad después del golpeteo hasta llegar aún golpeteo a 6m de profundidad.

a) Preparación del terreno antes de realizar el ensayo

Antes de la instalación del equipo del ensayo SPT se realizó la limpieza del terreno al encontrarse con un suelo lleno de materia agrícola y suelo agrícola como se puede observar en la figura 36(a). Una vez retirado la materia agrícola y suelo agrícola hasta encontrar suelo sin materia orgánica obteniendo el nivel 0 de terreno como se observa en la figura 36(b), luego se utilizó una barreta para extraer suelo hasta llegar un metro de profundidad. Se realizó esta primera extracción para la verificación del desmonte u otro tipo de material que no sea suelo.



Figura 36: Zona de extracción de muestras. (a) Zona de Estudio. (b) Suelo superficial en estado natural

b) Instalación del equipo SPT

Se armó la unión del trípode en el suelo del terreno por medio de un perno, además se colocó la polea con la soga. Se levantó este armado y con la ayuda de la soga se colocó el entro del trípode en el eje del punto de investigación. Después, se unió el malacate con una de las patas del trípode, una vez hecho esto se unió en el suelo el martillo al yunque por medio de una barra metálica que tuvo la función de eje y por último se unió el yunque con la caña partida. Una vez realizado todas estas uniones se consiguió el armado como se muestra en la siguiente figura 37.

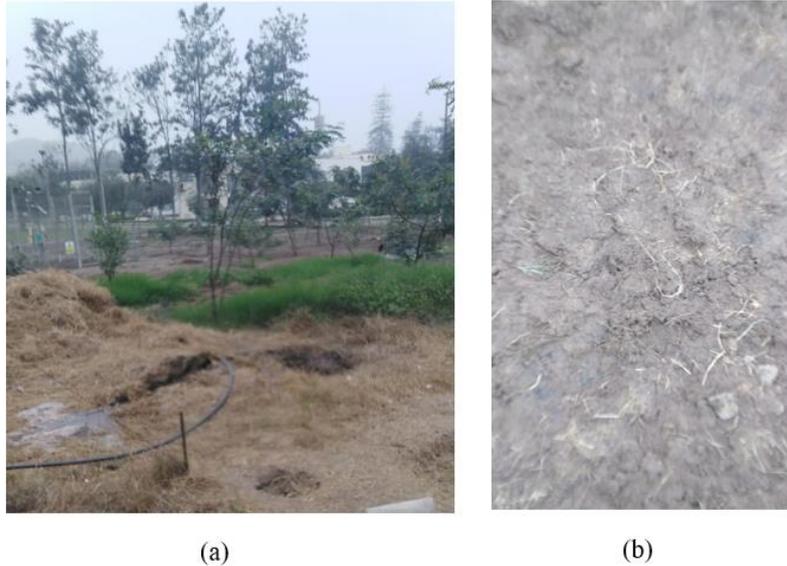


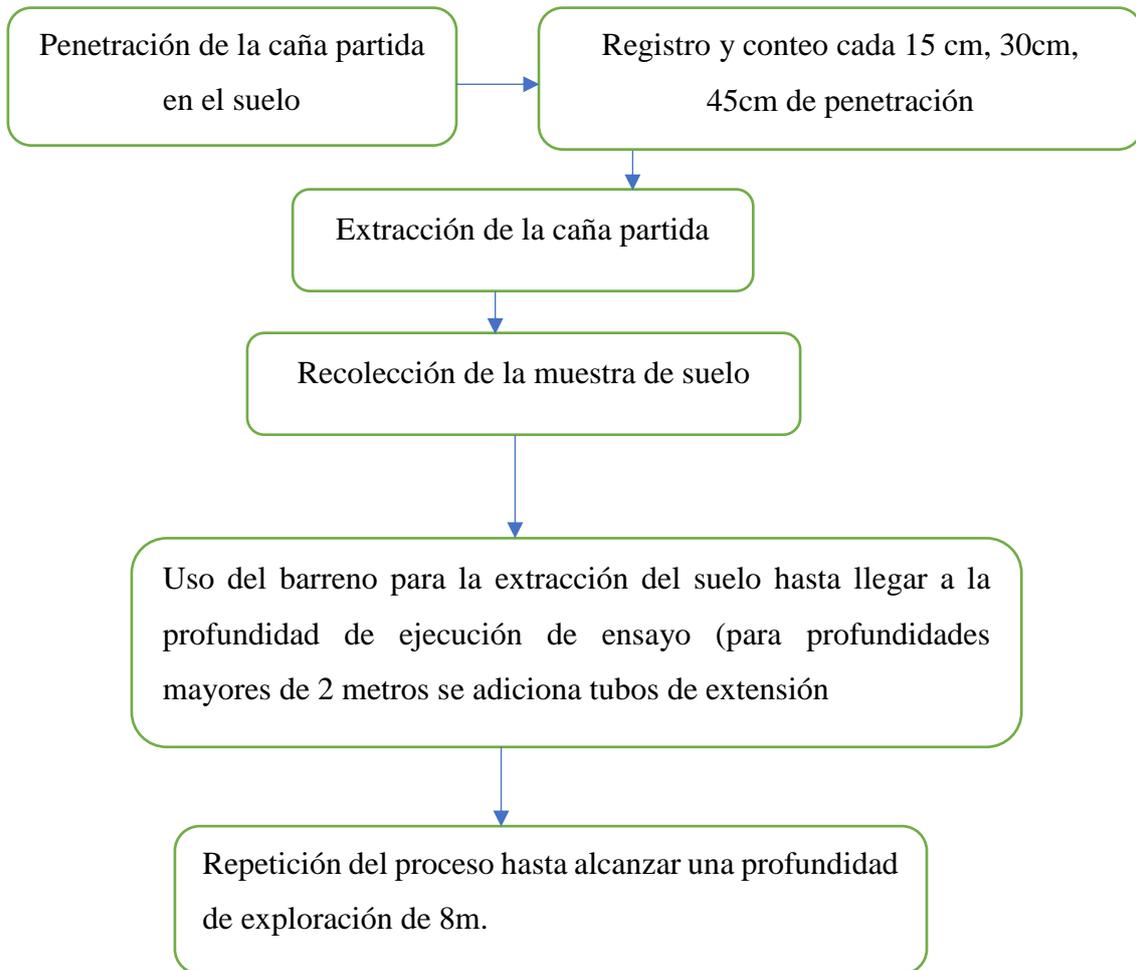
Figura 37: Instalación final del equipo de ensayo SPT

c) Descripción de la ejecución de la prueba de SPT.

Alcanzado el metro de profundidad, se procedió a marcar la barra metálica 76 cm desde la base del yunque, esta medida significa el desplazamiento por norma del martillo. Además, se marcó en el primer tramo a la caña partida en tres separaciones, de 15 cm, 30 cm y 45 cm de acuerdo a la norma. Una vez trazado estas divisiones, se procedió con el encendido del malacate que conllevó al levantamiento del martillo hasta lo marcado y se ejecutó los golpes y el conteo de estos cada 15 cm, 30 cm y 45 cm.

Una vez llegado a los 45cm de penetración, se retiró la caña partida por medio del golpeteo hacia arriba del martillo en el yunque. Luego, se deja caer suavemente la caña partida en el suelo para la extracción de la muestra. Por último, estas muestras se guardan en bandejas con separación. Después se utilizó un barreno metálico para realizar la extracción de muestra hasta el siguiente nivel de ensayo. Cuando se avanzaba a profundidades mayores se utilizaron barras metálicas como extensores tanto para el barreno como para la caña partida. Y este proceso se repitió hasta llegar a una profundidad de 6.60 m en donde se realizaron más de 50 golpes, por ende, se canceló el ensayo por sobrepasar el número de golpes permitidos por norma que es como máximo 50.

3.4.2. Esquema de la metodología experimental para encontrar el número de golpes



3.4.3. Metodología de cálculo del número de golpes estándar

a) Cálculo del número de penetración o de la resistencia de penetración estándar

Se encontró el número de penetración por medio de la siguiente expresión:

$$N = Lect. a 0.3cm + Lect. a 0.45cm$$

b) Cálculo del número de penetración estándar corregido

La siguiente ecuación se utilizó para encontrar el valor del número de penetración estándar corregido (N_{60}):

$$N_{60} = \frac{N \times n_H \times n_B \times n_S \times n_R}{60}$$

Donde:

N_{60} = Número de golpes de penetración estándar corregido para condiciones de campo.

N = Número de penetración

n_H = Eficiencia del martillo (%)

n_B = Corrección para el diámetro de perforación

n_S = Corrección del muestreador

n_R = Corrección para la longitud de la varilla

c) Determinación de los valores de la eficiencia y coeficientes de corrección

Se uso las siguientes tablas:

Tabla 9: Valores n_H

País	Tipo de martillo	Lanzamiento del martillo	n_H (%)
Japón	Anillos	Caída libre	78
	Anillos	Cuerda y polea	67
Estados Unidos	Seguridad	Cuerda y polea	60

Argentina	Anillos	Cuerda y polea	45
	Anillos	Cuerda y polea	45
China	Anillos	Cuerda y polea	60
	Anillos	Cuerda y polea	50

Nota: Adaptado de “Exploración del subsuelo” por Das, B. M. ,2013, Fundamentos de Ingeniería geotécnica,4, p.295. D.R 2015 por Cengage Learning editores S.A.

En la presente investigación se utilizó el valor 0.6 de: Estados Unidos, seguridad y lanzamiento de martillo cuerda y polea.

Tabla 10: Valores n_B

Diámetro (mm)	n_B
60-120	1
150	1.05
200	1.15

Nota: Adaptado de “Exploración del subsuelo” por Das, B. M. ,2013, Fundamentos de Ingeniería geotécnica,4, p.295. D.R 2015 por Cengage Learning editores S.A.

Se utilizó el valor de 1 conforme al diámetro medido de perforación.

Tabla 11: Valores de n_s

Variable	n_s
Muestreado estándar	1.0
Con revestimiento para arena densa y arcilla	0.8
Con revestimiento para arena suelta	0.9

Nota: Adaptado de “Exploración del subsuelo” por Das, B. M. ,2013, Fundamentos de Ingeniería geotécnica,4, p.295. D.R 2015 por Cengage Learning editores S.A.

En la presente investigación se usó el valor de 1.

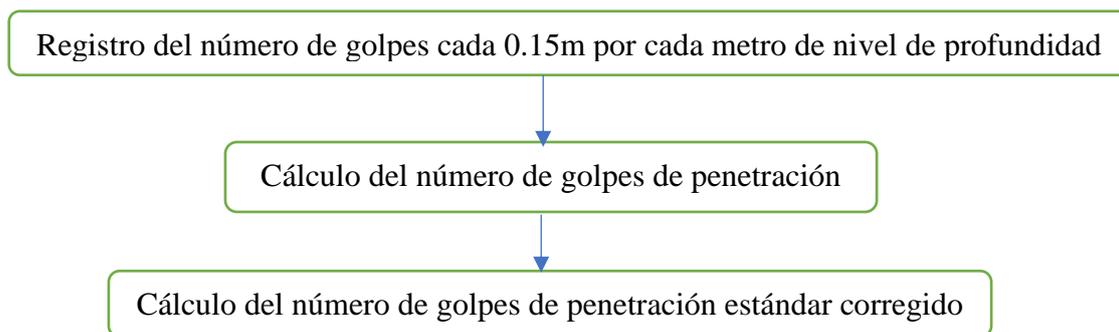
Tabla 12: Valores de n_R

Longitud de la varilla (m)	n_R
>10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

Nota: Adaptado de “Exploración del subsuelo” por Das, B. M. ,2013, Fundamentos de Ingeniería geotécnica,4, p.295. D.R 2015 por Cengage Learning editores S.A.

En esta investigación se usó el valor de 0.85.

3.4.4. Esquema para el cálculo del número de golpes



3.4.5. Determinación de la Clasificación de suelos (SUCS)

Para la clasificación de suelos se utilizó las muestras sacadas de la caña partida y colocada en orden de acuerdo a la profundidad de exploración, en el recipiente que se puede ver en la siguiente figura 99 (a) del anexo 1.1.

a) Descripción del proceso del ensayo Granulométrico

- **Preparación de la muestra antes del tamizado**

Las muestras de suelo se separaron luego de extraer la caña partida después del golpeteo. Estas se colocaron en una bandeja de manera separada. Como el objetivo es encontrar la clasificación de suelos se continuo con la verificación de la uniformidad de cada muestra. Luego se realizó el pesaje, sin desmenuzar, en estado húmedo de cada muestra y después se llevó al horno. Al día siguiente se pesó las muestras en estado seco.



(a)



(b)

Figura 38: (a) Primer paso: Pesado de la muestra verificando que se cumpla con el peso mínimo de la Norma Técnica Peruana 339.128 y para encontrar la humedad natural del terreno. (b) Segundo paso: Secado en el horno

Se desmenuzo las muestras y se dividió en dos partes, una destinada para la granulometría con un peso mayor al mínimo establecido según (Comité Técnico Permanente de Geotecnia, 1999b). Luego se procedió con el lavado de finos que culmina con la disminución de la turbiedad hasta que por decantación de la muestra se vio claramente. Después se llevó al horno. Al día siguiente se pesó la muestra seca.



Figura 39: Lavado de la muestra para separar el suelo fino

- **Tamizaje.**

Se colocó el juego de tamices como esta en la tabla 13 y en la figura 99 (b) y (d) del anexo 1.2. Finalmente, se echó la muestra por la parte superior y se agitó manualmente.

Tabla 13: Tabla de juego de tamices para el ensayo granulométrico

TAMICES	DESIGNACIÓN ASTM
75 mm	3 pulg
50 mm	2 pulg
37.5 mm	1 ½ pulg
25 mm	1 pulg
19 mm	¾ pulg
9.5 mm	3/8 pulg
4.75 mm	N°4
2 mm	N°10
850 μm	N°20
425 μm	N°40
250 μm	N°60
106 μm	N°140
75 μm	N°200

Nota: Adaptado de “Suelos. Métodos de ensayo para el análisis granulométrico” por Comité Técnico Permanente de Geotecnia. (1999). Norma Técnica Peruana 339.128, 5.p. 23.



(a)



(b)

Figura 40: (a) Limpieza de los tamices antes, después del tamizado y cada vez que se quede restos de suelo. (b) Movimiento circular para la distribución de suelo por los diferentes tamices

- **Pesaje**

El pesaje se hizo con muestras retenidas por cada tamiz. Se agito cada tamiz cuando se observó que había suelo aun por pasar el tamiz. Se utilizo una balanza digital de una precisión de 1 gramo como se puede observar en la figura 99 del anexo 1.1.



Figura 41: (a) Recojo de la muestra retenida en un tamiz (b) Pesado del suelo retenido (c) Registro de los pesos retenidos

b) Descripción del proceso del límite líquido

- **Desmenuzado**

Se utilizó la parte de la muestra seca para desmenuzarla en el mortero como se ve en la figura 42.



Figura 42: Desmenuzaje de la muestra de suelo

- **Tamizaje**

De acuerdo con (Comité Técnico Permanente de Geotecnia, 1999a), la muestra de suelo pasó por el tamiz N°40 como se puede ver en la figura 43. Todo el suelo retenido en este tamiz, se llevó de nuevo a al mortero para desmenuzarlo y tamizarlo por el mismo tamiz, esto se repitió hay aprovechar todo el suelo posible.



Figura 43: Tamizaje con el tamiz N°40

- **Pesado de recipientes pequeños**

Se recolectó 3 recipientes metálicos como el de la figura 99 del anexo 1.2.2. Luego se pesó y registro el peso de cada recipiente.



Figura 44: Pesado y registro de los pesos de los recipientes

- **Humedecimiento y mezcla**

La muestra de suelo se colocó en un recipiente de porcelana y se le agregó agua destilada. Con ayuda de una espátula se mezcló hasta obtener una mezcla pastosa.

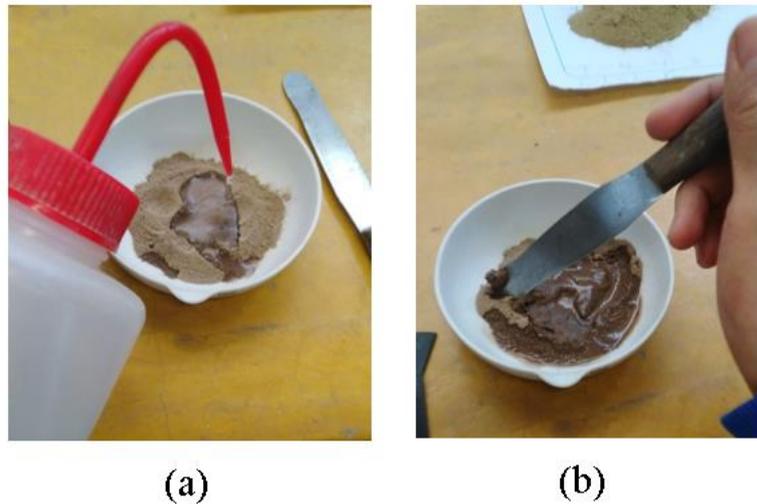


Figura 45: (a) Humedecimiento del suelo con agua destilada. (b) Mezcla del suelo hasta conseguir una textura pastosa

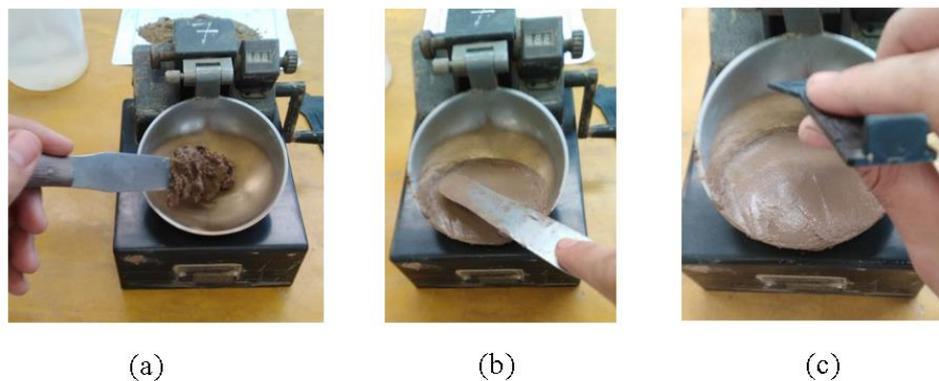


Figura 46: (a) Llenado de la copa de Casagrande. (b) Nivelación del suelo al filo horizontal de la copa de Casagrande. (c) Uso del ranurador para crear la abertura

- **Llenado y abertura del suelo en la copa de Casagrande**

Con la mezcla pastosa se procedió con llenado de la copa de casa grande. Se lleno hasta la mitad con ayuda de la espátula. Luego se utilizó un ranurador para crear la abertura de la pasta en la copa de Casagrande.



Figura 47: Giro de la manivela para el conteo de los golpes

- **Conteo del Golpeteo**

Una vez obtenido la abertura de la pasta se continuo con el giro manual de la manivela y con el conteo de los golpes. Conforme a (Comité Técnico Permanente de Geotecnia, 1999a), se realizó 3 muestras en los siguientes intervalos: 15- 25 golpes, 25 – 30 golpes y 30 – 35 golpes.

- **Recolección y pesado**

La recolección de la muestra se obtuvo de la primera zona en donde la abertura se cerró. Con sumo cuidado se recolecto y se colocó en lo recipientes metálicos. Luego se pesó y registro el peso húmedo de la muestra más el peso del recipiente. Después se llevó al horno y se retiró al día siguiente. Por último, se pesó y registro el peso muestra seca y el peso del recipiente.

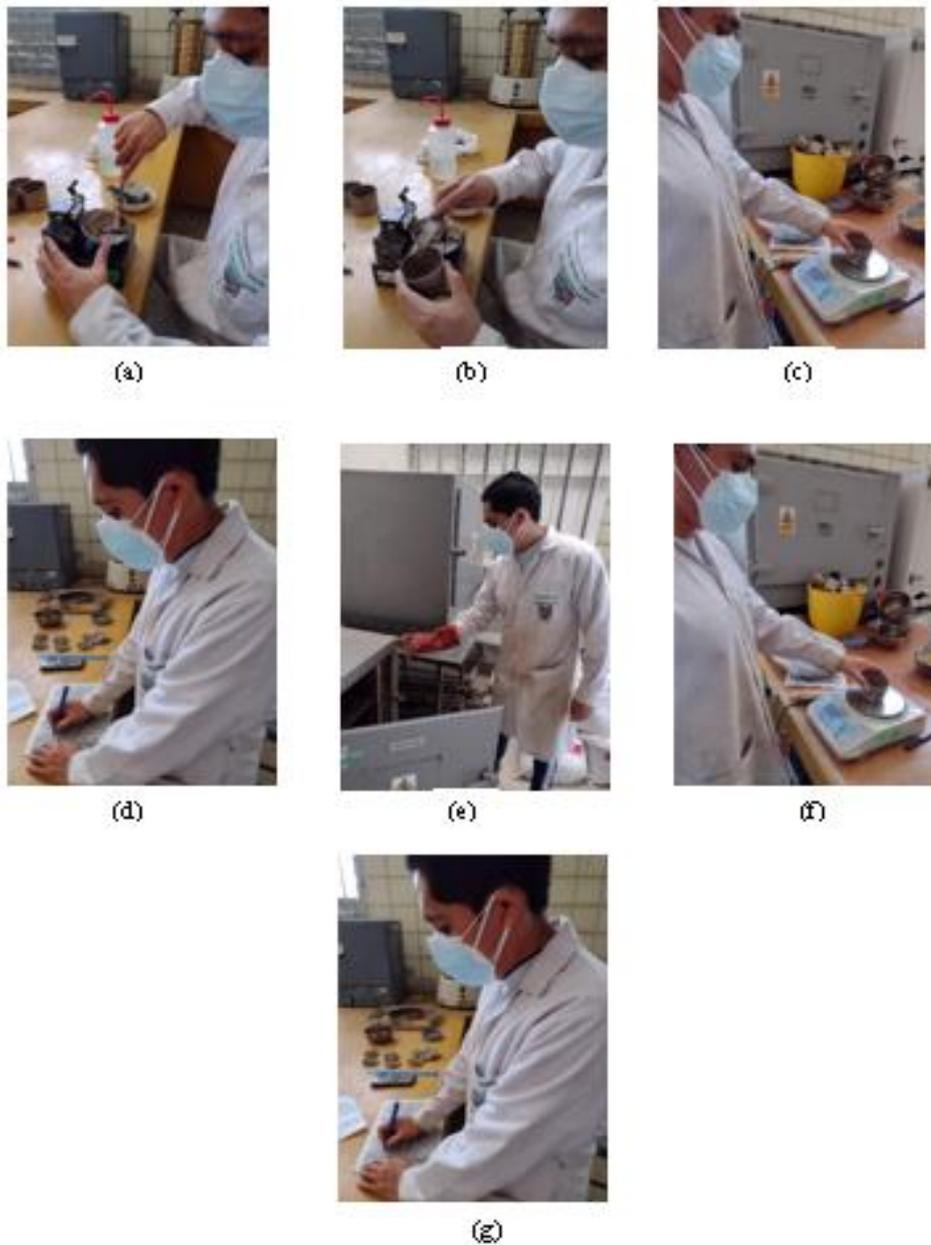


Figura 48: (a) Recolección de la muestra del suelo de la mitad de la copa de Casagrande. (b) Colocación de la muestra en el recipiente metálico. (c) Pesado de suelo húmedo con el recipiente. (d) Registro del peso. (e) Traslado de la muestra al horno. (f) Pesado de la muestra seca. (g) Registro del suelo seco más el recipiente

c) Descripción del proceso del límite plástico

Se repitió el primer, segundo y tercer paso del proceso del límite líquido.

- **Humedecimiento, mezcla y enrollamiento**

Se colocó la muestra de suelo encima de una placa gruesa de vidrio. Luego se añadió agua destilada y de manera manual se mezcló hasta obtener una forma de una bola pequeña.

Después, se empezó a formar el rollo como se puede ver en la figura 49 (b) hasta que tenga diámetro delgado de 3.2mm de acuerdo con (Comité Técnico Permanente de Geotecnia, 1999a).

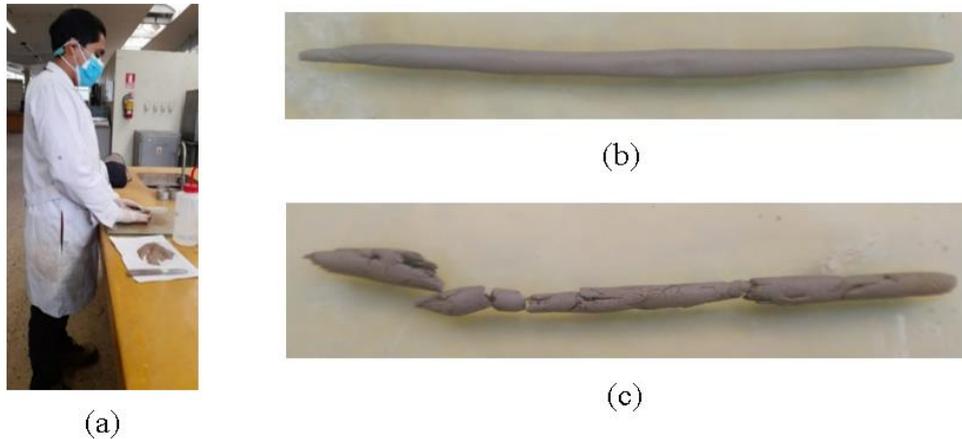


Figura 49: (a)Enrollamiento del suelo sobre una placa de vidrio grueso. (b)Suelo enrollado con una consistencia de plasticidad. (c) Suelo cercano a la pérdida de plasticidad

- **Recolección y pesado**

Se enrolló la muestra hasta a largarlo y llegar al diámetro de 3.2 y en ese punto se volvió a juntar la muestra hasta formar una bola pequeña. Esto se repito hasta que se observó rajaduras en la muestra como se pude ver en la figura 49(c). Una vez llegado a este estado se procedió a juntar los pedazos de muestra en los recipientes metálicos previamente pesados y estos se llevaron al horno. Al transcurrir 24 horas, se sacó los recipientes del horno. Luego se pesó y registro cada uno de los recipientes.

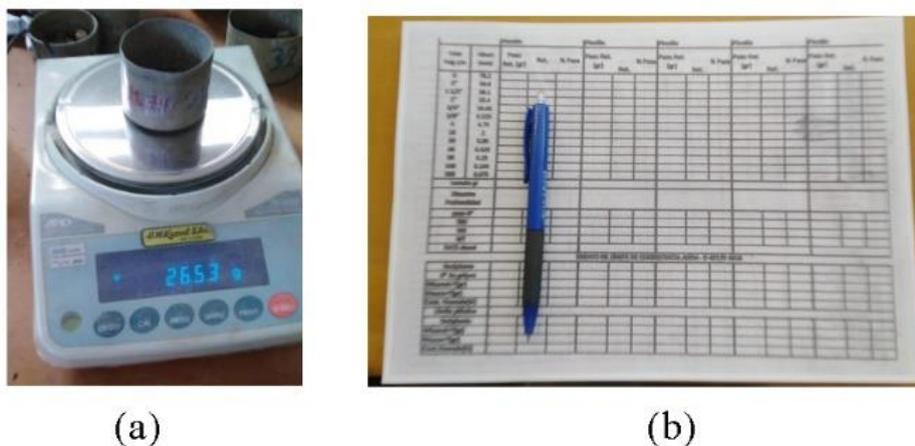
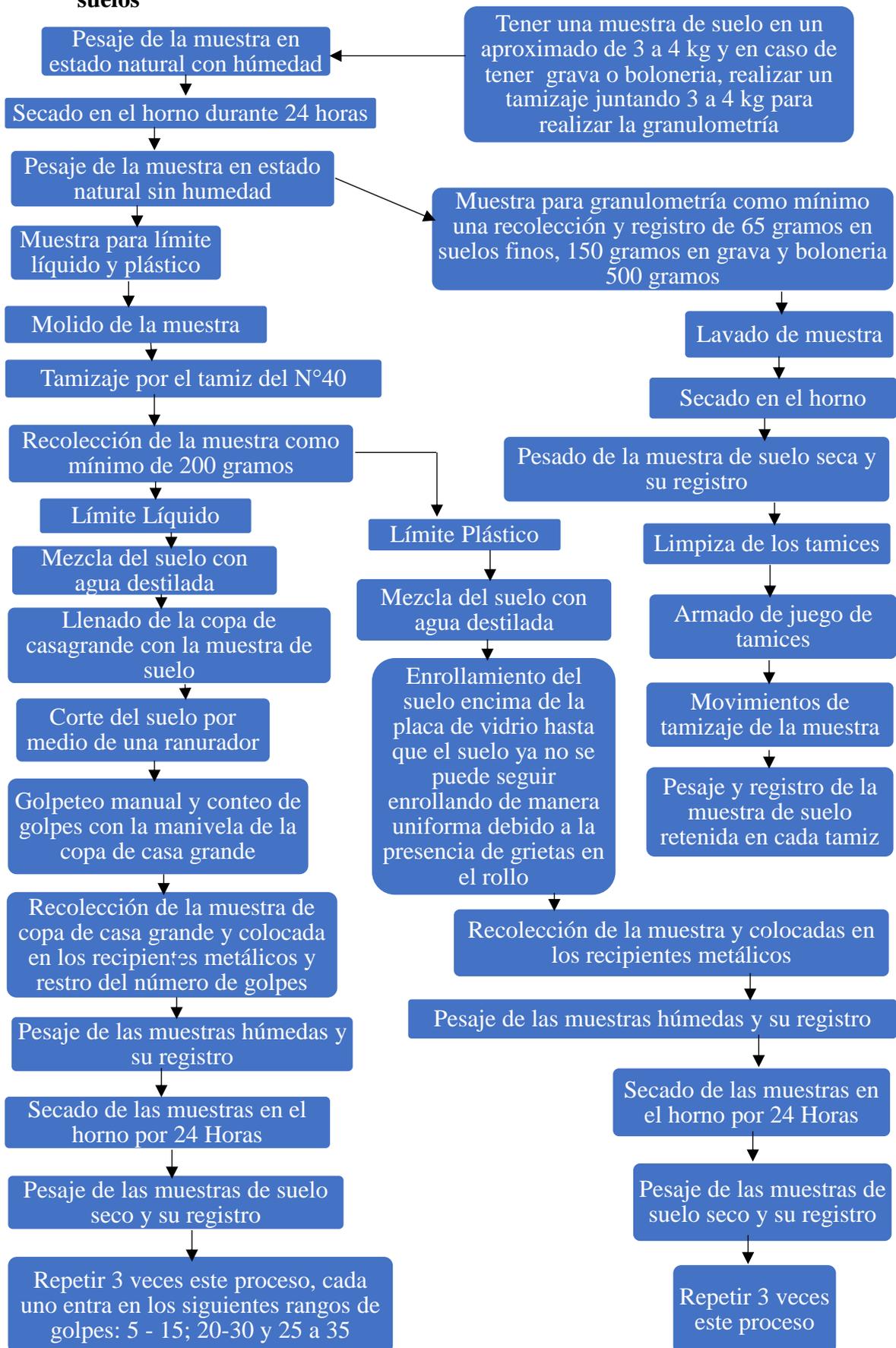


Figura 50: (a) Peso de la muestra humedad antes horno y después del horno. (b)Registro de los pesos húmedos y secos

3.4.6. Esquema de la metodología para encontrar la nomenclatura de clasificación de suelos



3.4.7. Metodología para la designación del suelo con el sistema SUCS

a) Cálculo de suelo que pasa la malla N°200

Para contabilizar todo el suelo que pasa por la malla N°200 se utilizó la siguiente fórmula

Suelo fino del lavado = Peso del suelo seco pre lavado – Peso del suelo post lavado

Peso del suelo fino total = Peso del suelo fino del lavado + Peso del fondo

$$\% \text{ contenido de Suelo fino} = \frac{\text{Peso del suelo fino total}}{\text{Peso del suelo seco pre lavado}} \times 100$$

b) Cálculo del porcentaje del suelo retenido en la malla N°4 en la segregación de arena de grava.

Con todos los pesos retenidos de los tamices en la granulometría se usó la siguiente fórmula para determinar el porcentaje para determinar la ubicación del suelo en grava o arena.

$$\% \text{ de suelo retenido en la malla N}^\circ 4 = \frac{\text{Peso retenido hasta la malla N}^\circ 4}{\text{Peso total hasta la malla N}^\circ 200} \times 100$$

c) Cálculo del límite líquido

Para encontrar el límite líquido se utilizó el diagrama de fluidez para encontrar el contenido de humedad en porcentaje en 25 golpes. El diagrama de fluidez tiene como abscisas logarítmicas al número de golpes y en las ordenadas al contenido de humedad en porcentaje. El contenido de humedad en porcentaje a 25 golpes se determinó por medio de la ecuación de la línea de tendencia del diagrama de fluidez.

d) Cálculo del límite plástico

Se determinó el límite plástico por medio de la media aritmética del contenido de humedad en porcentaje de tres muestras de suelo.

e) Cálculo del índice plástico

Se determinó el índice plástico por medio de una diferencia entre el límite líquido y plástico expresada en la siguiente ecuación.

$$IP = \text{Límite líquido} - \text{Límite Plástico}$$

f) Cálculo del porcentaje de contenido de arena o grava

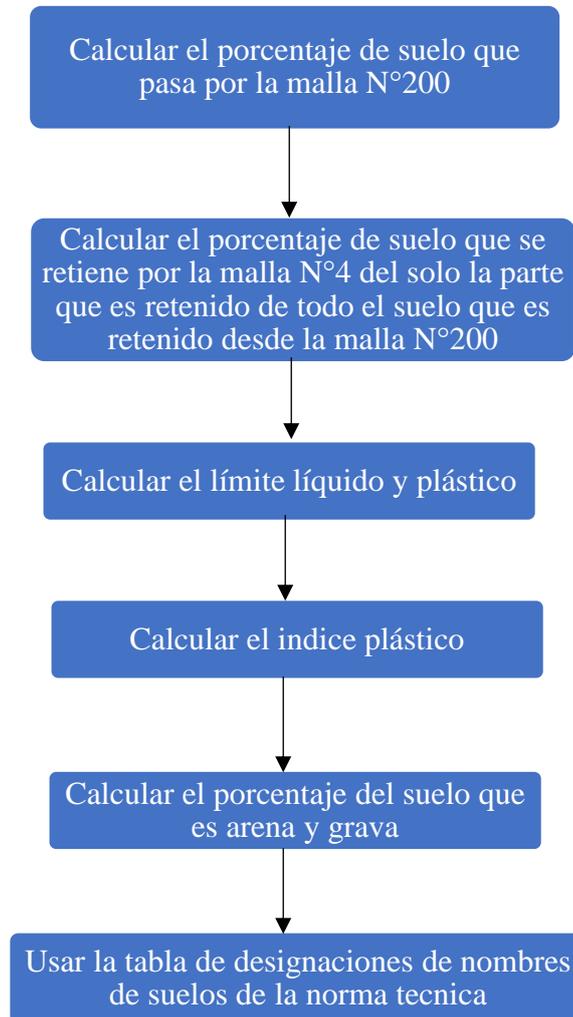
Para hallar el porcentaje de contenido de arena se utilizó la siguiente fórmula:

$$\% \text{ contenido de arena} = \frac{\sum \text{Peso retenida (tamiz N}^\circ 10 \text{ hasta el N}^\circ 200)}{\text{Peso del suelo seco pre lavado}} \times 100$$

Por último, el porcentaje de contenido de grava se encontró con la siguiente fórmula:

$$\% \text{ contenido de grava} = 100\% - \% \text{ contenido de arena} - \% \text{ contenido de Suelo fino}$$

3.4.8. Esquema para la designación de denominación del Suelo en el sistema SUCS



3.4.9. Determinación de los parámetros de resistencia del suelo

Los ensayos Triaxiales consolidados no drenados (CU) para determinar los parámetros de resistencia del suelo se realizó en el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Nacional La Molina.

Se instalaron 3 probetas de suelo de forma cilíndrica que se extrajeron a 3 metros de profundidad. La altura se encontró en un rango de 13 a 15 cm y el diámetro entre 6.5cm a 7.5cm.

a) Excavación y extracción de grandes terrones

Se realizó la excavación de una calicata a una profundidad de 3m utilizando una retroexcavadora como se muestra en la siguiente figura 51 (a). Después, se procedió con la extracción de un terrón grande de suelo a 3 metros de profundidad.

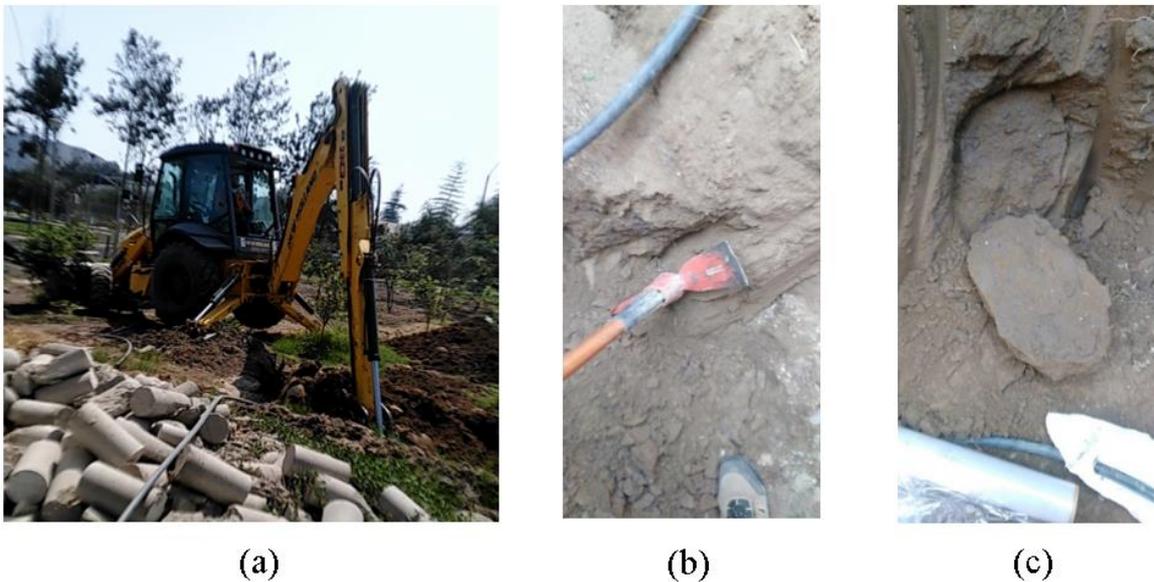


Figura 51: (a) Excavación hasta una profundidad de 3 m. (b) Uso del pico para extraer la muestra. (c) Corte de un bloque grande inalterado de suelo

Se continuó con el forrado de la muestra utilizando plástico film para evitar la pérdida de contenido de humedad.



Figura 52: Utilización de rollo film para conservar las características in-situ del bloque grande inalterado de suelo y su sentido de estratificación

b) Tallado del terrón de suelo

Una vez que se la muestra se encuentra en el laboratorio se empezó con el tallaje para la extracción la probeta. Una vez obtenido la probeta se midió con un pie de rey la altura en dos lados diferentes, también se midió el diámetro superior, medio e inferior en 4 lados diferentes. Por último, se pesó la muestra y todas las mediciones se registraron.



(a)



(b)

Figura 53: (a)Partición de pedazos para las tres probetas. (b)Tallado de la muestra con suma cuidado

c) Verificación de obstrucciones de la celda de ensayo

Los orificios de entrada de agua de la base de la celda se agregó agua por las entradas de las válvulas para verificar que no hay obstrucción en la fluidez de llenado de agua. Además, se lubrica el embolo de la parte superior.



Figura 54: Verificación de obstrucciones en los conductos de la cámara de compresión triaxial

d) Armado de la probeta de suelo en la celda

En el centro de la parte inferior metálica se colocó un disco poroso, seguidamente se colocó un papel filtro circular de diámetro igual al disco poroso, luego se colocó la probeta de suelo teniendo en cuenta el orden de estratificación, en la parte inferior la parte más profunda del estrato y en la parte superior el nivel de estrato superficial. Después, se colocó papel filtro de las mismas dimensiones que el utilizado en la base y enseguida se puso el disco poroso como también en la parte superior la tapa metálica.



Figura 55: (a) Colocación de la piedra porosa. (b) Empleo del papel filtro. (c) Colocación de la probeta de suelo. (d) Empleo del papel filtro en la parte superior. (e) Colocación de la piedra porosa en la parte superior de la probeta. (f) Colocación del instrumento de tapa con conducción para el saturado de la muestra

e) Instalación de la membrana

Para esto se utilizó un soporte metálico de forma cilíndrica. En este soporte se colocó la membrana de adentro hacia afuera cubriendo la parte interior del soporte con la membrana. Después, se conectó el pequeño tubo del soporte que da hacia el exterior, con la manguera de la compresora de vacío. Luego se extrajo el aire y la membrana se quedó completamente adherida a la parte interior del soporte. Por último, se introdujo el interior del soporte en la probeta de suelo, además, se dejó longitud extra en los extremos de la membrana para un mejor sellado.

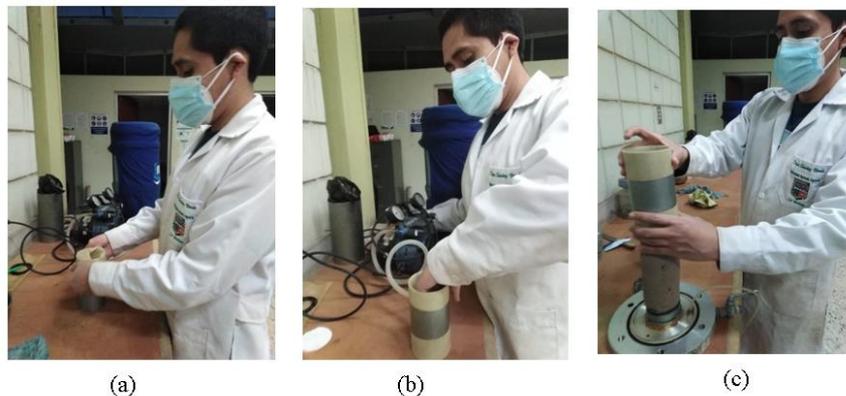


Figura 56: (a) Colocación de una membrana en un cilindro guía. (b) Extracción del aire en el interior de membrana y el cilindro guía. (c) Introducción del cilindro guía en la muestra

f) Colocación de los anillos de seguridad

El sellado para evitar el ingreso de agua dentro de la probeta, se realizó por medio de la colocación de 4 anillos de seguridad, 2 en la parte inferior y superior. Para ello, se utilizó el mismo soporte metálico en la instalación de la membrana en donde se colocó en la parte extrema del soporte un anillo que sellara firmemente la parte inferior, después se colocó el siguiente anillo encima del recubrimiento del primer anillo con la membrana y se cerró tapando el segundo anillo con la extensión sobrante de la membrana.

Para el sellado de la parte superior, primero se hizo un doble hacia abajo del extremo de la membrana, luego se colocó el anillo con la ayuda del soporte y se colocó encima del doble. Después, se tapó el anillo con el extremo de la membrana. Por último, se colocó el segundo anillo encima del primer anillo y se recubrió hacia abajo con la longitud extra de la membrana.

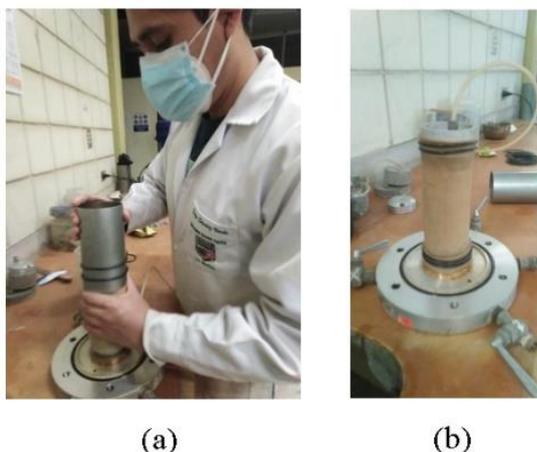


Figura 57: (a) Colocación de 2 sellos de seguridad en parte inferior como en la superior. (b) Unión del tubo de desfogue para la saturación de la muestra

g) Llenado de la celda y saturación de la muestra

La celda se llenó con agua destilada utilizando la válvula de confinamiento con ayuda de una conexión de reducción que permitió unir la manguera con la válvula. El llenado se mantuvo hasta que el agua se salió por la parte de la purga. Se detuvo cerrando primero la purga y luego la válvula. Luego se sacó la conexión de la válvula de confinamiento y se colocó en la válvula que permite saturar a la muestra.

La probeta se empezó a saturar por medio del ingreso del agua y la abertura de la válvula de desfogue que está conectado con la manguera delgada de la parte superior de la muestra. El ingreso del agua se mantuvo lento para no destruir la muestra con ayuda de una pequeña escalera regulable. La muestra se saturó cuando por la válvula de desfogue empieza a gotear, en este punto se cierra primero la válvula de desfogue y luego la válvula de llenado.

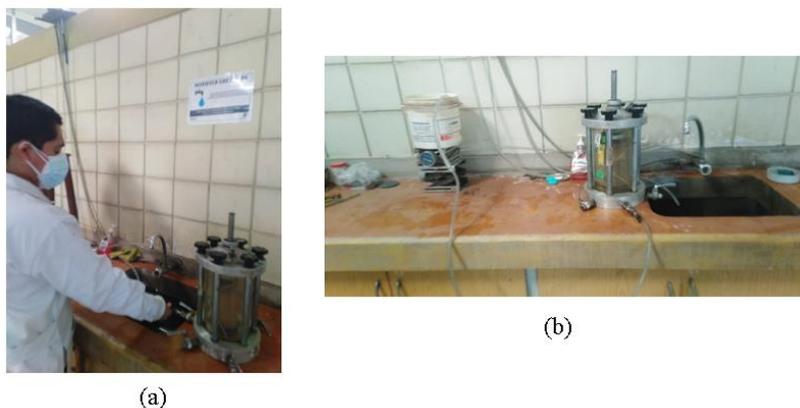


Figura 58: (a) Llenado de la cámara de confinamiento. (b) Llenado en para parte interna de la membrana para la saturación de la muestra

h) Ejecución de ensayo – Consolidación

- **Instalación de la celda en la máquina de compresión triaxial**

La celda se colocó en el centro de en la máquina de compresión Triaxial y el embolo de la celda se puso en su extremo una bola pequeña metálica y se colocó en el medio de dial. Aún en este paso no se hizo el contacto mínimo entre el dial solo uno leve.



Figura 59: Elevación y ajuste de la cámara de confinamiento en la máquina para compresión triaxial

- **Conexión del barómetro y la cámara de aire con las válvulas de la celda**

La primera conexión se realizó entre la válvula de confinamiento con la cámara de aire. En esta primera conexión se orientó una rosca hexagonal de tal manera que un lado este plano o paralelo con la base de la celda, además, que permita colocar de manera perpendicular el deformímetro.

Luego se hizo la conexión entre la válvula de ingreso de agua por la parte inferior de la probeta con la bureta. Previamente se introdujo agua por la manquera de la pipeta con ayuda de una pipeta, luego se hizo la conexión con la válvula. Para finalizar, se regulo el nivel del agua de la bureta descargando agua poco a poco en la conexión de la bureta con la válvula. Esto se realizó hasta que el nivel del agua este en la parte inferior medible de la bureta y se ajustó con ayuda de una llave la conexión.



Figura 60: Conexión de los conductos de la bureta y de la cámara de aire en la cámara de confinamiento del suelo

- **Llenado de la cámara de aire**

El llenado de la cámara de aire se realizó con la ayuda de una compresora. Dentro de la cámara de aire se llenó de agua para que esta sea la que aplique la presión. Las presiones de confinamiento que se utilizaron son: 1 kg/cm^2 , 2 kg/cm^2 y 4 kg/cm^2 .



(a)



(b)

Figura 62: (a) Llenado de la cámara de aire con agua destilada. (b) Llenado de aire de la compresora hasta llegar a la presión de trabajo

- **Aperturas de válvulas**

La válvula que está conectada con la bureta se abrió primero. Se observó un incremento en el nivel de agua de la bureta, por lo cual, a la vez que está abierta esta válvula se desenroscó un poco el nivel de agua de la bureta hasta llegar al mínimo nivel medible de la bureta y se

enrosco nuevamente la conexión de la bureta. Por último, se hizo un leve contacto entre el embolo y el dial hasta que en el indicador del dial se muestre una pequeña lectura.

Antes de abrir la válvula de confinamiento, se anotó la hora de inicio del comienzo del ensayo y los tiempos de medición. Luego se procedió con abrir la válvula de confinamiento y con ello se empezó el ensayo.

- **Toma de datos**

El rango de datos se tomaron en el siguiente rango de tiempo: 30 seg, 1min, 2min, 4min, 4min, 4min, En cada intervalo se observó y anoto el nivel del agua de la bureta. El registro de datos se continuó hasta que el nivel del agua se detuvo y no se presentó más incrementos. Es importante mencionar que se verifico en cada instante el valor de la presión confinamiento porque se observó la disminución o aumento de este.

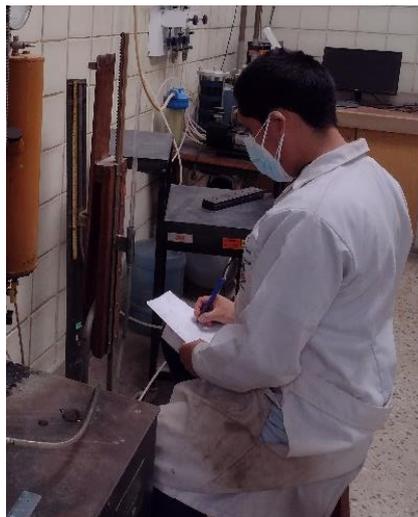


Figura 61: Lecturas de la presión interna de la muestra suelo con la bureta hasta que se estabilice esta presión producto de la presión de confinamiento

- **Medición de la variación de altura de la probeta**

Al obtener la estabilidad del nivel del agua se cierra la válvula de conexión con la bureta y luego se saca la rosca de conexión entre la bureta y la válvula.

La instalación del deformímetro se realizó con mucho cuidado encima del lado plano de la rosca. Se colocó en 0 el deformímetro, después se procedió en subir lentamente la celda hasta

que en el dial se registre una pequeña lectura. El registro del deformímetro se anotó al ser este la variación de la altura de probeta después de la consolidación.

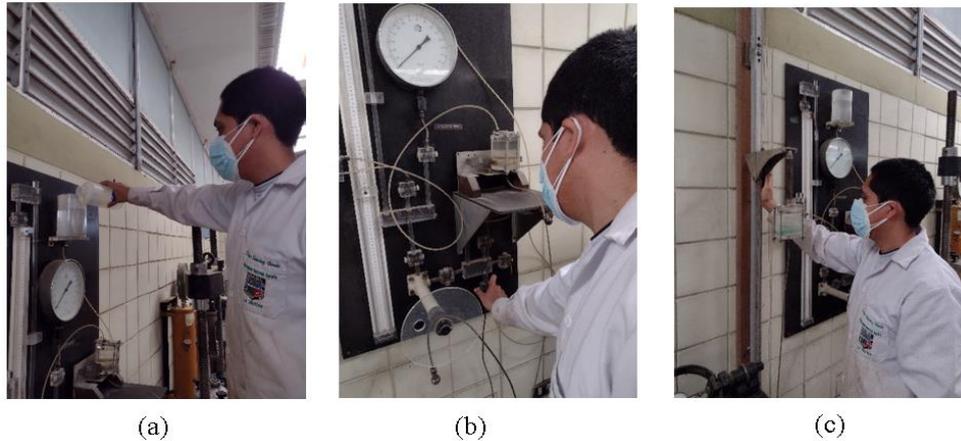


Figura 62: (a) Llenado de agua destilada en el sistema de medición de presión de poros. (b) Aperturas de llaves para la circulación de agua en el sistema de medición de presión de poros. (c) Balancín de estabilidad de nivel en para el sistema de medición de poros

i) Ejecución de ensayo – Compresión Triaxial

- **Preparación del tablero de medición de presión de poros**

El llenado del sistema de medición de presión de poros se hizo en la parte superior donde se llenó un recipiente con agua destilada. Se abrió dos llaves (1 y 2) del sistema para verificar la circulación del agua cuando este empezó a gotear. Luego de ello, se conectó con la válvula que está conectada con el tubo delgado de la parte superior de la probeta. Se abrió esta válvula y se cerró la llave (2).



Figura 63: Medición de la variación de la altura de la probeta después de la aplicación de la presión de confinamiento

- **Implementación del deformímetro**

La instalación del deformímetro se hizo en la parte plana de la rosca hexagonal que está conectada en la válvula de confinamiento. Cabe mencionar que esta válvula está abierta e ingresando a una presión constante establecida desde la cámara de aire. Por último, se colocó el deformímetro en 0.

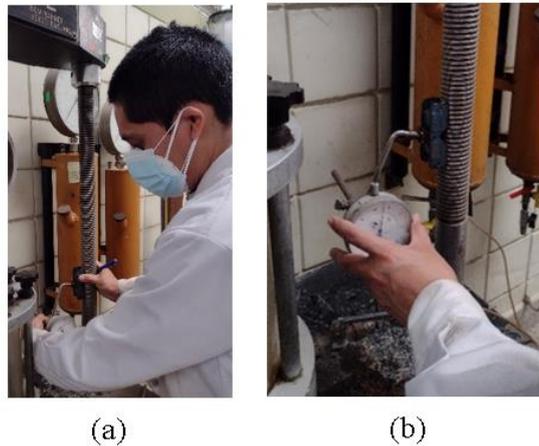


Figura 64: (a) Colocación del deformímetro encima de la entrada de la llave conectada a la cámara de aire. (b) Ajuste del deformímetro colocándolo en 0

- **Preparación de la máquina**

Antes de prender la máquina de compresión triaxial se seleccionó una velocidad de compresión. Se detuvo el avance manual de la máquina.

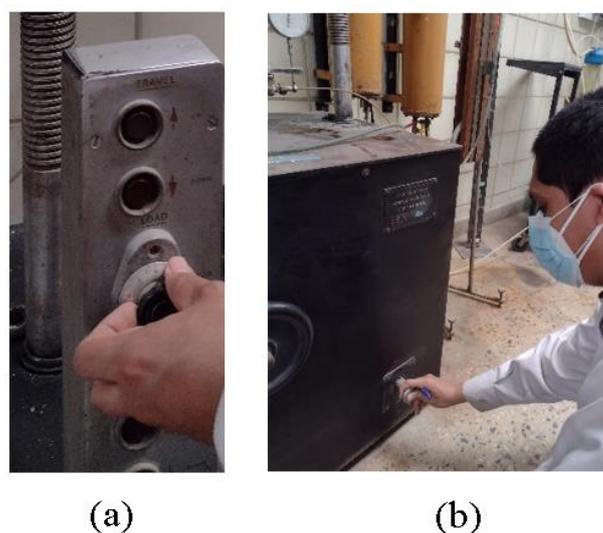


Figura 65: (a) Colocación de la velocidad de ensayo. (b) Trabado de la cadena de la máquina para un levantamiento acorde a la velocidad colocada

- **Toma de datos**

Se realizó el rango para la toma de datos. Con forme a la norma, se tomó datos en la siguiente secuencia: 0.5%, 1%, 2%, 3%, 4%, 5%, 6%, 7%, 8%, 9%, 10%, 11%, 12%, 13%, 14% y 15% de la altura final en milímetros de la probeta. Entonces cuando en el deformímetro marcaba cada porcentaje de deformación de la altura, se registró las mediciones de presión de poros de barómetro de mercurio del sistema de presión de poros y la lectura del dial. Es importante mencionar que en la toma de datos se verifico el nivel de la balanza y la presión de la cámara de aire.

La toma de datos se terminó cuando llego al 15% de la deformación de la altura. Luego se apagó la máquina y se liberó la detención de las cadenas de la máquina para que pueda descender y sacar la celda.



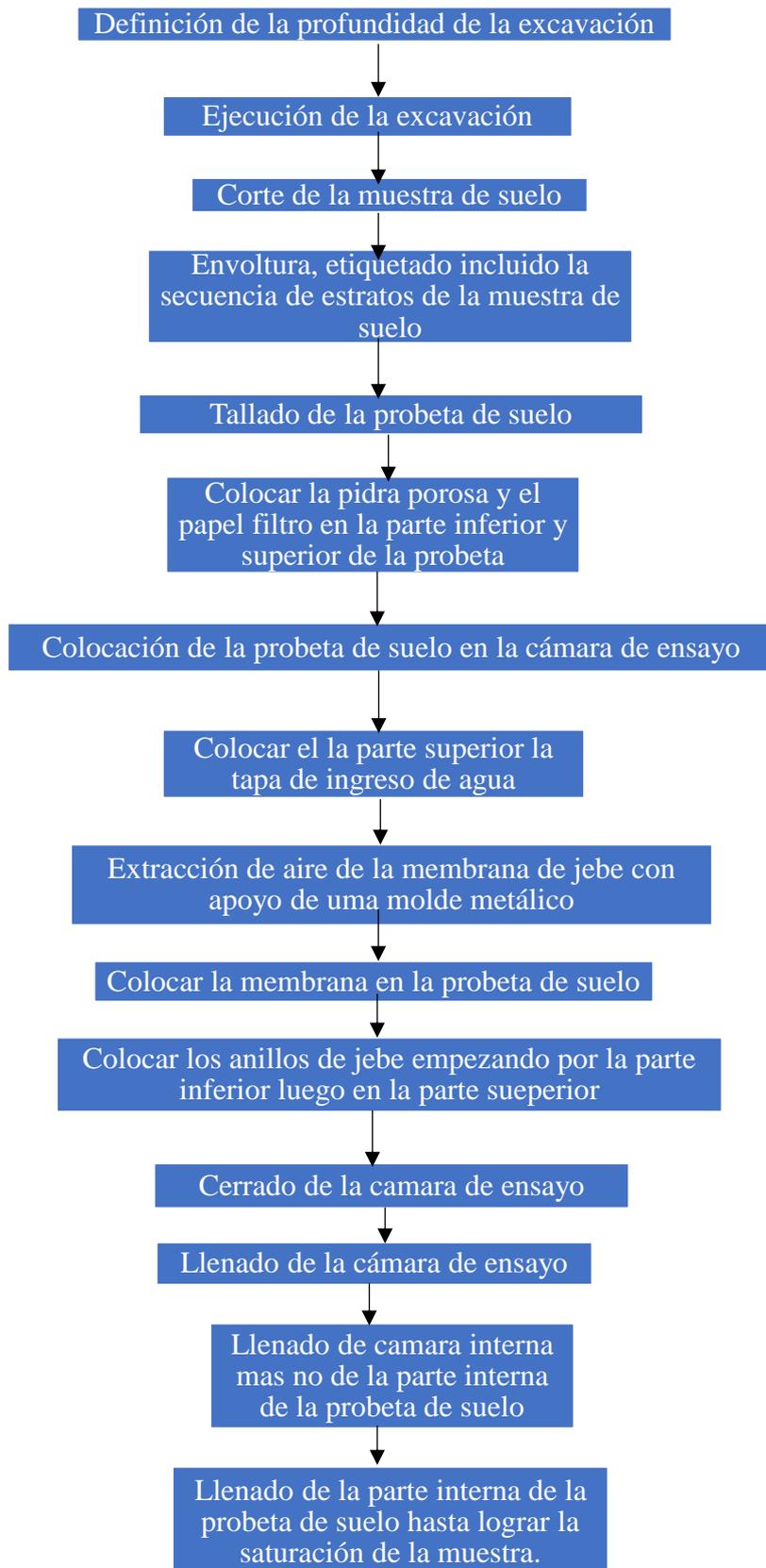
(a)

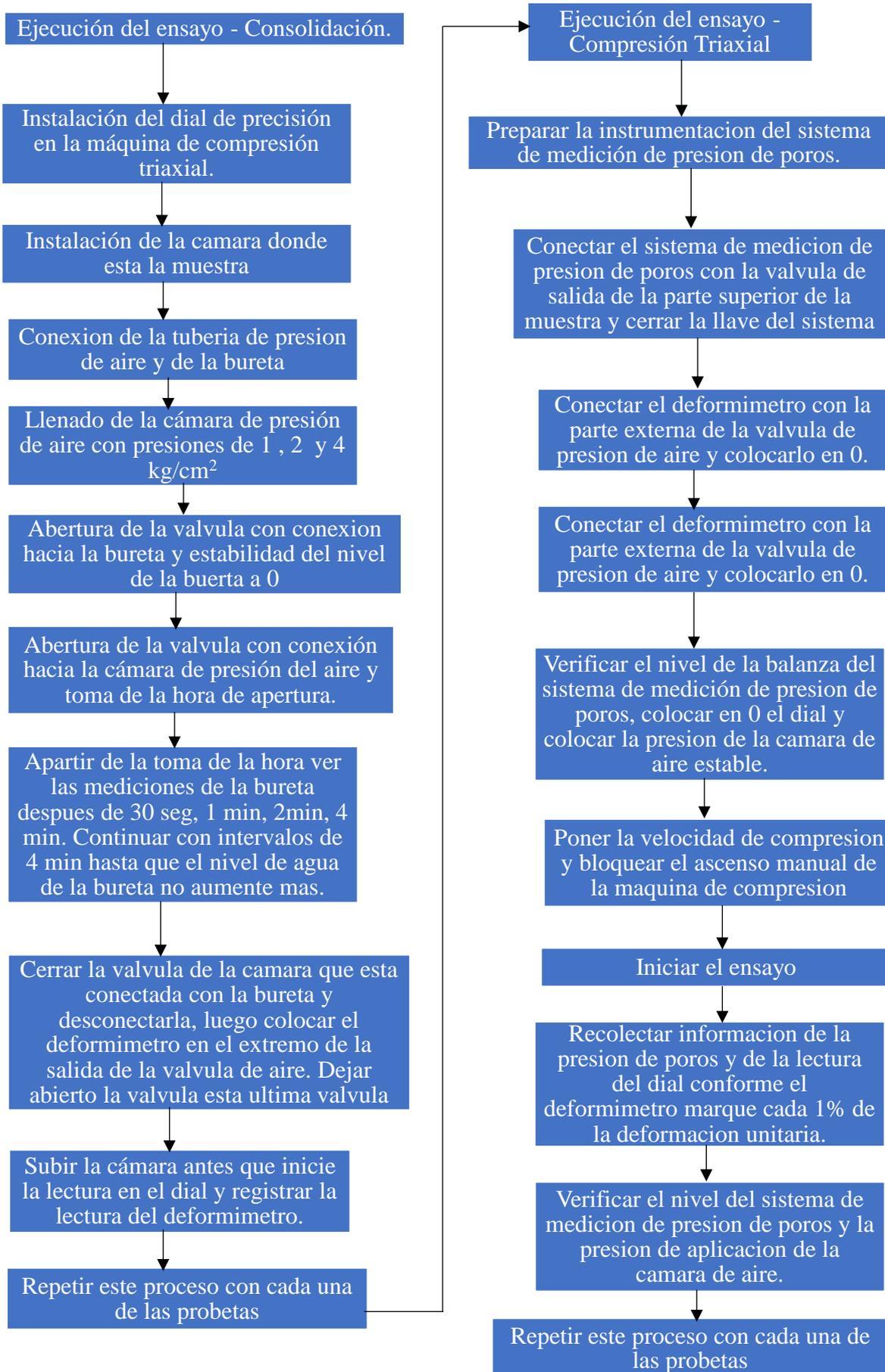


(b)

Figura 66: (a) Registro de la presión de poros. (b) Registro de las lecturas del dial de carga

3.4.10. Esquema de la metodología para calcular los parámetros de resistencia del suelo





3.4.11. Metodología para el cálculo de los parámetros de resistencia del suelo

a) Cálculo de la altura, diámetro inicial

Se promedia 4 mediciones del diámetro superior, medio e inferior. Además, se promedió dos lecturas de altura de la probeta.

$$Alt._0 = \frac{h_1 + h_2}{2}$$

$$Diametro_0 = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + d_4}{2}$$

b) Cálculo de la altura final

Al terminar el ensayo de consolidación, la probeta de suelo sufrió una deformación en la altura. La variación se midió con el deformímetro.

$$Alt._f = Alt._0 - \Delta h$$

c) Cálculo de la conversión de mmHg a kg/cm² de la presión de poros

La transformación de unidades se realizó por medio con la siguiente equivalencia.

$$1\text{mmhg} = 0.00135951\text{kg/cm}^2$$

d) Cálculo de la transformación de las mediciones del dial

Las medidas registradas del dial se multiplico por un factor de calibración del equipo para transformarlo en kg/cm². Para ello se usó la siguiente relación para hallar la carga en kgf:

$$\text{Carga (kgf)} = \text{Lect. dial} \times \text{Factor de calibración}$$

Factor de calibración = 0.99

e) Cálculo de la deformación unitaria

Para el cálculo de la deformación unitaria se usó la siguiente relación:

$$E = \frac{\text{deformacion de la altura (mm)}}{\text{Altura final (mm)}}$$

f) Cálculo del área corregida

Se calculó el área corregida por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Área}_c(\text{cm}^2) = \frac{\text{Área inicial}}{(1 - E)}$$

g) Cálculo del esfuerzo desviador (Δ esfuerzo_{desv.})

Se calculo mediante la siguiente relación:

$$\Delta\text{esfuerzo}_{\text{desv.}} \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) = \frac{\text{Carga (kgf)}}{\text{Área}_c(\text{cm}^2)}$$

h) Cálculo del esfuerzo total principal mayor

Se realizo por medio del siguiente cálculo:

$$\Delta\text{esfuerzo (en la falla)}_{\text{desv.}} = \text{Esf. total}_{\text{mayor}} - \text{Esf. total}_{\text{menor}}$$

Despejando:

$$\text{Esf. prin. total}_{\text{mayor}} = \Delta\text{esfuerzo(en la falla)}_{\text{desv.}} + \text{Esf. total}_{\text{menor}}$$

Es importante mencionar que el valor que se utiliza en el esfuerzo desviador es lo que marca el dial en el momento de falla de la probeta.

i) Cálculo del esfuerzo efectivo principal menor

Se uso la siguiente ecuación:

$$\text{Esf. prin. efectivo}_{\text{menor}} = \text{Esf. prin. total}_{\text{menor}} - \Delta\text{Presion de poros}$$

j) Cálculo de esfuerzo efectivo principal mayor

Se utilizo la siguiente expresión:

$$\text{Esf. prin. efectivo}_{\text{mayor}} = \text{Esf. prin. total}_{\text{mayor}} - \Delta\text{Presion de poros}$$

k) Gráfico del círculo de Mohr

Principalmente se utilizó los esfuerzos efectivos principal mayor y menor porque se buscó los parámetros de ángulo de fricción efectiva como la cohesión efectiva. En el gráfico se utilizó como eje de abscisas al esfuerzo normal y como eje de ordenadas al esfuerzo cortante en $\left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$ como unidades.

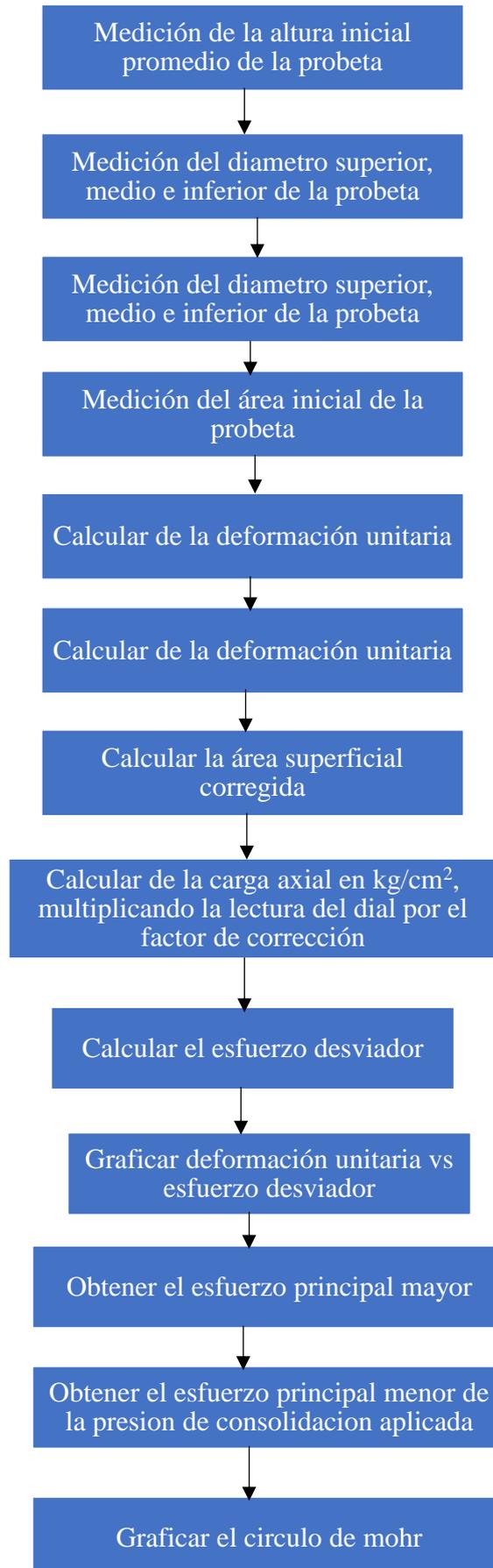
l) Gráfico de la línea de falla

La línea de falla se graficó, utilizando el software AutoCAD Civil 2021, como la tangente de los tres círculos de Mohr, en caso de no llegar ser tangente de tres círculos, se hizo una aproximación la cercana para cumplir con esta característica de la línea de falla.

m) Valores de los parámetros efectivos del suelo

El valor del parámetro de ángulo efectivo del suelo se encontró mediante la medición del ángulo de la tangente de la línea de falla usando las herramientas de medición de AutoCAD Civil 2021. De la misma manera, se utilizó estas herramientas de medición para encontrar el valor de la cohesión efectiva, siendo esta la longitud desde la intersección de la línea de falla con el eje de las ordenadas hasta el origen de coordenadas.

3.4.12. Esquema para el cálculo de los parámetros de resistencia del suelo



3.4.13. Método para el cálculo de estabilidad de talud

La metodología para calcular el factor de seguridad fue el método de sarma en un análisis de optimización considerando los límites extensos. Por ello se usó el software GeoStructural Analysis v19 – Slope Stability.

Se inició colocando los datos del proyecto en la opción Project.

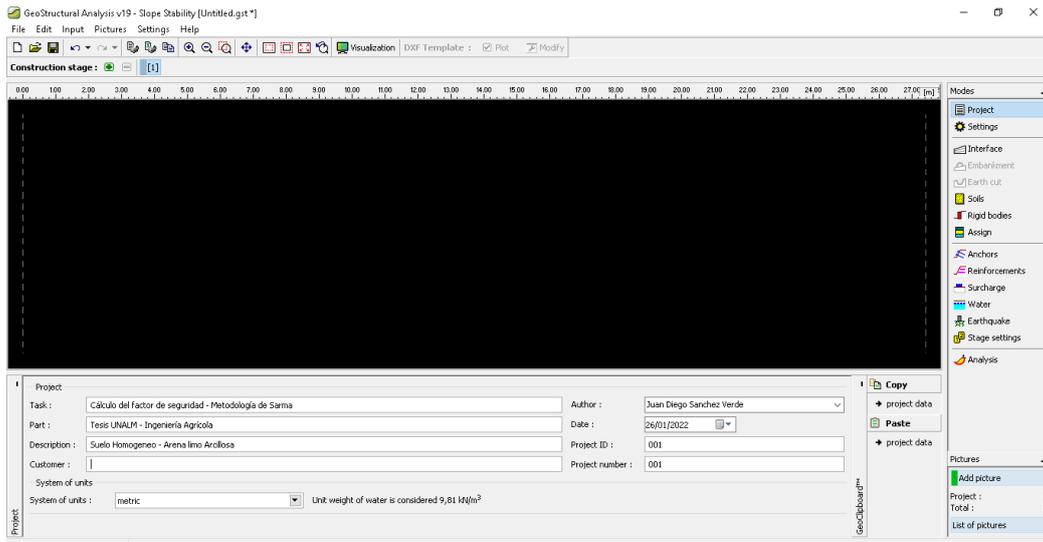


Figura 67: Llenado de los datos del proyecto

Luego se dirigió al apartado Interface para graficar el modelo.

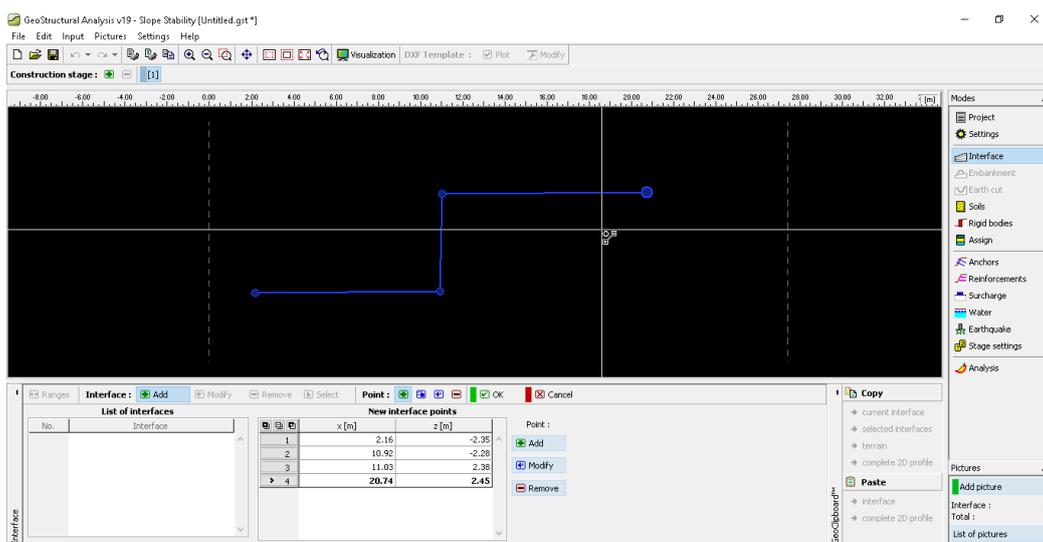


Figura 68: Inicio del trazado del modelo del suelo

Después se fue al apartado de soils para insertar el tipo de suelo.

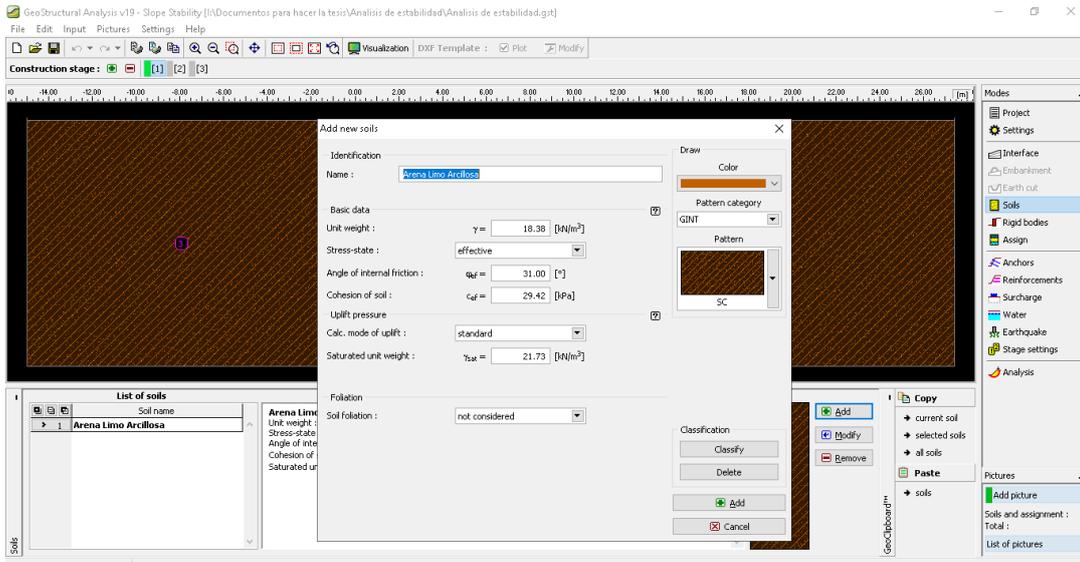


Figura 69: Introducción de los parámetros del suelo

A continuación, se hizo la designación del material rígido (Tablestaca) usando la opción de Rigid Bodies.

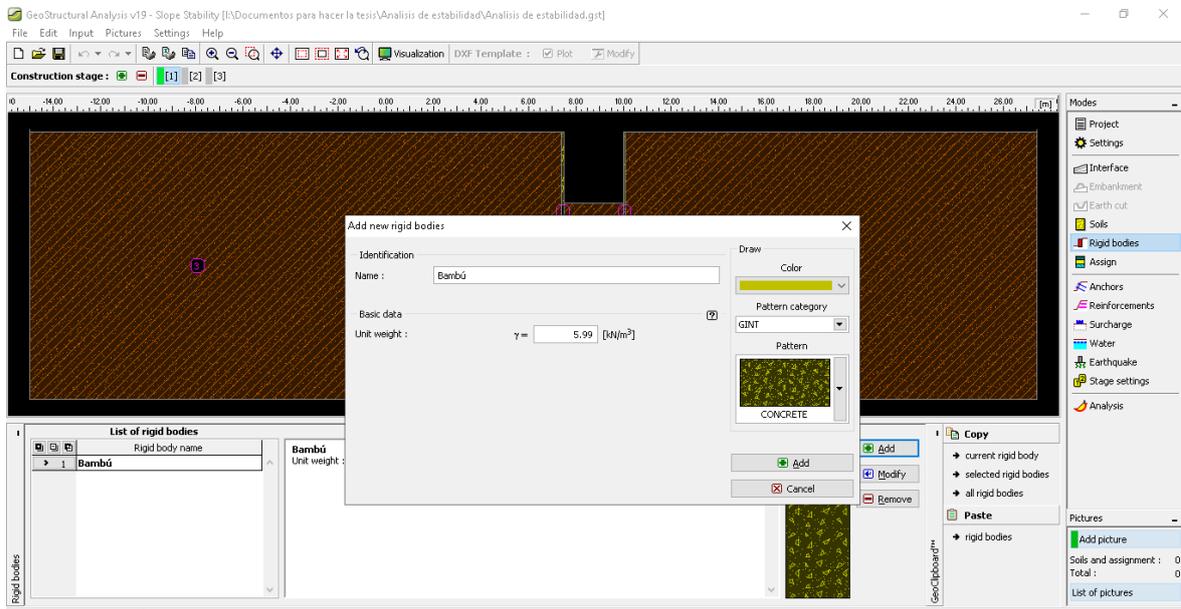


Figura 70: Introducción de los parámetros del material en la zona de la tablestaca

Después se utilizó la opción de Assign para asignar los materiales a las áreas creadas.

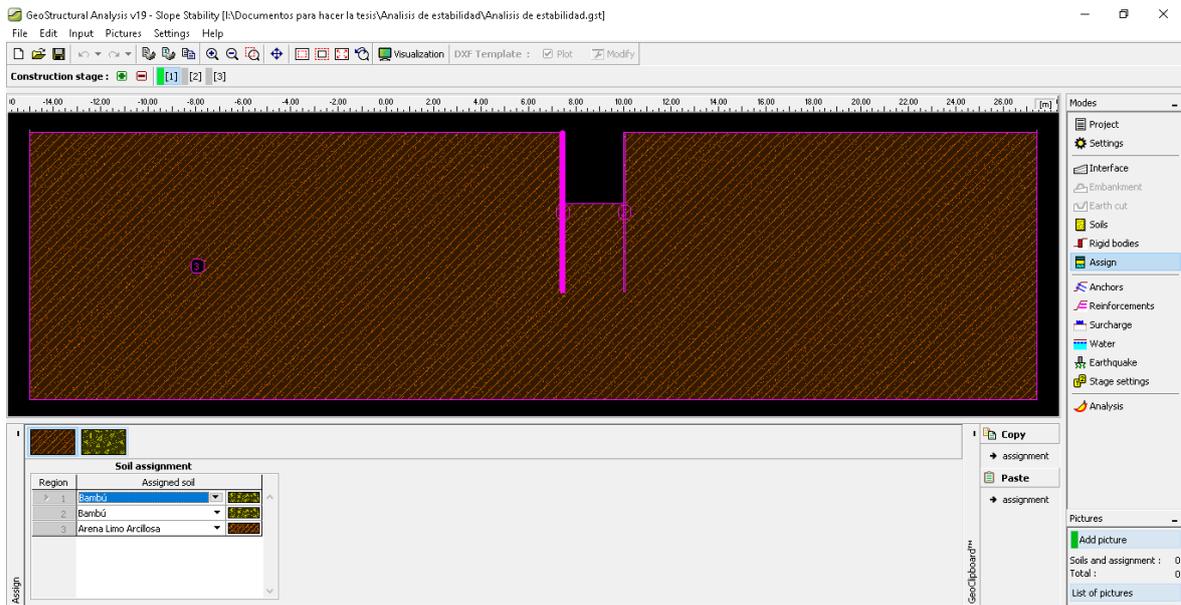


Figura 71: Asignación de los materiales

En caso de diseño crítico se considera la acción del agua, por ello se agregó al modelo la presión de poros que produce el agua usando la opción Water. Se dibujó por todo el perímetro del suelo.

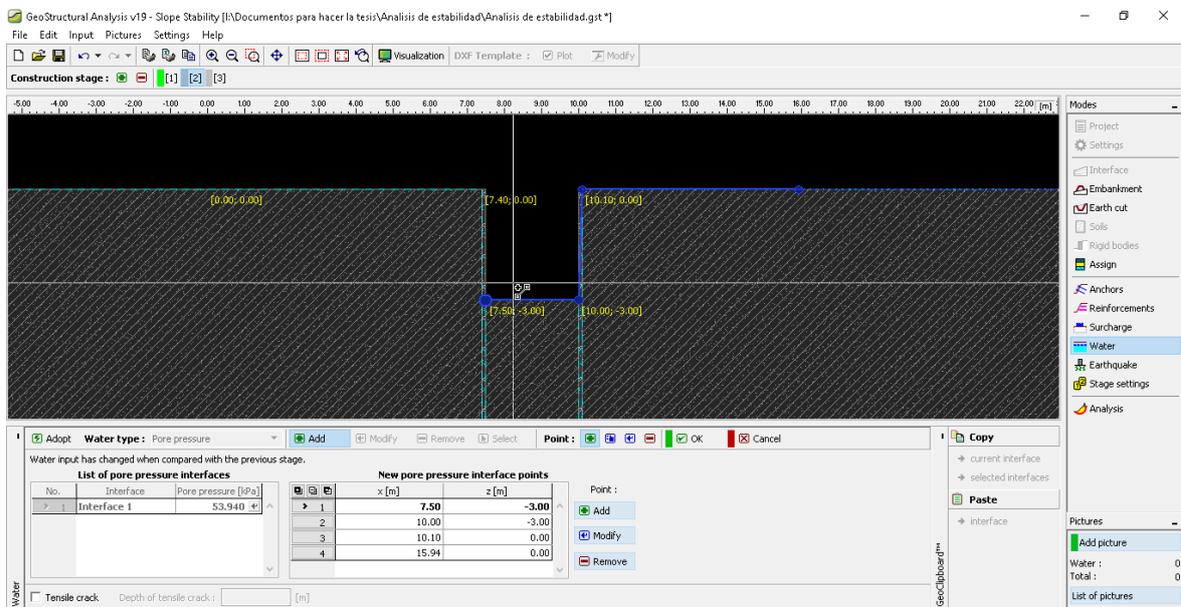


Figura 72: Adición de la acción de la presión de poros del suelo

Por último, se asignó la superficie de deslizamiento polygonal, luego se dibujó una línea de falla auxiliar. Para terminar, se escogió el método de análisis, en este caso el método de sarma, con un tipo de análisis optimización en donde también se eligió que la opción de asumir que la anchura es ilimitada.

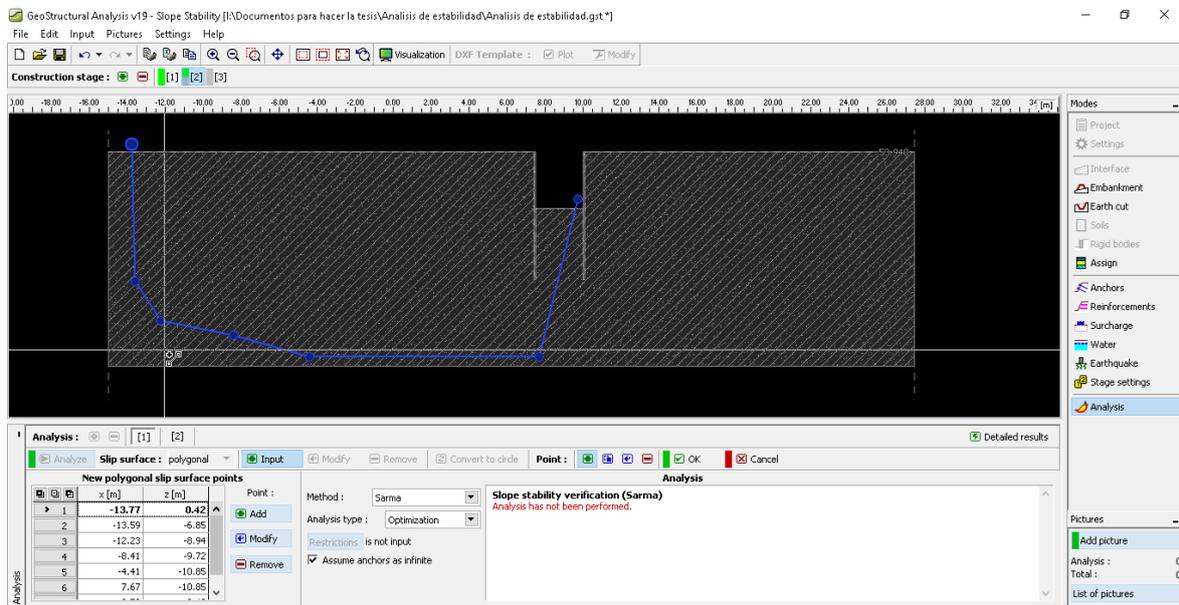


Figura 73: Asignación de la línea de deslizamiento de la masa del suelo

3.4.14. Determinación de los parámetros físico mecánicos del Bambú

a) Compra del Bambú

Se seleccionaron de manera visual los culmos de bambú que no presentaron rajaduras y se procedió con el embarque en un camión de carga ya que este tiene la capacidad de transportar cargas extensas como el bambú de 6 m que se adquirió. Durante la descarga se colocaron en el suelo de manera que no se apilaran.



Figura 74: (a) Recojo de los troncos de bambú del almacén. (b) Traslado de los troncos de bambú en camión. (c) Descarga de los troncos de bambú. (d) Colocación de los troncos de bambú en el campus de la UNALM

b) Rotulación de troncos

Se identificó cada uno de los culmos de bambú utilizando un rotulado como se ve en la siguiente figura 75:

T-A

Figura 75: Rótulo para los troncos de bambú

Donde:

T = Tronco

A = Numeración del culmo de bambú

c) Medición de los bambús

- **Longitud**

La medida se realizó desde la parte inferior del tronco hacia la parte superior. Para ello se utilizó una wincha.



(a)



(b)



(c)

Figura 76: (a) Forma de medición del diámetro externo del tronco de bambú. (b) Rotulación del tronco de bambú. (c) Medición visual de la circunferencia externa del tronco de bambú

- **Diámetro externo**

El diámetro externo se midió con una wincha envolviendo esta por toda la circunferencia exterior del bambú cada metro de distancia del culmo de bambú.

d) Corte de los límites del culmo de bambú

Se realizaron los cortes de los límites como se ve en la siguiente figura 77:



Figura 77: Corte de los culmos de bambú

e) Corte de probetas

Antes del corte se midieron los diámetros exteriores de los extremos del culmo como en la figura 78(a), con ello se pudo tomar la decisión de en que parte se puede comenzar ya sea con la probeta para compresión, corte o tensión. Para las probetas de compresión y corte la longitud de corte es igual al diámetro exterior, para el caso de la probeta de tensión se tomó una longitud referencia de 25 cm.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 78: (a) Búsqueda de la ubicación estratégica de corte de bambú. (b) Corte del tronco de bambú. (c) Trazado de otras probetas después del corte. (d) Etiquetado de las probetas

f) Codificación de probetas

En el caso de la codificación se utilizó la siguiente estructura:

A - B - C - D - E

Figura 79: Etiquetado de probetas

Donde:

A = Lugar de procedencia del bambú (País)

B = Tipo de ensayo a realizarse

C: Compresión

V: Corte

T: Tensión

F: Flexión

C = Número total de probetas

D = Parte del culmo de bambú donde se extrajo la probeta

I: Inferior

M: Medio

S: Superior

E = Número de codificación del culmo de bambú

g) Medición de las probetas de compresión, corte y tensión

Una vez etiquetado las probetas se realizó la medida de la altura, dos veces para la compresión y 4 veces en el caso del ensayo de corte. También se realizó las medidas de los diámetros externo e interno en la parte superior e inferior de la probeta de compresión y corte. En el caso de la probeta de tensión se midió la longitud total, el largo y el ancho y tres partes de la zona de trabajo.

h) Ensayo de compresión paralela a las fibras

Se colocó primero todos los accesorios, en la máquina universal – TINIUS OLSEN. luego se configuró la máquina universal – TINIUS OLSEN y se puso el deformímetro, después procedió a colocar la probeta en el centro del accesorio y se acomodó la probeta para luego empezar la ejecución del ensayo. Se midieron lecturas del deformímetro cada 50 lbs hasta que llegase a producirse la falla.

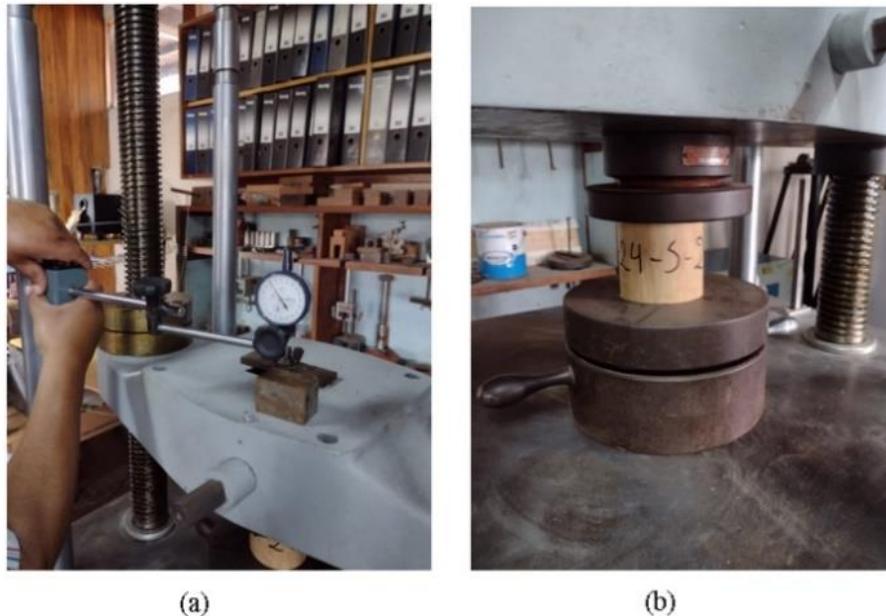


Figura 80: (a) Colocación del deformímetro. (b) Probeta colocada entre los implementos metálicos para realizar la compresión

i) Ensayo de corte paralela a las fibras

Se coloco primero todos los accesorios, en la máquina universal – TINIUS OLSEN luego se configuro la máquina universal – TINIUS OLSEN, después procedió a colocar la probeta en el centro del accesorio y se acomodó la probeta para luego empezar la ejecución del ensayo. Se midieron lecturas del deformímetro cada 50 lbs hasta que llegue a producirse la falla.



Figura 81: (a) Ubicación de la probeta en el implemento para el ensayo de corte. (b) Colocación de la probeta con el implemento para el ensayo de corte en la máquina

j) Ensayo de tensión paralela a las fibras

Se coloco primero todos los accesorios, en la máquina universal – TINIUS OLSEN luego se configuro la máquina universal – TINIUS OLSEN y se puso el deformímetro, después procedió a colocar la probeta en el centro del accesorio y se acomodó la probeta para luego empezar la ejecución del ensayo. Se midieron lecturas del deformímetro cada 20 lbs hasta que llegue a producirse la falla.

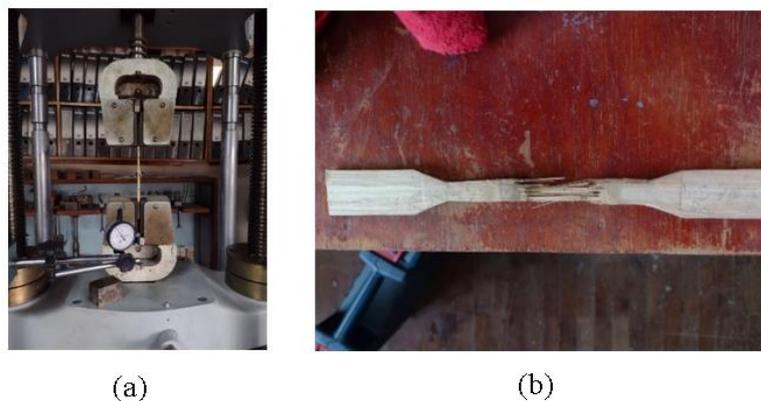


Figura 82: (a) Colocación de la probeta junto con los implementos para realizar el ensayo de tensión, además la ubicación del deformímetro. (b) Falla de la probeta después del ensayo de tensión

k) Contenido de humedad, densidad y peso específico

Una vez ubicada la falla después del ensayo de compresión, corte o tensión se cortó un pedazo pequeño cerca de la zona de la falla. Luego, se etiquetó cada muestra y se llevó a una balanza marcando cero con un recipiente de agua, se pesó la muestra en seco se registró la medida y luego se puso en cero la balanza. Después se sumergió la muestra y se registró la medida de la balanza y por último se colocó al horno.

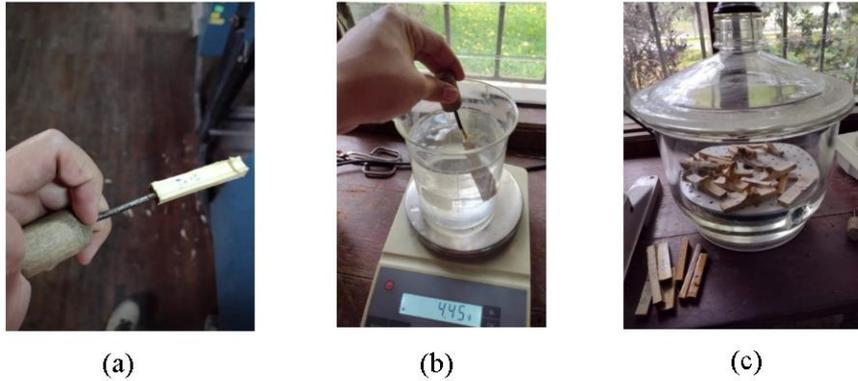
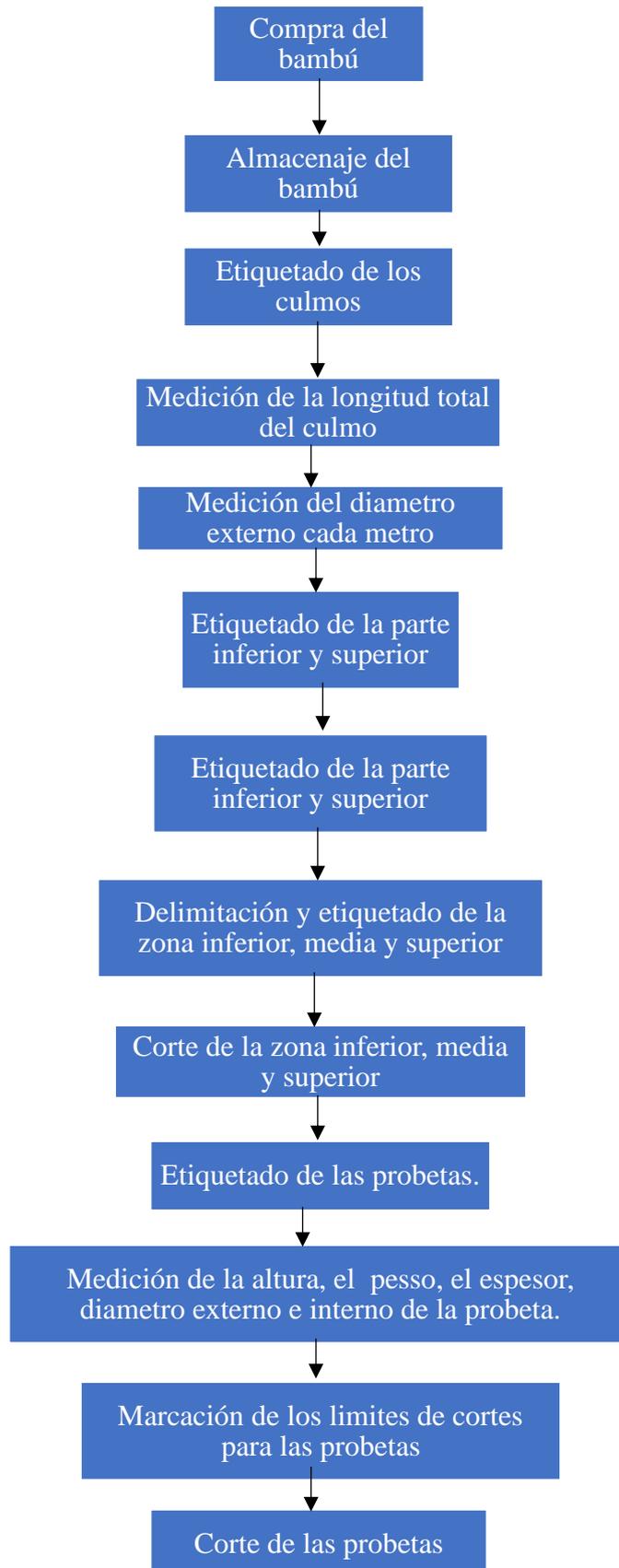
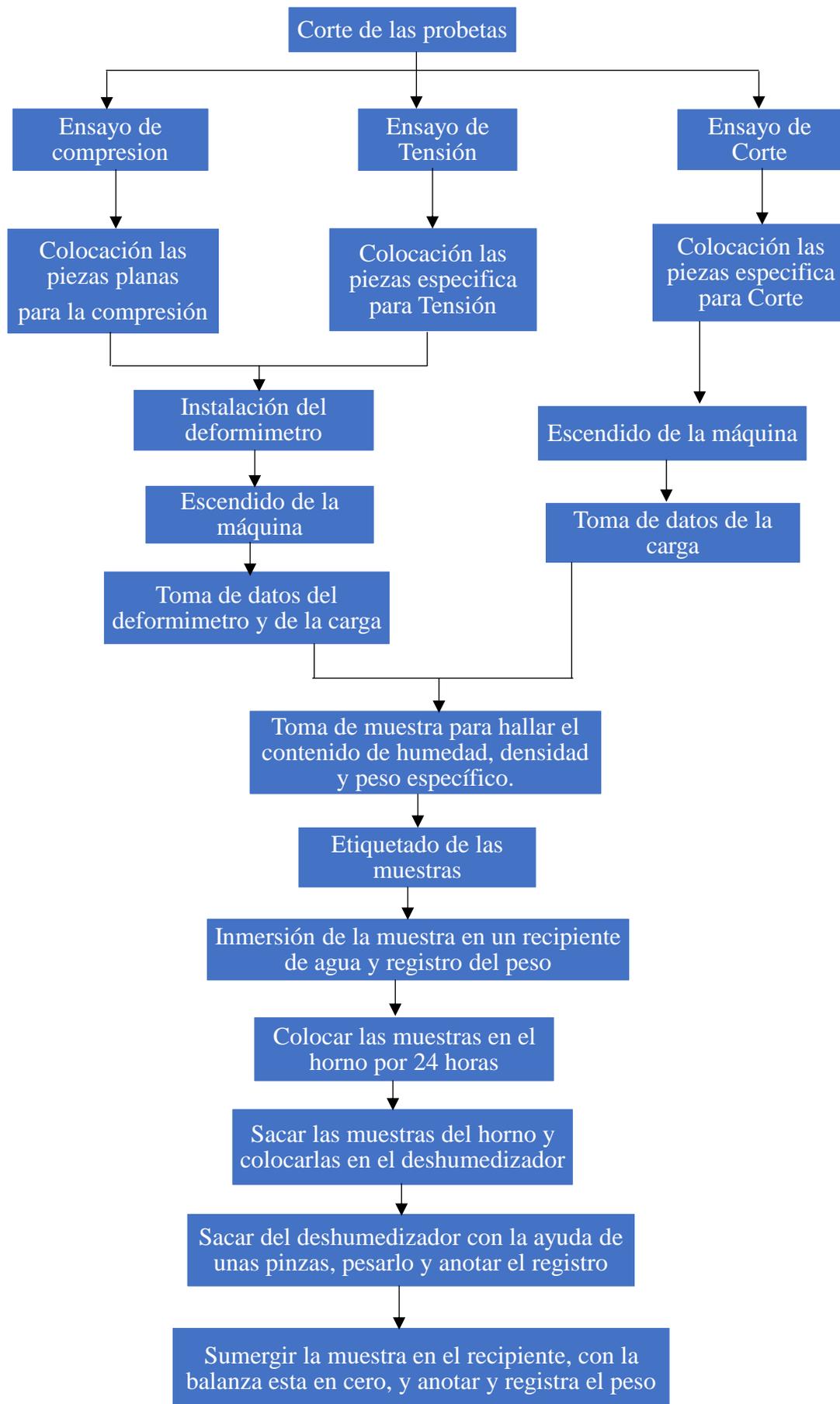


Figura 83: (a) Probetas para determinar el contenido de humedad, densidad y peso específico. (b) Pesado de la probeta sumergida en un recipiente con agua. (c) Conservación de la humedad después del secado en un deshumidizador

3.4.15. Esquema de la metodología para calcular los parámetros de resistencia del bambú *Guadgua angustifolia*





3.4.16. Metodología para el cálculo de los parámetros de resistencia del bambú *Guadua angustifolia*

Para el cálculo de la sección transversal se utilizó la siguiente fórmula:

$$\text{Área de la sección (cm}^2\text{)} = \pi \times (R^2 - r^2)$$

R = Radio externo promedio.

r = Radio interno promedio.

Conforme a (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). NTC 5525, 2007) el esfuerzo último de compresión paralela a las fibras se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_{ult} = F_{ult}/A$$

Donde:

σ_{ult} : Esfuerzo último de compresión en MPa p (N/mm^2), redondeado con aproximación de 0.5 MPa.

F_{ult} : Carga máxima a la cual falla la probeta (N).

A: Área de la sección transversal (mm^2).

Conforme a (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). NTC 5525, 2007) el esfuerzo último de tensión paralela a las fibras se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_{ult} = \frac{F_{ult}}{A}$$

σ_{ult} : Esfuerzo último de tensión en MPa o (N/mm²).

F_{ult} : Valor de la carga aplicada en la cual falla la probeta (N).

A: Área media de la sección transversal de la porción de ensayo (mm²).

Conforme a (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). NTC 5525, 2007) la resistencia última de corte se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\tau_{ult} = \frac{F_{ult}}{\sum(t \times L)}$$

En donde:

τ_{ult} : Resistencia última al corte (MPa).

F_{ult} : Valor máximo de la carga aplicada en la cual falla la probeta (N).

$\sum(t \times L)$: Suma de 4 productos t y L.

Conforme a (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). NTC 5525, 2007) el contenido de humedad del bambú se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$CH = \frac{m - m_0}{m_0} \times 100$$

En donde:

m: Masa de la probeta antes del secado.

m_0 : Masa de la probeta después del secado.

Conforme a (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). NTC 5525, 2007) la densidad se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\rho_0 = \frac{m}{V} \times 10^6$$

En donde:

ρ_0 : Densidad (kg/m^3).

m: Masa de la probeta después del secado en el horno (g).

V: Volumen en condición en la cual se está realizando el ensayo físico-mecánico (mm^3).

Conforme a (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). NTC 5525, 2007) el módulo de elasticidad del bambú se calcula mediante una gráfica entre el esfuerzo y la deformación unitaria, donde la información de la deformación fue recopilada de las lecturas del deformímetro durante el ensayo. De todos los datos del esfuerzo recopilado se toma los valores que se encuentren dentro del rango de 10% y 60% del valor del esfuerzo de falla. Entonces, la pendiente de la recta que se proyecta en el grafico se tomó como el módulo de elasticidad.

a) Análisis estadísticos

- **Promedio**

El promedio se calculó como la sumada de todos los valores de esfuerzo de falla entre el número de ensayos, de igual manera se calculó el módulo de elasticidad promedio, contenido de humedad, densidad y peso específico.

$$\bar{x} = \text{Valor Promedio} = \frac{\sum \text{Valores}}{\text{Número de datos}(N)}$$

- **Desviación estándar**

Se calculó utilizando la siguiente formula:

$$s = \left[\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{N} \right]^{1/2}$$

Donde mientras el valor es más pequeño, se acerca más hacia la media y se es más grande se aleja de la media

- **Coefficiente de variación**

Se calculo utilizando la siguiente formula

$$CV (\%) = \frac{s}{|\bar{x}|} \times 100$$

Donde mientras el valor sea más grande la dispersión de los datos con respecto con la media es mayor y viceversa.

- **Quinto Percentil**

Conforme a (Profesores del Curso de Estadística General de la Facultad de Economía y Planificación (UNALM)., 2016) El quinto percentil se halla de la siguiente forma:

$$P_q = \left(\frac{n+1}{100} \right) \times q$$

Donde:

n = Número de datos.

q = Número entero del porcentaje de datos menores de la posición requerida.

P_q = Dato de la posición requerida.

$$si \begin{cases} \left(\frac{n+1}{100}\right) \times q = Entero (E) \Rightarrow P_q = x_E \\ \left(\frac{n+1}{100}\right) \times q = Decimal (E.d) \Rightarrow P_q = x_E + 0.d \times (x_{E+1} - x_E) \end{cases}$$

b) Valor característico

Conforme a NRS -10- Cap. G.12 – Estructura de Guadua, el valor característico se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$f_{ki} = f_{0.05i} \times \left[1 - \frac{2.7 \times s}{\sqrt{N} \times \bar{x}} \right]$$

Donde:

f_{ki} = Valor característico en la sollicitación

$f_{0.05i}$ = Valor del percentil 5 de los valores de esfuerzo de falla

\bar{x} = Valor promedio de los datos

s = Desviación estándar

N = Numero de datos

i = Subíndice que indica el ensayo del cual se está analizando (Flexión, Tensión paralela a las fibras, compresión paralela a las fibras, compresión perpendicular a las fibras, cortante paralelo a las fibras).

c) Esfuerzo Admisible

Conforme a NRS -10- Cap. G.12 – Estructura de Guadua, el valor característico se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$F_i = \left(\frac{FC}{F_s \times FDC} \right) \times f_{ki}$$

Donde:

F_i =Esfuerzo admisible.

f_{ki} = Valor característico en la sollicitación.

FC =Factor de reducción debido a las diferencias de las condiciones de los ensayos dentro de los laboratorios con las condiciones reales de ejecución de las cargas sobre la estructura.

F_s =Factor de seguridad.

FDC =Factor de la duración de la carga.

i = Subíndice que indica el ensayo del cual se está analizando (Flexión, Tensión paralela a las fibras, compresión paralela a las fibras, compresión perpendicular a las fibras, cortante paralelo a las fibras).

Tabla 14: Factor de duración de carga

Factor	Flexión	Tracción	Compresión paralela a las fibras	Compresión perpendicular a las fibras	Corte
FC	-	0.5	-	-	0.6
F_s	2	2	1.5	1.8	1.8
FDC	1.5	1.5	1.2	1.2	1.1

Nota: Adaptado de “TÍTULO G - ESTRUCTURAS DE MADERA Y ESTRUCTURAS DE GUADUA.” por COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES, 2010, *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE* (p. G-112). Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

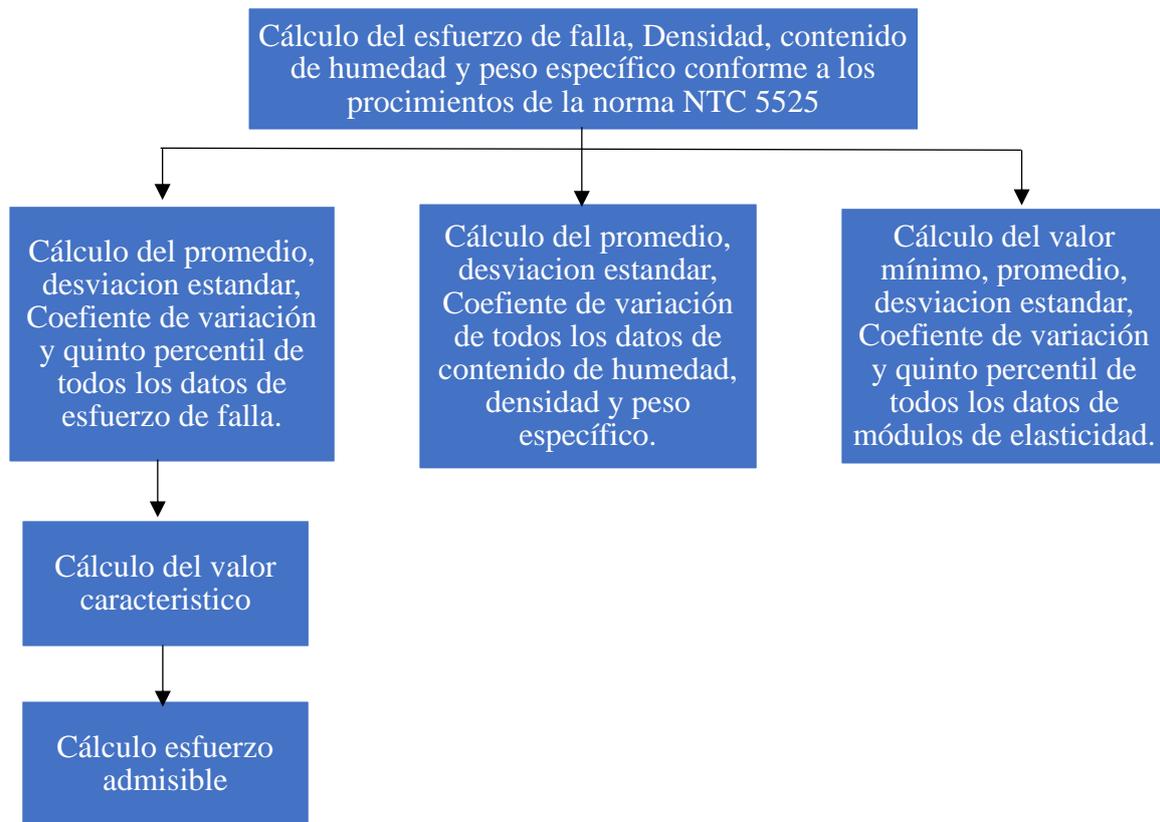
En caso de hallar un contenido de humedad mayor a 12% se procede a usar el coeficiente de modificación multiplicándolo con los esfuerzos admisibles de las normativas.

Tabla 15: Coeficientes de modificación por contenido de humedad

Esfuerzos	Contenido de Humedad								
	$\leq 12\%$	13%	14%	15%	16%	17%	18%	$\geq 19\%$	
Flexión	1.0	0.96	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.7	
Tracción	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.8	
Compresión Paralela	1.0	0.96	0.91	0.87	0.83	0.79	0.74	0.7	
Compresión Perpendicular	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.8	
Corte	1.0	0.97	0.94	0.91	0.89	0.86	0.83	0.8	
Módulo de elasticidad	$E_{0.5}$ $E_{0.05}$ $E_{mín}$	1.0	0.99	0.97	0.96	0.94	0.93	0.91	0.9

Nota: Adaptado de “TÍTULO G - ESTRUCTURAS DE MADERA Y ESTRUCTURAS DE GUADUA.” por COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES, 2010, *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE* (p. G-112). Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

3.4.17. Esquema para el cálculo de los parámetros de resistencia del bambú



IV. Resultados y Discusiones

4.1. Determinación de la clasificación de suelo

Se utilizaron los siguientes suelos como se ve en la tabla 16 para la determinación de la clasificación de suelos.

Tabla 16: Características naturales de los suelos encontrados en campo

N° de muestra	Imagen del suelo	Peso inicial (g)	Peso final (g)	Contenido de humedad natural (W%)
1m de profundidad		221.54	210.10	5.16
2m de profundidad		385.89	363.07	5.91
3m de profundidad		570.45	537.11	5.84
4m de profundidad		568.88	479.82	15.66
5m de profundidad		608.82	502.22	17.51
6m de profundidad		229.86	219.28	4.60

Al desmenuzar el suelo, en las muestras 4 y 5 se observó un cambio de tipo de suelo como se puede ver en la siguiente imagen. Esto origino a que se aislaran las muestras obteniendo las siguientes muestras: 4-1, 4-2, 4-3, 5-1 y 5-2.



Figura 84: Mezcla de diversidad de suelos en un estrato

Al realizar los análisis granulométricos y límites de Atterberg se obtuvieron los siguientes resultados como se puede observar en la tabla 17:

Tabla 17: Características naturales de los suelos encontrados en campo

Muestra de suelo	Profundidad (m)	Límite líquido (L.L)	Límite plástico (L.P)	Índice plástico (IP)	Contenido de finos (%)	Ret. (%) N°200	% Grava	% Arena
M-1	1	22.12	16.34	5.78	62.51	37.49	0.00	37.49
M-2	2	28.46	15.88	12.58	67.59	32.41	0.00	32.41
M-3	3	24.27	17.99	6.28	48.35	51.65	0.00	51.65
M-4-1	4.15	33.49	22.95	10.54	92.39	7.61	0.00	7.61
M-4-2	4.3	37.36	22.02	15.34	91.11	8.89	0.00	8.89
M-4-3	4.45	30.72	25.63	5.09	97.08	2.92	0.00	2.92
M-5-1	5.15	28.25	23.52	4.73	91.46	8.54	0.00	8.54
M-5-2	5.3	40	24.61	15.39	95.37	4.63	0.00	4.63
M-6	6	18.71	16.44	2.27	28.49	71.51	21.26	50.25

Con ello se determinó las nomenclaturas de los suelos conforme al sistema unificado de clasificación de suelo (S.U.C.S).

Tabla 18: Clasificación de suelos de acuerdo al sistema S.U.C.S.

Muestra de suelo	Profundidad (m)	Clasificación S.U.C.S	Nombre S.U.C.S
M-1	1	CL-ML	Arcilla Limo arenoso
M-2	2	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
M-3	3	SC-SM	Arena limo Arcillosa
M-4-1	4.15	CL	Arcilla de baja plasticidad
M-4-2	4.3	CL	Arcilla de baja plasticidad
M-4-3	4.45	CL-ML	Arcilla Limosa
M-5-1	5.15	CL-ML	Arcilla Limosa
M-5-2	5.3	CL	Arcilla de baja plasticidad
M-6	6	SM	Arena limosa con grava

4.2. Determinación del número de golpes mediante el ensayo SPT

Tabla 19: Características naturales de los suelos encontrados en campo

Descripción	Profundidad	Estratigrafía	W%	Densidad relativa o correlativa	Número de golpes	Número de golpes corregidos	Muestra de suelo	
ARCILLA LIMO ARENOSO	1	CL-ML	5.45	Friable	13	24	20.4	
ARCILLA ARENOSA DE BAJA PLASTICIDAD	2	CL	6.29	Muy Firme	9	25	21.25	
ARENA LIMO ARCILLOSA	3	SC-SM	6.21	Friable	14	33	28.05	
ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD	4	CL	18.56	Muy Friable	5	18	15.3	
ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD		CL		Firme	8			
ARCILLA LIMOSA	5	CL-ML	21.23	Muy friable	10	24	20.4	
ARCILLA LIMOSA		CL-ML			11			
ARENA LIMOSA CON GRAVA	6	SM	4.82	Extremadamente firme	13	56	47.6	



Figura 85: Perfil del suelo vs el número de golpes estándar y número de golpes estándar corregido

4.3. Determinación de los parámetros de resistencia del suelo.

Como se observó el suelo más crítico en el momento de la penetración es el estrato 3, por esta razón el suelo del cual se llevó al análisis. Se realizó el ensayo triaxial en condiciones consolidado no drenado para determinar los parámetros de resistencia del suelo.

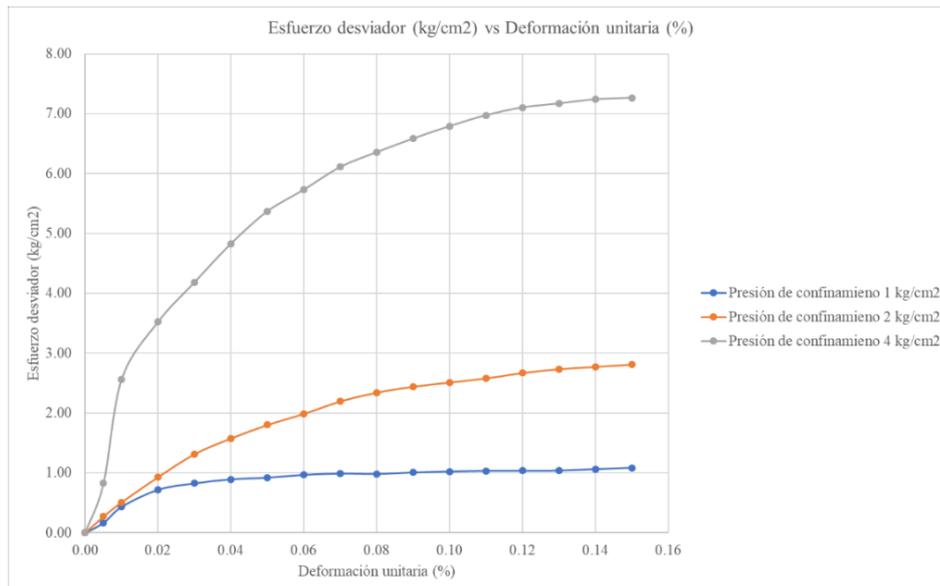


Figura 86: Gráfico esfuerzo desviador deformación unitaria. Ensayo Triaxial consolidado no drenado (CU)

Tabla 20: Características naturales de los suelos encontrados en campo

Esfuerzo total principal menor (kg/cm ²)	Esfuerzo desviador (kg/cm ²)	Presión de Poros (kg/cm ²)	Esfuerzo total principal mayor (kg/cm ²)	Esfuerzo efectivo principal menor (kg/cm ²)	Esfuerzo efectivo principal mayor (kg/cm ²)
1.00	1.04	0.55	2.04	0.45	1.490
2.00	2.77	0.51	4.77	1.486	4.26
4.00	7.26	0.55	11.26	3.45	10.71

Tabla 21: Características naturales de los suelos encontrados en campo

Ángulo de fricción efectiva	Cohesión efectiva (kg/cm ²)	Ángulo de fricción total	Cohesión total (kg/cm ²)	Clasificación de suelo. S.U.C.S	Nombre del grupo SC-SM
31°	0.031	31°	-0.3	SC-SM	Arena limosa - Arcillosa

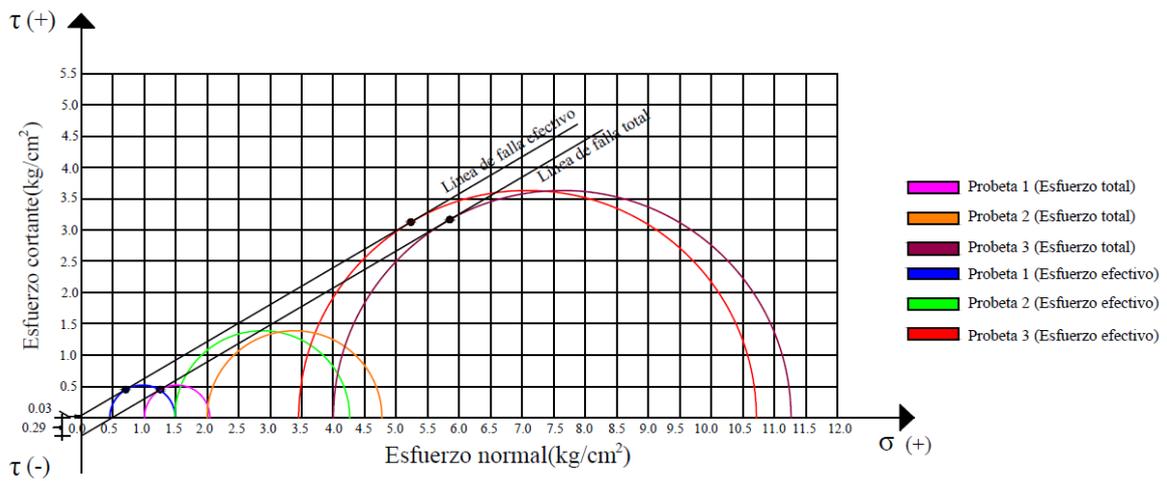


Figura 87: Líneas falla con diagramas de Mohr de esfuerzos totales y efectivos

4.4. Diagramas de presión y momento con la metodología de metodología de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C.

Se obtuvo como longitud teórica 1.76 m y añadiendo un 20% se tiene una longitud de empotramiento de diseño de 2.112 m como ve la figura 88. Además, se tiene como resultado que el bambú soporta es capaz de soportar una presión máxima encontrada de 0.114 MPa en flexión y cortante.

El momento máximo hallado es de 20.07 kN.m/m ubicado a una profundidad de 2.942 m como se puede ver en la figura 89. También se encontró el momento producido en la base empotrada de la tablestaca que tiene como valor -25.69 kN.m/m. Se calculó que la sección mínima de la tablestaca necesaria es de 0.669 cm² por cada 10 cm de longitud de retención del suelo.

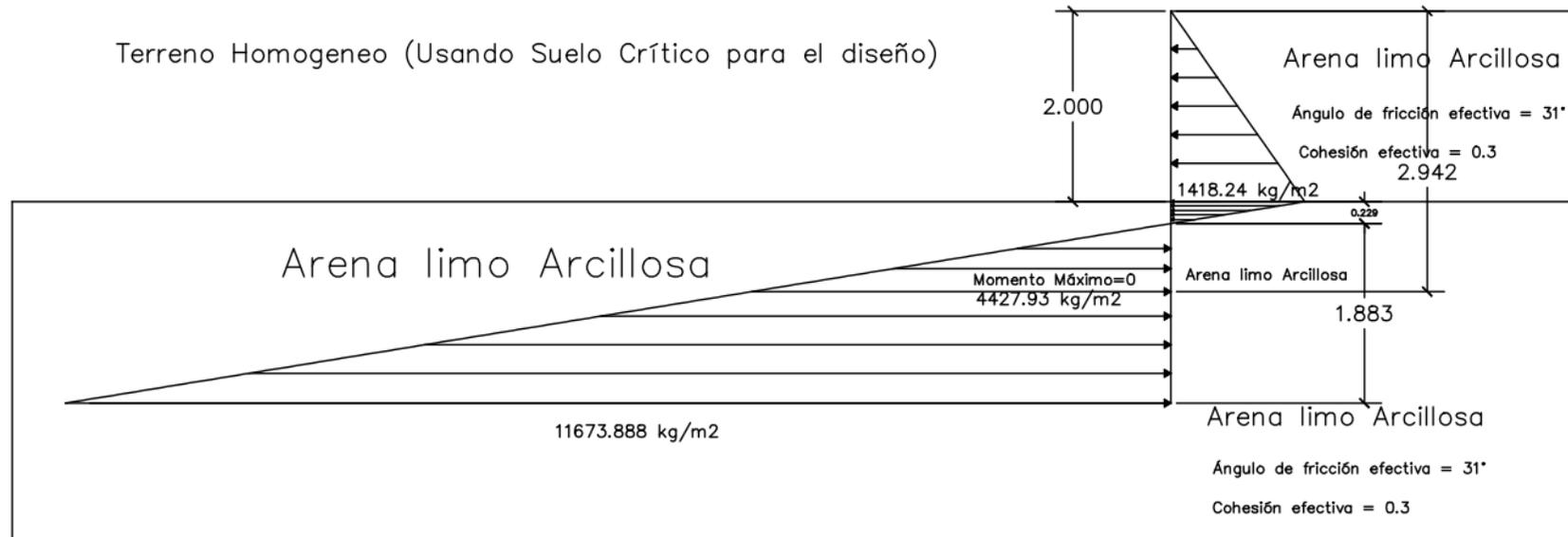


Figura 88: Diagrama de fuerzas obtenido con la metodología de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C con un incremento de 20% de la longitud de empotramiento hallada

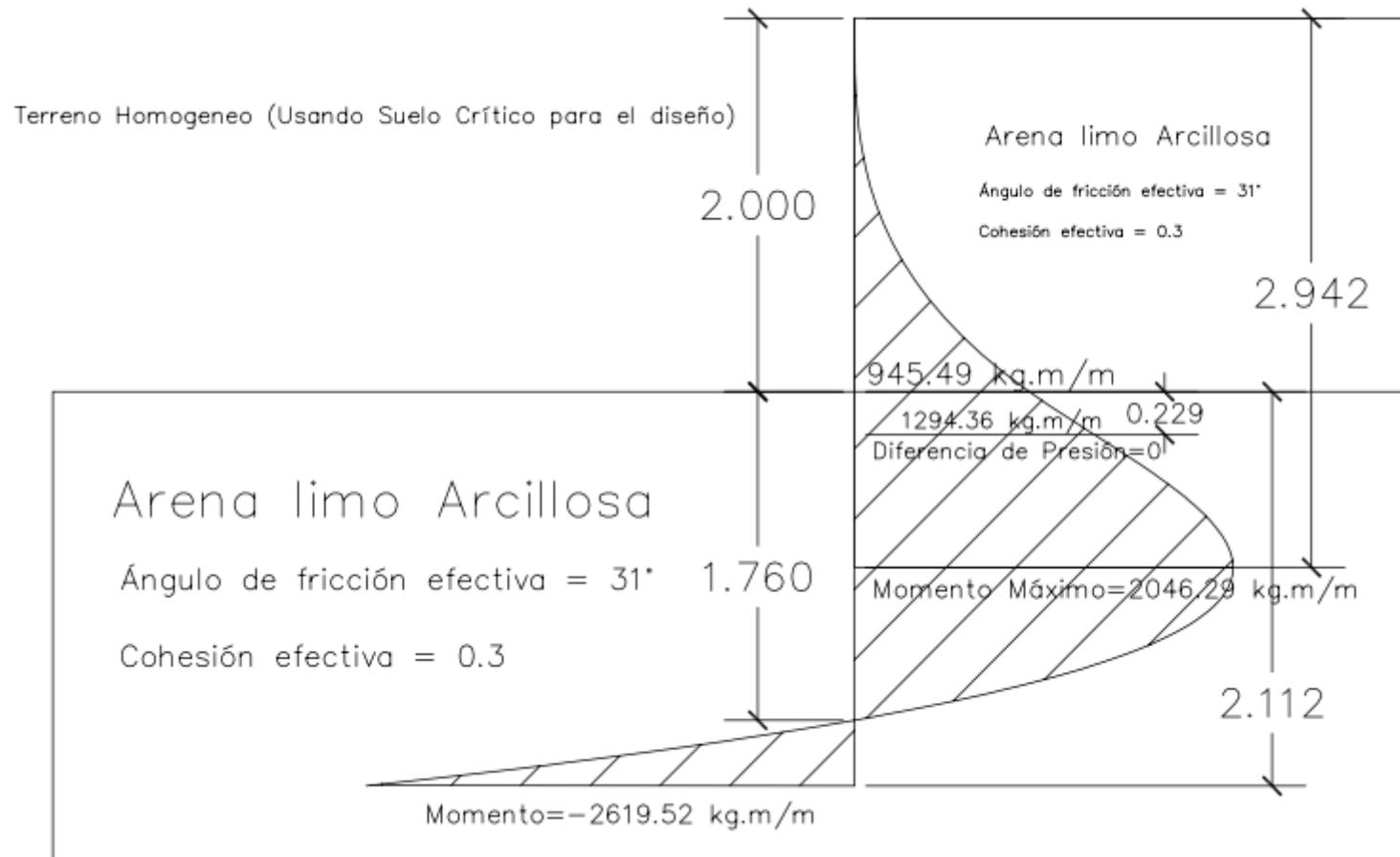


Figura 89: Diagrama de momentos obtenido con la metodología de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C con un incremento de 20% de la longitud de empotramiento hallada

Se obtuvo como longitud teórica 1.76 m se puede ver en la figura 90. Además, se tiene como resultado que el bambú soportado es capaz de soportar una presión máxima encontrada de 0.0932 MPa en flexión y cortante.

El momento máximo hallado es de 20.07 kN.m/m ubicado a una profundidad de 2.942 m. También se encontró el momento producido en la base de la tablestaca que tiene como valor 0 kN.m/m.

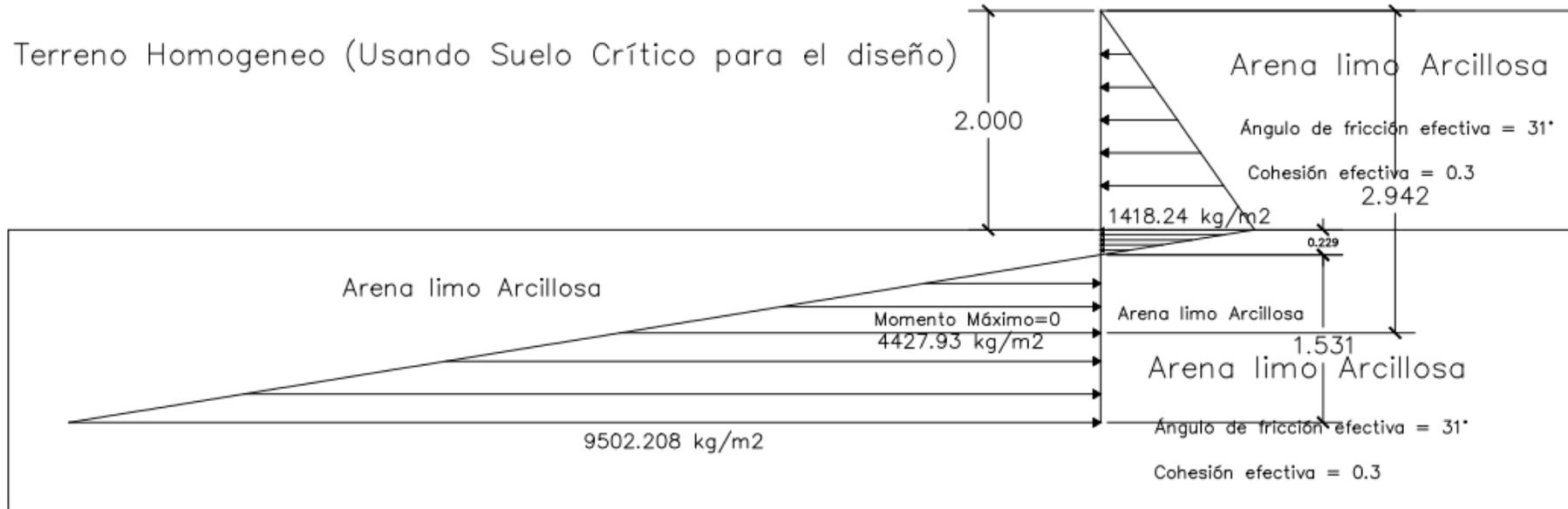


Figura 90: Diagrama de fuerzas obtenido con la metodología de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C sin ningún de la longitud de empotramiento hallada

Terreno Homogeneo (Usando Suelo Crítico para el diseño)

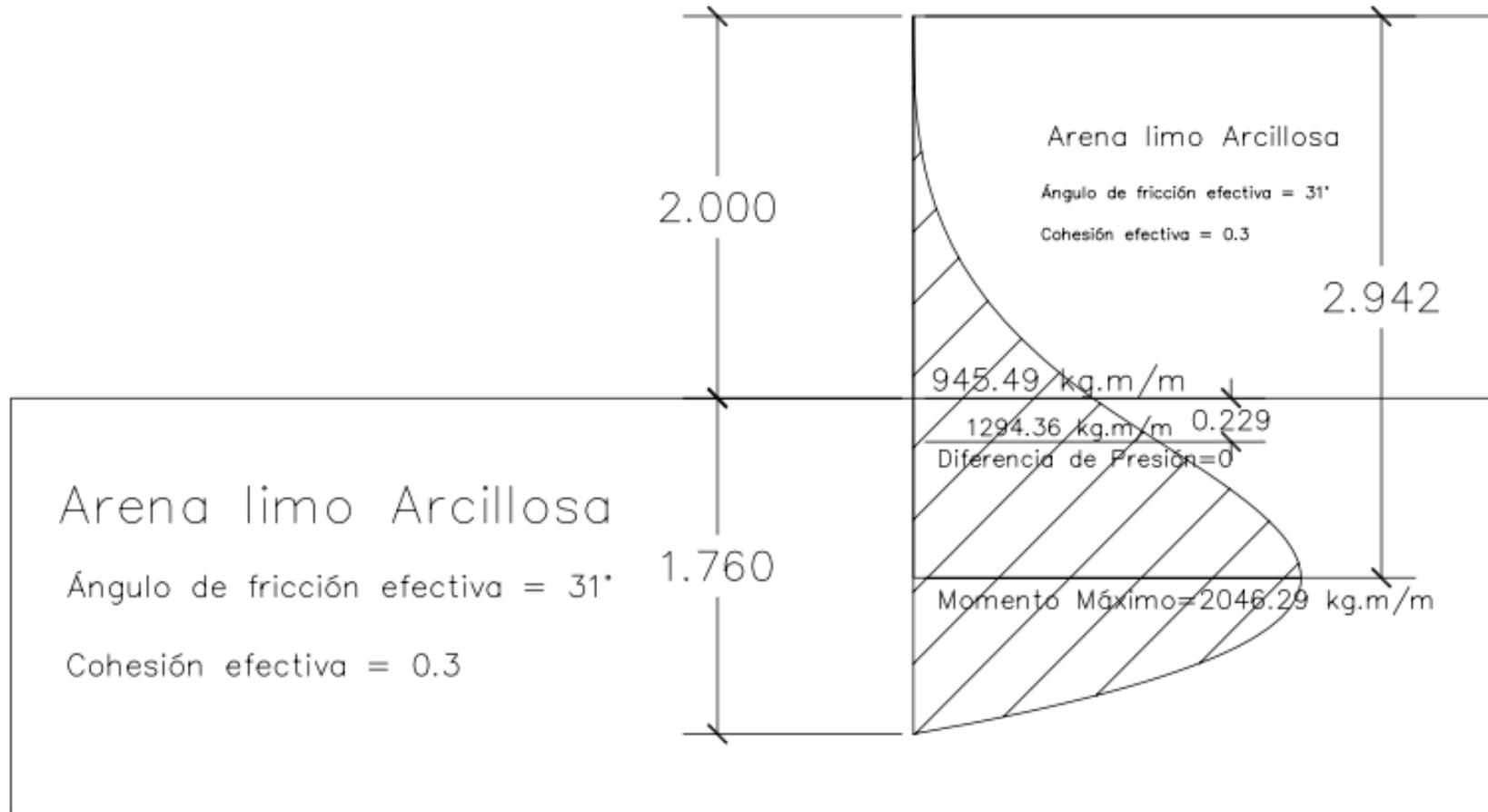


Figura 91: Diagrama de momentos obtenido con la metodología de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C sin ningún incremento de la longitud de empotramiento hallada

4.5. Diagramas de presión y momento utilizando la tabla para estimar la longitud de empotramiento del modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco.

Se obtuvo como longitud teórica 2.5 m y añadiendo un 20% se tiene una longitud de empotramiento de diseño de 3 m como ve la figura 92. Además, se tiene como resultado que el bambú soporta es capaz de soportar una presión máxima encontrada de 0.169 MPa en flexión y cortante.

El momento máximo hallado es de 20.07 kN.m/m ubicado a una profundidad de 2.942m como se puede ver en la figura 93. También se encontró el momento producido en la base empotrada de la tablestaca que tiene como valor -160.23 kN.m/m.

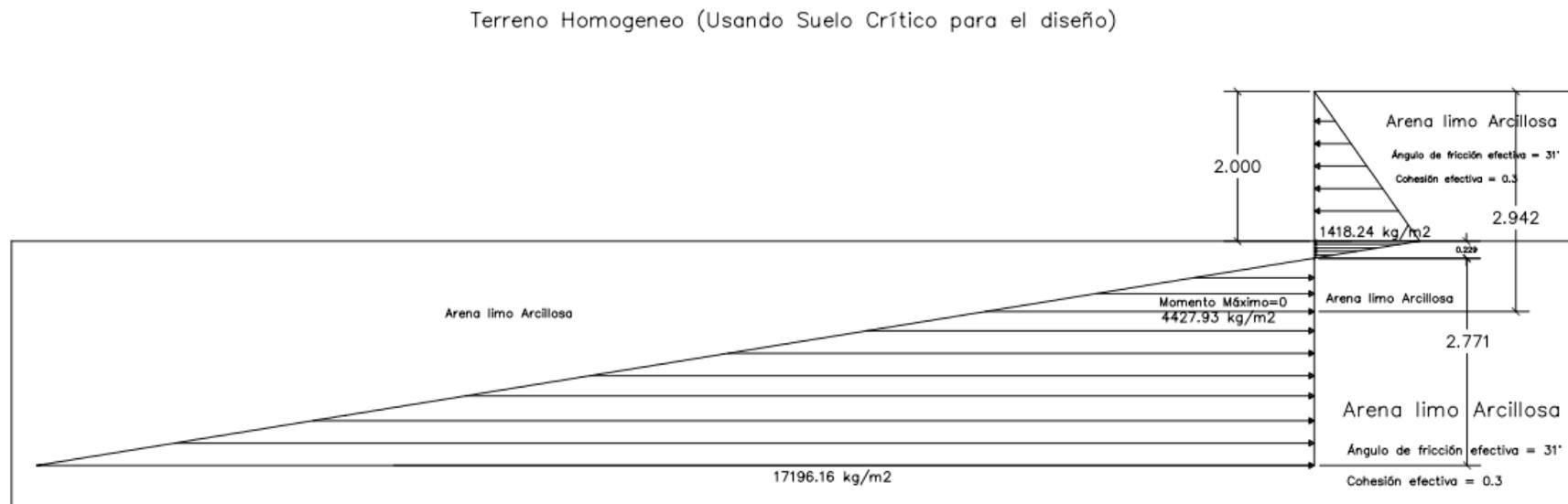


Figura 92: Diagrama de fuerzas obtenido utilizando la tabla para estimar la longitud de empotramiento del modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco con un incremento de 20% de la longitud de empotramiento hallada

Terreno Homogeneo (Usando Suelo Crítico para el diseño)

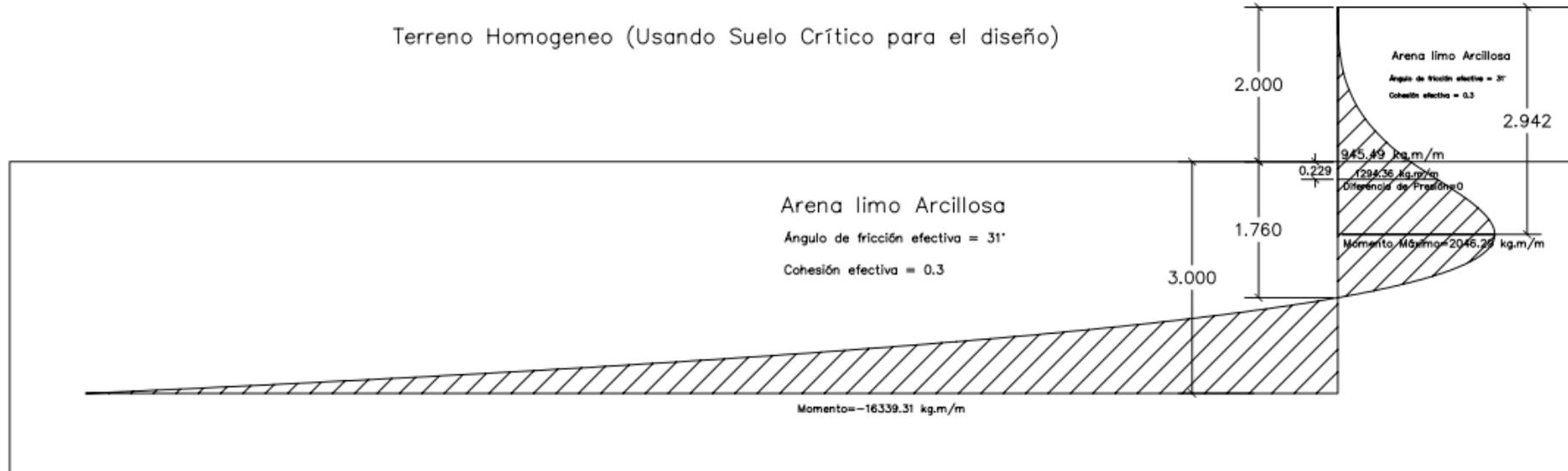


Figura 93: Diagrama de momento obtenido utilizando la tabla para estimar la longitud de empotramiento del modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco con un incremento de 20% de la longitud de empotramiento hallada

Se obtuvo como longitud utilizando la tabla 2.5m como se puede ver en la figura 94. Además, se tiene como resultado que el bambú soporta es capaz de soportar una presión máxima encontrada de 0.138 MPa en flexión y cortante.

El momento máximo hallado es de 20.07 kN.m/m ubicado a una profundidad de 2.942 m. También se encontró el momento producido en la base de la tablestaca que tiene como valor -70.96 kN.m/m.

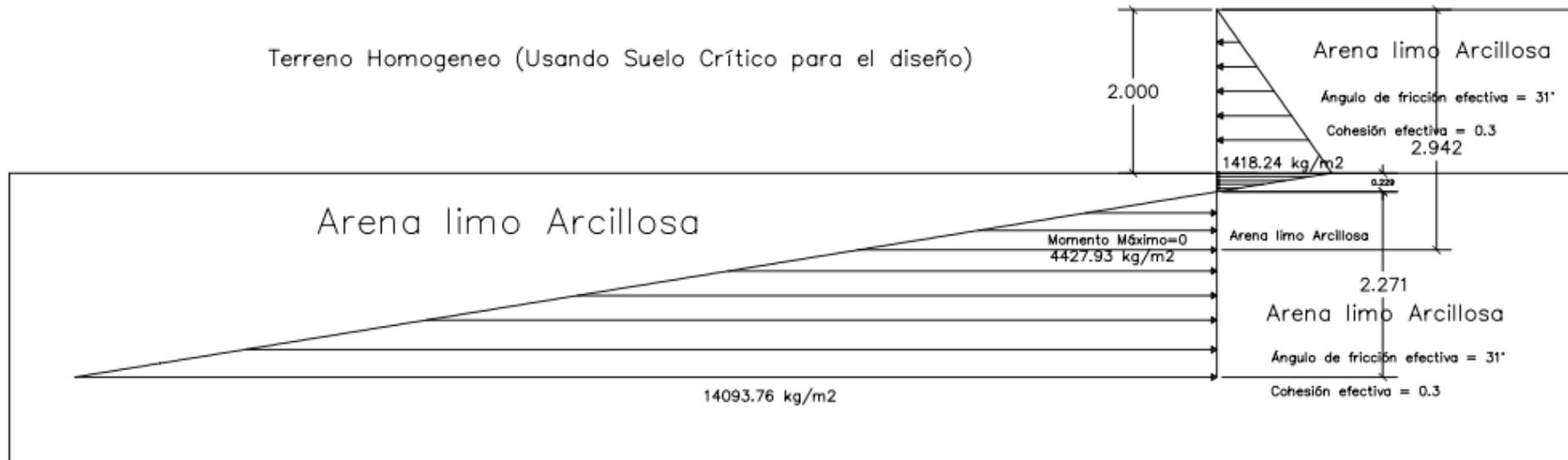


Figura 94: Diagrama de fuerzas obtenido utilizando la tabla para estimar la longitud de empotramiento del modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco sin ningún incremento de la longitud de empotramiento hallada

Terreno Homogeneo (Usando Suelo Crítico para el diseño)

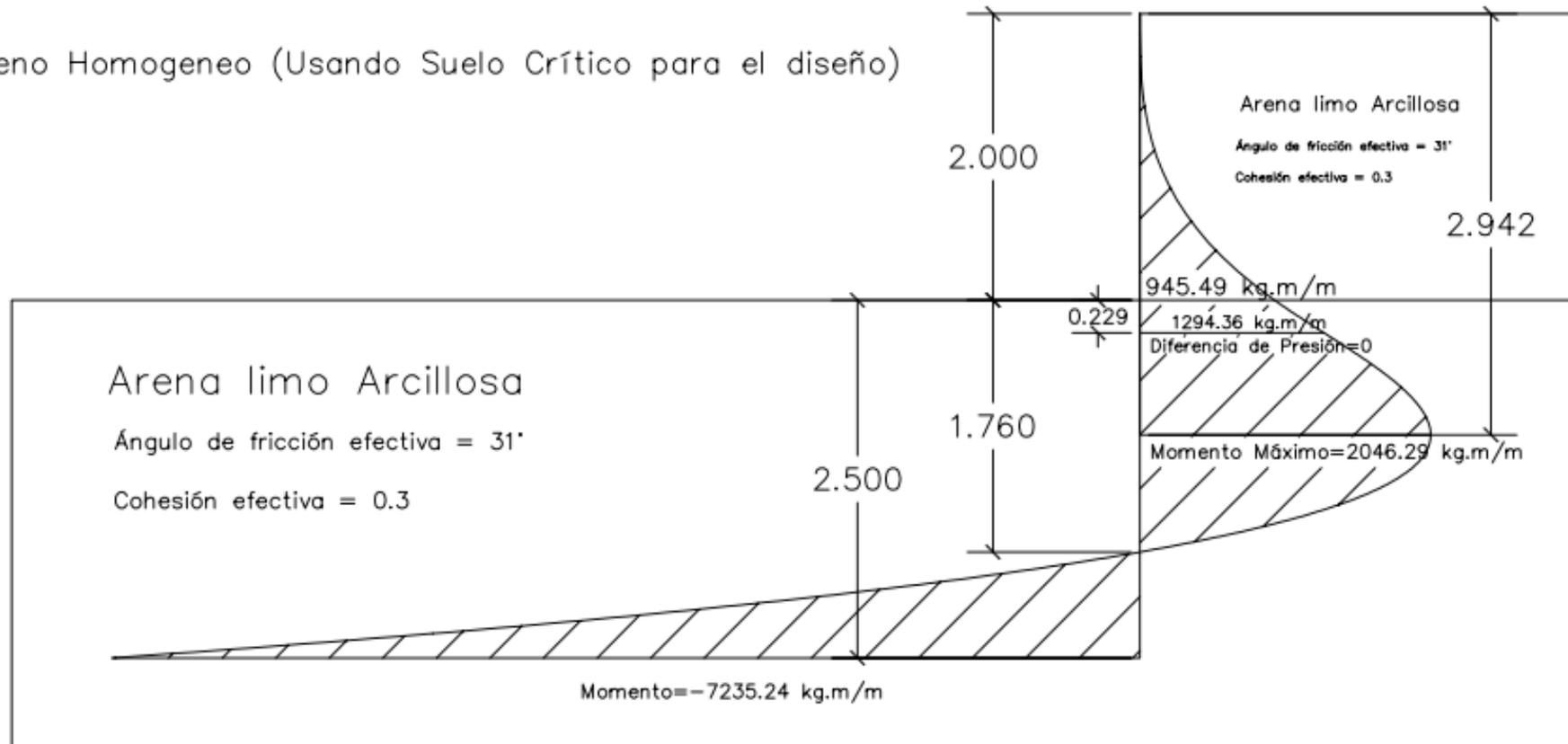


Figura 95: Diagrama de momento obtenido utilizando la tabla para estimar la longitud de empotramiento del modelo del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco sin ningún incremento de la longitud de empotramiento hallada

4.6. Análisis de estabilidad

El factor de seguridad encontrado es de 4.7 para el lado izquierdo y 4.61 para el lado derecho cumpliendo de esta forma que se descarta la falla por talud.

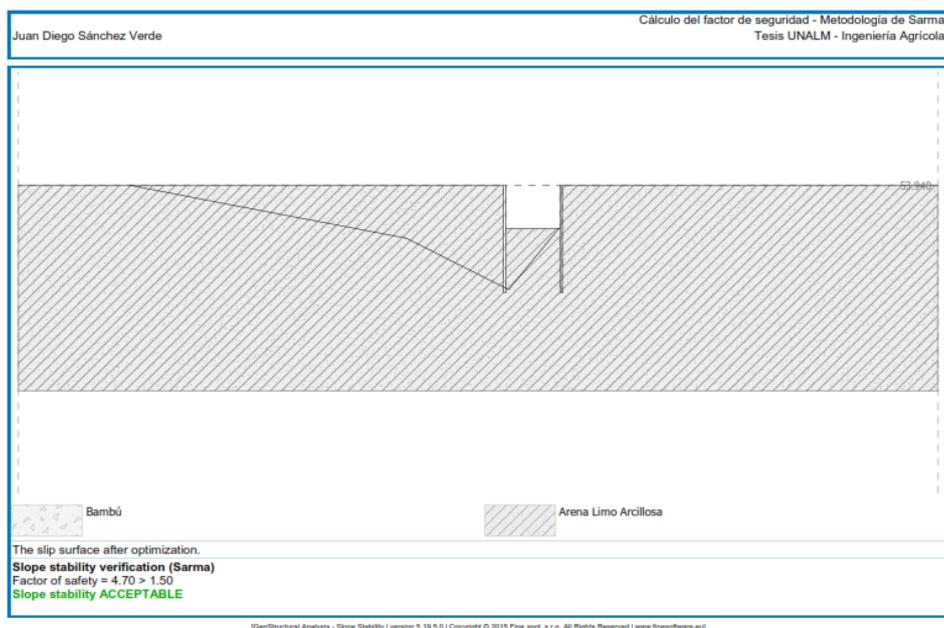


Figura 96: Análisis de estabilidad en el lado izquierdo de la tablestaca en condiciones críticas

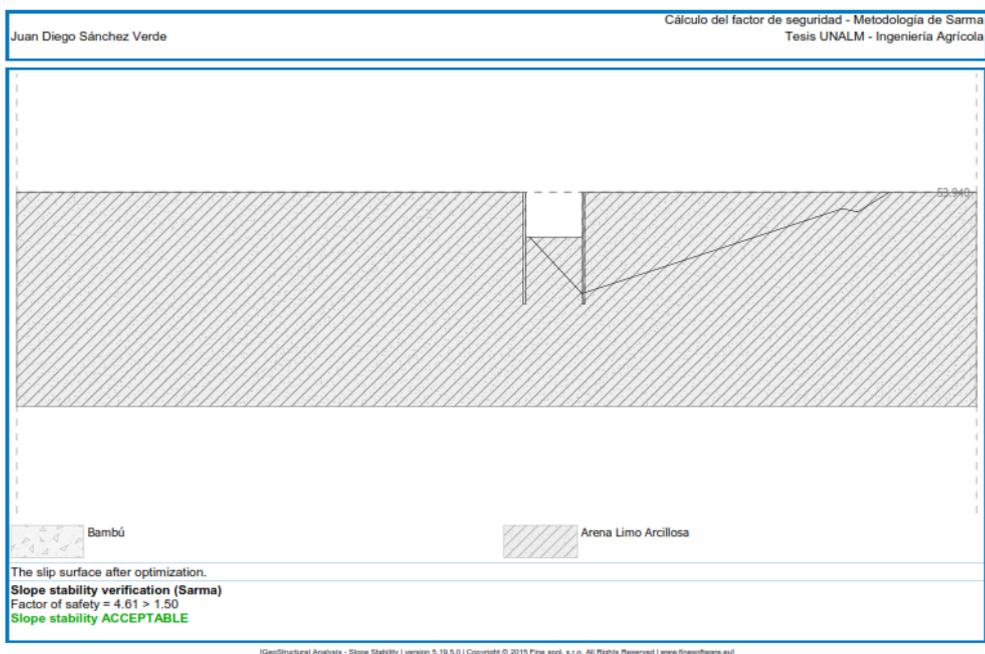


Figura 97: Análisis de estabilidad en el lado derecho de la tablestaca en condiciones críticas

4.7. Aspectos generales del Bambú *Guadua Angustifolia* comprado en almacén

De la tabla 22 se tiene como resultado que la delimitación de la parte inferior, media y superior del tronco de bambú es la tercera parte de la longitud total. También se encontró la variabilidad de los diámetros los cuales que se hallaron son de 2, 3 y 4 pulgadas. Además, se verifico que todos tienen una longitud promedio de 6m estipulado en el momento de la adquisición.

Tabla 22: Formato para control de compra del bambú para ensayos Físico - Mecánicos

Ficha de verificación de compra en almacén del bambú para ensayos Físico-Mecánicos							
Responsable de inspección	Bach. Juan Diego Sánchez Verde						
Lugar de procedencia	La Florida - Cajamarca - Perú						
Lugar del almacen	Santa Anita - Lima - Lima						
Fecha de inspección	1/12/2021 - 2/12/2021						
Proceso de preservación	Secado natural						
Rotulado del Culmo	Longitud Total (m)	Diámetro Interno inferior (cm)	Diámetro Interno Superior (cm)	Diámetro Externo cada 1m promedio (cm)	Límite inferior (m)	Límite medio (m)	Límite superior (m)
T-01	6.18	-	-	10.03	0 - 2	2 - 4	4 - 6.18
T-02	6.135	6.885	5.624	8.22	0 - 2	2 - 4	5 - 6.135
T-03	6.07	6.051	3.338	6.18	0 - 2	2 - 4	4 - 6.07
T-04	6.66	-	-	8.56	0 - 2	2 - 4	4 - 6.66
T-05	6.26	-	-	8.33	0 - 3	3 - 5	5 - 6.26
T-06	6	-	-	7.12	0 - 2	2 - 4	4 - 6
T-07	6.012	8.97	6.58	9.63	0 - 2	2 - 4	4 - 6.012
T-08	6.03	-	-	8.31	0 - 2	2 - 4	4 - 6.03
T-09	6.00	-	-	5.96	0 - 2	2 - 5	5 - 6
T-10	6.00	-	2.45	6.19	0 - 2	2 - 5	5 - 6
T-11	6.00	-	-	6.19	0 - 2	2 - 4	4 - 6
T-12	6.086	-	-	6.60	0 - 2	2 - 5	5 - 6.086
T-13	6.03	6.35	5.18	7.94	0 - 2	2 - 5	5 - 6.03
T-14	5.99	-	-	7.09	0 - 2	2 - 4	4 - 5.99
T-15	6.070	6.31	-	7.15	0 - 3	3 - 5	5 - 6.07
T-16	6.023	5.41	-	6.77	0 - 3	3 - 5	5 - 6.023

T-17	5.850	-	4.82	6.67	0 - 2	2 - 4	4 - 5.85
T-18	6.125	-	-	6.42	0 - 2	2 - 4	4 - 6.125
T-19	6.010	5.70	4.46	6.62	0 - 2	2 - 5	5 - 6.010
T-20	5.872	-	2.82	6.20	0 - 2	2 - 4	4 - 5.872
T-21	6.080	5.33	5.24	7.46	0 - 2	2 - 4	4 - 6.08
T-22	6.115	-	4.65	6.75	0 - 2	2 - 4	4 - 6.115
T-23	6.015	5.76	4.00	6.51	0 - 3	3 - 4	4 - 6.015
T-24	6.155	-	3.03	6.32	0 - 2	2 - 4	4 - 6.155
T-25	6.055	-	6.03	9.10	0 - 2	2 - 5	5 - 6.055
T-26	5.980	-	5.06	9.04	0 - 2	2 - 4	4 - 5.98
T-27	6.015	6.51	4.76	7.22	0 - 2	2 - 5	5 - 6.015
T-28	6.150	-	4.05	6.46	0 - 2	2 - 5	5 - 6.15
T-29	5.990	5.11	-	6.13	0 - 2	2 - 4	4 - 5.99
T-30	5.965	3.97	3.66	6.15	0 - 2	2 - 4	4 - 5.965

4.8. Contenido de humedad

En la siguiente tabla 23 se muestra un resumen de análisis estadístico de los resultados del contenido de humedad de las diferentes probetas que fueron extraídas de la parte más cercana a la falla por cada ensayo físico-mecánico.

Tabla 23: Resultados del Contenido de Humedad

Ensayo	Promedio (%)	Desviación estándar	Coefficiente de variación (%)
Compresión paralela a las fibras	14.67	2.17	14.81
Corte paralela a las fibras	15.89	1.64	10.34
Tensión paralela a las fibras	14.97	6.35	42.39

El contenido de humedad en promedio es 15.18 %, por ello los valores de la norma E.100 como de la NSR 10 son multiplicados por los coeficientes de modificación de contenido de humedad de la Norma colombiana sismorresistente.

4.9. Densidad

El resultado de la densidad básica promedio en la compresión paralela de Duarte y Takeuchi (2012) es de 0.58 g/cm³ teniendo un exceso de 5.17% con el resultado encontrado. Teniendo como referencia de con la investigación de Duarte y Takeuchi (2012) la densidad encontrada en el ensayo de corte y tensión tiene un exceso de diferencia de 8.62% y 1.72%. Esto evidencia

que como resultado promedio de la densidad para el bambú es de 0.61 g/cm^3 con esta mínima diferencia encontrada entre cada ensayo y con otro resultado de investigación.

Tabla 24: Resultados de Densidad

Ensayo	Promedio (g/cm^3)	Desviación estándar	Coefficiente de variación (%)
Compresión paralela a las fibras	0.61	0.08	12.42
Corte paralela a las fibras	0.63	0.07	10.95
Tensión paralela a las fibras	0.59	0.11	18.23

4.10. Peso específico

La diferencia por déficit del peso específico del ensayo de compresión y tensión es de 3.38% y 6.44% con respecto a mayor valor que es del ensayo de corte. Entonces el peso específico promedio hallado es de 6 kN/m^3 .

Tabla 25: Resultados de Peso específico

Ensayo	Promedio (kN/m^3)	Desviación estándar	Coefficiente de variación (%)
Compresión paralela a las fibras	6.00	0.75	12.42
Corte paralela a las fibras	6.21	0.68	10.95
Tensión paralela a las fibras	5.81	1.06	18.23

4.11. Compresión paralela a la fibra

Después de realizar los análisis estadísticos para el conjunto de 24 probetas se obtuvo la siguiente tabla 26.

Se encontró que el esfuerzo de falla promedio de la parte inferior (36.46 MPa) disminuye en la parte media (32.47 MPa) y aumenta en la parte superior (35.40 MPa). La disminución en el primer tramo se producto del aumento del contenido de humedad y en el segundo tramo el incremento de la resistencia es producto de la junta de las fibras. Los valores de esfuerzo de falla promedio que tienen poca diferencia por déficit son con las investigaciones de López y Silva (2000), Clever (2010), de 8.39% y 9.15% respectivamente y la mínima diferencia,

pero por exceso es con la investigación de Huarcaya (2010) y Pardavé (2010) de 8.42% y 6.36% respectivamente. Teniendo la diferencia más corta con la investigación de Pardavé (2010) con un valor de 6.36%. En otras investigaciones la diferencia por déficit se encuentra Martín y Mateus (1981) con 38.92%, Durán Uribe (2002) con 19.38%, Takeuchi y González (2007) con 28.02% y Vargas y Cerna (2016) con 19.84%. Por exceso se encuentra la investigación de Henao y Rodríguez (2015) con 32.64%. Por último, los valores encontrados con nudo son menores que los que no tienen nudo.

Tabla 26: Resultados del Ensayo de Compresión paralela a las fibras

	Nombre de la probeta	Esfuerzo de falla (kg/cm ²)	Esfuerzo de falla (Mpa)
Sin nudo	Inferior	P-C-24-I-24	440.36
		P-C-24-I-18	361.16
		P-C-24-I-20	374.19
		P-C-24-I-16	324.21
	Medio	P-C-24-I-26	313.30
		P-C-24-M-18	332.97
		P-C-24-M-16	324.44
	Superior	P-C-24-M-26	328.43
		P-C-24-S-15	344.98
		P-C-24-S-20	458.85
		P-C-24-S-16	302.47
		P-C-24-S-26	426.16
Con nudo	Inferior	P-C-24-I-26	354.02
		P-C-24-I-16	354.40
		P-C-24-I-18	324.04
	Medio	P-C-24-I-24	500.61
		P-C-24-M-18	313.28
		P-C-24-M-16	326.98
	Superior	P-C-24-M-26	360.64
		P-C-24-S-16	363.86
		P-C-24-S-15	311.38
		P-C-24-S-26	365.15
	P-C-24-S-18	285.82	
	P-C-24-S-20	389.83	
	Promedio	357.56	35.07
	Desviación Estándar	52.69	5.17
	Coefficiente de variación	14.74	14.74
	Quinto Percentil	289.98	28.44

4.12. Corte paralela a la fibra

Después de realizar los análisis estadísticos para el conjunto de 24 probetas se obtuvo la siguiente tabla 27.

Se encontró que el esfuerzo promedio de la parte inferior (6.61 MPa) disminuye en la parte media (5.58 MPa) y aumenta en la parte superior (6.41 MPa). La disminución en el primer tramo se producto del aumento del contenido de humedad y en el segundo tramo el incremento de la resistencia es producto de la junta de las fibras.

Los valores de esfuerzo de falla promedio que tienen poca diferencia por déficit son con las investigaciones de Pantoja y Acuña (2005) y López y Cheatle (2002) de 2.04% y 0.19% respectivamente y la mínima diferencia, pero por exceso es con la investigación de Clever (2010) de 6.98%. Teniendo la diferencia más corta la de López y Cheatle (2002) con un valor de 0.19%. En otras investigaciones la diferencia por déficit se encuentra Díaz y González (1992) con 11.41%, Castrillón y Malaver (2004) con 12.54%, Rivera (2008) con 19.04% y Huarcaya (2010) con 10.25%. Por exceso se encuentra la investigación de Ciro, Osorio y Vélez (2005) con 23.11%, ICONTEC (2007) con 15.25%, Ardilla (2013) con 53.40%, Martínez (2002) con 45.90%, Pardavé (2010) con 30.86%, Vargas y Cerna (2016) con 14.67 y Janssen (2002) con 52.38%. Por último, los valores encontrados con probetas con nudo son menores con respecto a los que no tienen nudo.

Tabla 27: Resultados del Ensayo de Corte paralela a las fibras

	Nombre de la probeta	Esfuerzo de falla (kg/cm ²)	Esfuerzo de falla (MPa)
Sin nudo	Inferior	P-V-24-I-18	59.71
		P-V-24-I-24	89.63
		P-V-24-I-16	56.24
	Medio	P-V-24-M-26	31.21
		P-V-24-M-20	63.91
		P-V-24-M-18	61.91
	Superior	P-V-24-M-16	54.17
		P-V-24-S-20	101.05
		P-V-24-S-16	53.59

		P-V-24-S-15	58.89	5.78
		P-V-24-S-18	47.35	4.64
		P-V-24-S-26	65.19	6.39
		P-V-24-I-20	65.29	6.40
		P-V-24-I-24	88.17	8.65
	Inferior	P-V-24-I-26	61.78	6.06
		P-V-24-I-16	62.56	6.14
		P-V-24-I-18	56.15	5.51
Con nudo	Medio	P-V-24-M-16	44.42	4.36
		P-V-24-M-26	73.28	7.19
		P-V-24-M-18	69.21	6.79
	Superior	P-V-24-S-18	63.21	6.20
		P-V-24-S-15	87.65	8.60
		P-V-24-S-16	57.80	5.67
		P-V-24-S-26	53.99	5.29
	Promedio		63.60	6.24
	Desviación Estándar		15.52	1.52
	Coefficiente de variación		24.41	24.41
	Quinto Percentil		34.51	3.38

4.13. Tensión paralela a la fibra

Después de realizar los análisis estadísticos para el conjunto de 24 probetas se obtuvo la siguiente tabla 28.

Se encontró que el esfuerzo promedio de la parte inferior (106.86 MPa) aumenta en la parte media (111.75 MPa) y disminuye en la parte superior (98.43 MPa). La disminución en el primer tramo se produce del aumento del contenido de humedad y en el segundo tramo el incremento de la resistencia es producto de la junta de las fibras.

Los valores de esfuerzo de falla promedio que tienen poca diferencia por déficit son con las investigaciones de Echeverri (2007) y Rivera (2008) de 2.02% y 9.8% respectivamente y la mínima diferencia, pero por exceso es con la investigación de Huarcaya (2010) de 1.52% y Clever (2010) con 7.63%. Teniendo la diferencia más corta la de Huarcaya (2010) con un valor de 1.52%. En otras investigaciones la diferencia por déficit se encuentra Janssen (2002) con 21.89% y Ciro, Osorio y Vélez (2005) con 39.22%. Por exceso se encuentra la investigación de ICONTEC (2007) con 89.4%, Pardavé (2010) con 35.74%, Vargas y Cerna

(2016) con 22.8%, Martínez (2002) con 235.01%, López y Cheatle (2002) con 116.66% y Castrillón y Malaver (2004) con 26.17.

Tabla 28: Resultados del Ensayo de Tensión paralela a las fibras

	Nombre de la probeta	Esfuerzo de falla (kg/cm ²)	Esfuerzo de falla (MPa)		
Con nudo	Inferior	P-T-24-I-16	939.72	92.16	
		P-T-24-I-24	865.47	84.87	
		P-T-24-I-20	1231.10	120.73	
		P-T-24-I-26	718.84	70.49	
		P-T-24-I-22	1225.24	120.16	
		P-T-24-I-18	1175.90	115.32	
		P-T-24-I-15	1069.90	104.92	
		P-T-24-I-19	846.18	82.98	
		P-T-24-I-21	1734.43	170.09	
		Medio	P-T-24-M-21	1373.95	134.74
			P-T-24-M-19	1472.05	144.36
			P-T-24-M-20	1250.84	122.67
			P-T-24-M-16	724.90	71.09
			P-T-24-M-18	1167.22	114.47
			P-T-24-M-26	849.59	83.32
			P-T-24-M-15	1138.13	111.61
		Superior	P-T-24-S-26	772.32	75.74
			P-T-24-S-20	1103.19	108.19
			P-T-24-S-21	1127.91	110.61
			P-T-24-S-22	756.06	74.14
			P-T-24-S-18	1138.63	111.66
		P-T-24-S-16	1034.79	101.48	
		P-T-24-S-15	989.36	97.02	
		P-T-24-S-19	1107.74	108.63	
	Promedio		1075.56	105.48	
	Desviación Estándar		247.44	24.27	
	Coefficiente de variación		23.01	23.01	
	Quinto Percentil		720.36	70.64	

4.14. Esfuerzo admisible

Una vez utilizado el coeficiente de modificación por contenido de humedad de 0.96 para un contenido de humedad de 15%. Se encontró que hay una diferencia por exceso en la

compresión paralela a las fibras de 19.21% con la NSR-10 y de 28.38% con la norma técnica Peruana E.100. En corte paralela a las fibras la diferencia por defecto es de 18.5% con la NSR-10 y de 2.2% con la norma técnica Peruana E.100. Por último, en tensión paralela a las fibras la diferencia por defecto es de 37.24% con la NSR-10 y de 29.4% con la norma técnica Peruana E.100. Entre las causas en la cual el valor hallado se diferencia de las normas se encuentra se encuentra la manera en que los laboratorios realizaron los ensayos, la procedencia de los culmos de la misma especie y la anatomía de los troncos de bambú como están conformados las fibras. Esto es importante por el hecho de que el bambú es un material vegetal en lo que se refiere tiene una estructura diferente en cada lugar que se trae.

Tabla 29: Resultados de Esfuerzos Admisibles con un contenido de humedad de 15%

Ensayo	Valor característico (f_{kT})	Esfuerzo admisible (F_T)
	(MPa)	(MPa) C.H=15%
Compresión paralela a las fibras	26.13	14.52
Corte paralela a las fibras	2.93	0.89
Tensión paralela a las fibras	61.69	10.28

Tabla 30: Resultados de Esfuerzos Admisibles con un contenido de humedad de 15%

Norma	Esfuerzos Admisibles (MPa) C.H =15%		
	Compresión paralela a las fibras	Corte paralela a las fibras	Tensión paralela a las fibras
Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10	12.18	1.092	16.38
Norma Técnica Peruana E.100	11.31	0.91	14.56
Sánchez Verde y Alfonso Cerna	14.52	0.89	10.28

4.15. Módulo de elasticidad de compresión paralela a las fibras

En la tabla 31 se obtuvieron los módulos de elasticidad con un contenido de humedad de 15% obteniéndose como valor promedio de 2547.87 MPa, un percentil 5 de 955.83 MPa y un valor mínimo de 761.81 MPa. Tomando en consideración el contenido de humedad de 15% los valores de las investigaciones y normativa se multiplico por el coeficiente de modificación por contenido de humedad de 0.96. Con respecto al valor

promedio es un valor de 72.06 % de diferencia del valor que brinda la NSR-10 y la E.100 RNE. Con respecto a las investigaciones de Takeuchi y González (2007), Ardilla (2013) se tiene la diferencia más alta de 85.14% y de 84.85% respectivamente con un contenido de humedad de 15%. En otras investigaciones la diferencia es de 78.90% con Ghavami y Marinho (2005), 70.78% con Lozano Peña (2010), 77.84% con Capera y Erazo (2012), 70.77% con Luna et al. (2014), 79.12% con Moromi Nakata también multiplicándolo por el coeficiente de modificación. En promedio la diferencia con estas investigaciones el promedio de la diferencia es de 75.48% y la diferencia más cercana es con la investigación de Vargas y Cerna (2016) con un valor de 54.27%. La manifestación de esta diferencia es por el factor del uso de un deformímetro mecánico que tiene que ir acompañado de un deformímetro electrónico como también de la forma de lectura que fue manual. Se obtiene que la diferencia entre la parte con nudo y sin nudo es de 18,25% siendo la parte con nudo la de mayor valor. También en la parte inferior es la que tiene un mayor módulo de elasticidad promedio de 2879.2 MPa y la menor en la parte superior 2340.64 MPa.

La parte inferior tiene un valor mayor por la mayor concentración de fibras a diferencia que en la parte superior que tiene una menor sección, sin embargo la diferencia es de 18.7% esta proximidad es por la cohesión más firmes de las fibras en la parte superior que en la inferior.

Tabla 31: Resultados del Módulo de elasticidad de compresión paralela a las fibras

	Nombre de la probeta	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad (MPa)
Sin nudo	P-C-24-I-24	28314	2776.67
	P-C-24-I-18	21618	2120.01
	Inferior P-C-24-I-20	35802	3510.99
	P-C-24-I-16	21627	2120.90
	P-C-24-I-26	24259	2379.01
	P-C-24-M-18	26338	2582.89
	Medio P-C-24-M-16	18475	1811.79
	P-C-24-M-26	37666	3693.79
	P-C-24-S-15	25525	2503.16
	Superior P-C-24-S-20	25589	2509.44
	P-C-24-S-16	15682	1537.89
	P-C-24-S-26	7768.3	761.81
Con nudo Inferior	P-C-24-I-26	34139	3347.91

	P-C-24-I-16	33733	3308.09
	P-C-24-I-18	26765	2624.76
	P-C-24-I-24	37978	3724.39
	P-C-24-M-18	25044	2455.99
Medio	P-C-24-M-16	28136	2759.21
	P-C-24-M-26	27051	2652.81
	P-C-24-S-16	44963	4409.39
	P-C-24-S-15	30644	3005.17
Superior	P-C-24-S-26	24818	2433.83
	P-C-24-S-18	20971	2056.56
	P-C-24-S-20	18850	1848.56
	Mínimo	7768.30	761.81
	Promedio	25980.94	2547.87
	Desviación Estándar	8762.88	859.35
	Coefficiente de variación	33.73	33.73
	Quinto Percentil	9746.73	955.83

4.16. Módulo de elasticidad de tensión paralela a las fibras

En la tabla 32 se obtuvieron los módulos de elasticidad con un contenido de humedad de 15% obteniéndose como valor promedio de 1442.51 MPa, un percentil 5 de 555.32 MPa y un valor mínimo de 479.34 MPa. Tomando en consideración el contenido de humedad de 15% los valores de las investigaciones y normativa se multiplico por el coeficiente de modificación por contenido de humedad de 0.96. Con respecto al valor promedio es un valor de 84.18 % de diferencia del valor que brinda la NSR-10 y la E.100 RNE. Con respecto a la investigación de Ardilla (2013) y Luna et al. (2014) se tiene la diferencia de 90.19% y de 77.02% respectivamente con un contenido de humedad de 15%. En otras investigaciones la diferencia por exceso es de 41.77% con Vargas y Cerna (2016), 59.79% con Moromi Nakata también multiplicándolo por el coeficiente de modificación. La diferencia más cercana por exceso es con la investigación de Vargas y Cerna (2016) con un valor de 41.77%. La manifestación de esta diferencia es por el factor del uso de un deformímetro mecánico que tiene que ir acompañado de un deformímetro electrónico como también de la forma de lectura que fue manual, también la forma de agarre durante el ensayo.

Se tiene los siguientes valores para la parte inferior, media y superior 1388.67 MPa, 1501.41MPa y 1571.96MPa respectivamente. La parte inferior a tener un mayor diámetro y espesor tienen sus fibras más separadas que en la parte media y superior es por eso la

diferencia de valores. Es muy notorio en la poca diferencia de 4.49% entre la parte media con la superior y una diferencia de 11.66% entre la parte superior con la inferior eso indica que mientras las fibras se van compactando por la disminución del diámetro externo aumenta el módulo de elasticidad de tensión paralela a las fibras.

Tabla 32: Resultados del Módulo de elasticidad de tensión paralela a las fibras

	Nombre de la probeta	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad (MPa)
	P-T-24-I-16	17828	1748.34
	P-T-24-I-24	19565	1918.68
	P-T-24-I-20	22801	2236.03
	P-T-24-I-26	4887.9	479.34
Inferior	P-T-24-I-22	16140	1582.80
	P-T-24-I-18	9124.6	894.82
	P-T-24-I-15	7986.9	783.25
	P-T-24-I-19	12974	1272.32
	P-T-24-I-21	16136	1582.41
	P-T-24-M-21	13952	1368.23
	P-T-24-M-19	14654	1437.07
Con nudo	P-T-24-M-20	25249	2476.09
Medio	P-T-24-M-16	16289	1597.41
	P-T-24-M-18	13280	1302.33
	P-T-24-M-26	12222	1198.57
	P-T-24-M-15	11524	1130.12
	P-T-24-S-26	10998	1078.54
	P-T-24-S-20	24161	2369.40
	P-T-24-S-21	18612	1825.22
Superior	P-T-24-S-22	8905.2	873.31
	P-T-24-S-18	11460	1123.85
	P-T-24-S-16	12826	1257.81
	P-T-24-S-15	14680	1439.62
	P-T-24-S-19	26593	2607.90
	Mínimo	4887.90	479.34
	Promedio	14709.46	1442.51
	Desviación Estándar	5827.59	571.49
	Coefficiente de variación	39.62	39.62
	Quinto Percentil	5662.65	555.32

Una vez utilizado el coeficiente de modificación por contenido de humedad de 0.96 para un contenido de humedad de 15%. Se encontró que hay una diferencia por déficit en módulo de elasticidad promedio de la compresión paralela a las fibras de 72.06% con la NSR-10 y con la norma técnica Peruana E.100. En la diferencia por defecto del percentil 5 es de 86.72% con la NSR-10 Por último, en la diferencia por defecto del valor mínimo del módulo de elasticidad es de 80.16% con la NSR-10 y de 89.13% con la norma técnica Peruana E.100.

Se tiene como resultado una diferencia por déficit en módulo de elasticidad promedio de la tensión paralela a las fibras de 84.18% con la NSR-10 y con la norma técnica Peruana E.100. En la diferencia por defecto del percentil 5 es de 92.3% con la NSR-10 Por último, en la diferencia por defecto del valor mínimo del módulo de elasticidad es de 87.52% con la NSR-10 y de 93.16% con la norma técnica Peruana E.100.

Entre las causas en la cual el valor hallado se diferencia de las normas se encuentra se encuentra la manera en que los laboratorios realizaron los ensayos, la procedencia de los culmos de la misma especie, la geometría de la probeta de ensay, la fijación del agarre con la máquina de ensayo y la estructura vegetal de los troncos de bambú como están conformados las fibras.

Tabla 33: Resumen de los Módulo de elasticidad con contenido de humedad del 15% de las normas técnicas

Norma	Módulo de elasticidad (MPa) C.H=15%		
	Promedio	Percentil 5	Mínimo
Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10	9120	7200	3840
Norma Técnica Peruana E.100	9120	-	7008

Tabla 34: Resumen de los resultados del Módulo de elasticidad con contenido de humedad del 15%

Investigador	Módulo de elasticidad a compresión paralela a las fibras (MPa)			Módulo de elasticidad a tensión paralela a las fibras (MPa)		
	Percentil			Percentil		
	Promedio	5	Mínimo	Promedio	5	Mínimo
Sánchez Verde y Cerna	2547.87	955.83	761.81	1442.51	555.32	479.34

V. CONCLUSIONES

1.- Evaluando el modelo geotécnico del Ingeniero José Antonio Segovia Pacheco utilizando la tabla de referencia para encontrar la longitud de empotramiento por medio de los resultados del ensayo SPT y del modelo geotécnico de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C, se eligió un valor conservador de 3 m de longitud de empotramiento de diseño para la retención de 2m de suelo proveniente del modelo que utiliza el ensayo STP para determinar la longitud de empotramiento. Con esta longitud de empotramiento conservador incluye la longitud de diseño encontrada con el modelo de Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C que es de 2.112 m.

2.- Por medio los estudios geotécnicos del diagrama de momento, presión y el análisis de estabilidad con una profundidad de 3m se comprobó que el bambú de un diámetro de 4” satisface con el análisis de falla estructural, falla al volteo por falta de más profundidad y falla por deslizamiento profundo, además cumple con la sección mínima de 0.669 cm^2 . Por lo tanto, el bambú adquirido del almacén garantiza la seguridad y comportamiento como tablestaca para la construcción del invernadero subterráneo con un nivel de excavación final de 2m.

3.- El esfuerzo admisible a corte del bambú Guadua Angustifolia de la norma Técnica E.100 se puede usar con seguridad porque tiene una diferencia de 2.2% del hallado en laboratorio. Sin embargo, los valores de esfuerzo de falla promedio de compresión paralela a las fibras y tensión paralela a las fibras tienen un acercamiento de 8.42% y 6.36% en compresión con las investigaciones de Huarcaya (2010) y Pardavé (2010) respectivamente y en el caso de tensión de 1.52% con Huarcaya (2010). Con respecto con la norma técnica la variación de esfuerzos admisibles es de 28.38% por defecto en compresión paralela a las fibras y de 29.4% de exceso en tensión en paralela a las fibras, por lo que los valores de la norma E.100 tienen que ser revisados para una mejor estandarización

4.- La parte con las mejores propiedades físico-mecánicas en promedio es la parte inferior del culmo de bambú con valores de esfuerzo de falla de 36.46 MPa en compresión paralela a las fibras, 6.61 MPa en corte paralela a las fibras, una diferencia corta por defecto con respecto al mayor valor de 4.38% en tensión. Con respecto a módulo de elasticidad en compresión de 2879.2 MPa y una diferencia corta por defecto de 11.66% con el mayor valor del módulo de elasticidad en tensión paralela a las fibras. Es por ella que la dirección de la introducción de la tablestaca es desde la parte inferior a la superior.

5.- Las probetas provenientes de la zona superior del culmo de bambú número 20 son las que tienen mejor rendimiento en los ensayos, en la de compresión tiene una diferencia de 8.34% con respecto al máximo valor de esfuerzo de falla, en corte tiene el máximo valor y en tensión tiene una diferencia de 36.39% con respecto al máximo valor, además de contener un contenido de humedad de 12.45%. En cuanto al módulo de elasticidad de tensión paralela a las fibras tiene una diferencia de 9.15% con respecto al máximo y una diferencia de 43.09% con el máximo valor del módulo de elasticidad a compresión paralela a las fibras. La zona inferior del bambú número 24 tiene el mejor rendimiento después del número 20. Por ello, la mejor manera es escoger los culmos de bambú es que posean las características de la parte inferior del culmo número 24 y la parte superior del culmo número 20 que son: 7.75 cm de diámetro externo promedio y un espesor promedio de 0.81cm para la parte inferior, 5.10 cm de diámetro externo promedio y un espesor promedio de 0.41cm para la parte superior y un contenido de humedad de 12.45% o lo más cercano en todas las partes del bambú.

6.- Conforme a la interpretación de los gráficos de esfuerzo ultimo de deformación unitaria el bambú tiene un comportamiento de material frágil con una densidad de 610 Kg/m³ y un peso específico de 6 (kN/m³).

7.- Los parámetros físico mecánico de troncos de bambú son muy semejantes en función del diámetro externo y su espesor, pero difiere con el aumento de estas dos características.

VI. RECOMENDACIONES

1.- Cuando se realice los ensayos del bambú en laboratorio es preferible llevarlo una vez terminado el proceso de medir sus diámetros, espesor y altura.

2.- Para la realización del ensayo de clasificación de suelos es recomendable llevar de 3 a 4 kg de suelo para suelos finos y de 4 kg a más para suelos que presente arenas y con gravas.

3.- Al momento de comprar los culmos de bambú se recomienda dar un tiempo prudente para realizar una inspección rápida de los troncos de bambú para observar la existencia de fisuras, medición de los diámetros externos en la parte inferior y superior, además de medir los espesores con un pie de rey electrónico para no demorar en el proceso. De esta manera se hará una selección de los mejores culmos para usarlos en la construcción.

4.- Durante la ejecución del ensayo SPT tener siempre un control del cambio de estrato al momento de hacer la extracción del suelo con el barreno, además realizar una verificación constante de las profundidades en la que se realiza el golpeteo. Apuntar todas las medidas del instrumento de caña, su longitud, su diámetro y procedencia.

5.- Realizar los cortes de los límites del culmo y las probetas para compresión y corte con maquinaria para tener cortes limpios y para las probetas de tensión realizar las probetas de manera manual o máquina para un mejor cuidado del corte limpio. Después de corte de las probetas de bambú guardar todas las probetas en un lugar cerrado para evitar los daños producto de los insectos.

6.- Antes de delimitar las probetas para los ensayos, realizar un uso adecuado del espacio de cada parte del culmo de bambú para no generar grandes desperdicios del material.

7.- Considerar una interpretación de las propiedades físico mecánicas del bambú guadua angustifolia en función de su diámetro y espesor.

8.- Investigar la reducción de la profundidad de empotramiento de la tablestaca de bambú utilizando tablestacas ancladas.

VII. BIBLIOGRAFÍA

- ALTEZ BASALDÚA, A. G. (2016). *DETERIODO CAUSADO POR DOS HONGOS DE PUDRICIÓN EN LAS PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DEL COMPUESTO BAMBÚ-PLÁSTICO*. UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA.
- Añazo, M., & Rojas, S. (2015). CADENA DEL BAMBÚ EN PERÚ: ESLABONES, PROCESOS Y ACTORES. In A. Soria (Ed.), *Estudio de la cadena desde la producción al consumo del bambú (Guadua angustifolia) en Perú*. (1st ed., pp. 59–106). RED INTERNACIONAL DE BAMBÚ Y RATÁN (INBAR).
- Cerrón Oyague, T. (2014). CALIDAD Y DURABILIDAD DE LA EDIFICACIÓN CON BAMBÚ. In Servicio Nacional de Capacitación para la industria de la Construcción (SENCICO) (Ed.), *MANUAL DE CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS CON BAMBÚ* (1st ed., pp. 25–35). CARTOLAN EDITORES SRL.
- Ciro Velásquez, H. J., Osorio Saraz, J. A., & Vélez Restrepo, J. M. (2005). Determinación De La Resistencia Mecánica a Tensión Y Cizalladura De La Guadua Angustifolia Kunth. *Revista Facultad Nacional de Agronomía Medellín*, 58(1), 2709–2715.
- COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. (2010). TÍTULO G - ESTRUCTURAS DE MADERA Y ESTRUCTURAS DE GUADUA. In *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE* (p. G-103, G-133). Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Comité Técnico Permanente de Geotecnia. (1999a). Suelos. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos. *Norma Técnica Peruana 339.129*, 1(1), 3–27.
- Comité Técnico Permanente de Geotecnia. (1999b). Suelos. Métodos de ensayo para el análisis granulométrico. *Norma Técnica Peruana 339.128*, 1(1), 2–23.
- Das, B. M. (2006). Tablestacados. In R. Cabañas Chávez (Ed.), *Principios de ingeniería de cimentaciones* (5th ed., pp. 387–434). THOMSON LEARNING.

- Das, B. M. (2014). Estabilidad de taludes. In S. R. Cervantes Gonzales (Ed.), *Principios de ingeniería geotécnica* (4th ed., pp. 334–378). Cengage Learning.
- GONZÁLEZ B., H. Á., MONTOYA ARANGO, J. A., & BEDOYA SÁNCHEZ, J. R. (2007). RESULTADOS DEL ENSAYO A FLEXIÓN EN MUESTRAS DE BAMBÚ DE LA ESPECIE *Guadua angustifolia* Kunth. *Scientia Et Technica*, 1(35), 503–508.
- Henao Castañeda, E. de J., & Rodríguez, J. A. (2015). Cambios en las propiedades físico-mecánicas de culmos de *Guadua angustifolia* como indicadores del estado de madurez. *Recursos Naturales y Ambiente*, 61, 26–31.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). NTC 5525. (2007). Contenido de humedad. *Métodos de Ensayo Para Determinar Las Propiedades Físicas y Mecánicas de La Guadua Angustifolia Kunth*, 1, 7–8.
- Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (2011a). Introducción al problema de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. In NORIEGA (Ed.), *Mecánica de suelos. Tomo I* (5th ed., pp. 351–371). LIMUSA.
- Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (2011b). PRESIÓN DE TIERRAS SOBRE ELEMENTOS DE SOPORTE. In NORIEGA (Ed.), *Mecánica de suelos. Tomo II* (5th ed., pp. 117–253). LIMUSA.
- Lehmann, C. H. (1959). Ecuación de la circunferencia. In R. Garcia Diaz & M. Santalo Sors (Eds.), *Geometría analítica* (1st ed., pp. 99–132). Union Tipografica Editorial Hispano Americana (UTEHA).
- Mayavi Trejo, B. (n.d.). *Tablestaca*. Elementos de Retención (Muros y Tablestacas).
- Ministerio de vivienda construcción y saneamiento. (2012). Analisis y diseño estructural. *Norma Técnica Peruana E.100 Bámbo, 1*.
- MONGE FREILE, M. F. (2018). *EL BAMÚ (Guadua angustifolia spp.) COMO ALTERNATIVA DE CONDUCCIÓN PARA UN SISTEMA DE RIEGO POR MULTICOMPUERTAS*. UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA.
- Olivella, X. O., & Agalet de Saracíbar Bosch, C. (2010). Descripción del movimiento. In UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (Ed.), *Mecánica de medios continuos para ingenieros*. (2nd ed., pp. 1–24). EDUGRAF S.L.
- P.Beer, F., F.Mazurek, D., T.DeWolf, J., & E.Russell Johnston, J. (2013a). El concepto de esfuerzo. In P. E. Roig Vázquez (Ed.), *MECÁNICA DE MATERIALES* (Sexta, pp. 3–40). McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- P.Beer, F., F.Mazurek, D., T.DeWolf, J., & E.Russell Johnston, J. (2013b). Esfuerzo y

- deformación. Carga axial. In *MECÁNICA DE MATERIALES* (Sexta edic, pp. 41–112). McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Presidencia de Consejo de Ministros. (2020). Análisis de riegos. In *Plan Multisectorial ante Heladas y Frijaje* (1st ed., pp. 19–28).
- Profesores del Curso de Estadística General de la Facultad de Economía y Planificación (UNALM). (2016). Medidas Estadísticas. In Dpto. Académico de Estadística e Informática de la UNALM. (Ed.), *GUÍA DEL CURSO DE ESTADÍSTICA GENERAL* (1st ed., pp. 39–61). Dpto. Académico de Estadística e Informática de la UNALM.
- Rodriguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C. (1989). Empujes de tierras y estructuras de contención. In E. Torroja (Ed.), *CURSO APLICADO DE CIMENTACIONES* (Cuarta, pp. 213–234). GRAFICINCO.
- S.K, S. (1967). Stability Analysis of embankments and slopes. *Géotechnique*, 23(34), 423–433. <https://doi.org/10.1061/jsfeaq.0000984>
- Sapuyes, E., Osorio, J., Takeuchi, C., Duarte, M., & Erazo, W. (2018). Resistencia y elasticidad a la flexión de la guadua angustifolia Kunth de Pitalito, Huila. *Revista de Investigación*, 11(1), 97–111. <https://doi.org/10.29097/2011-639x.182>
- Segovia P., J. A. (2002). DISEÑO DE MUROS MILAN Y TABLESTACAS. In W. I. Paniagua Z. (Ed.), *Manual de Construcción geotecnica* (pp. 27–43). Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Segovia P., J. A., & Paniagua Zavala, W. I. (2002). Tablestacas. In W. I. Paniagua Zavala (Ed.), *Manual de Construcción geotecnica* (pp. 203–235). Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Serrano Cermeño, Z. (2005a). Generalidades. In *Construcción de invernderos* (3rd ed., pp. 41–64). Mundi-Prensa.
- Serrano Cermeño, Z. (2005b). INVERNADERO ENTERRADO. In *Construcción de invernderos* (3rd ed., pp. 467–480). Mundi-Prensa.
- Suarez, J. (2009). Estructuras enterradas. In Universidad Industrial de Santander (Ed.), *Deslizamientos, técnicas de remediación. VOL.2* (1st ed., pp. 242–243).
- Suárez Landeo, E. R. (2016). *EFFECTO DEL INTEMPERISMO ACELERADO EN LAS PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DE COMPUESTOS PLÁSTICO-BAMBÚ*. Universidad Nacional Agraria La Molina.
- Takeuchi Tam, C. P., & González, C. E. (2007). Resistencia a la compresión paralela a la fibra de la Guadua Angustifolia y determinación del módulo de elasticidad.

Ing.Univ.Bogotá (Colombia), 11(1), 89–103.

Timoshenko, S., & Goodier, J. N. (1975a). Introducción. In A. Fuentes Perez (Ed.), *TEORIA DE LA ELASTICIDAD* (2nd ed., pp. 21–31). Urmo S.A.

Timoshenko, S., & Goodier, J. N. (1975b). Tensiones planas y Deformaciones planas. In A. Fuentes Perez (Ed.), *TEORIA DE LA ELASTICIDAD* (2nd ed., pp. 32–50). Urmo S.A.

UNIVERSIDAD DE SASSARI. (2017). Comercialización. In R. J. Matos Churra (Ed.), *MANUAL TÉCNICO DEL BÁMBU (*Guadua angustifolia kunth*) PARA PRODUCTORES* (Primera, p. 81). Universidad de Sassari - Fundación AVSI.

Vargas Morales, A. (2017). *ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EMPLEANDO EL MÉTODO DE S.K.SARMA* *PhD.* (pp. 1–5). PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA.

VIII. ANEXOS

Anexo 1: Materiales utilizados

a) **Panel Fotográfico de materiales para la ejecución del ensayo STP**



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 98: (a) Caña partida, (b) Tubos extensores, (c) Barreno, (d) Polea, (e)Malacate.

b) Panel fotográfico materiales para la ejecución del ensayo granulométrico



Figura 99: (a) Caja de recolección de suelo, (b) Juego de tamiz según norma NTP 339.128, (c)Horno electrico, (d)Juego de tamices para arenas y finos según NTP 339.128, (e) Guantes de protección terminca, (f)Lavatorio, (g) Bandeja, (h) Escobilla para tímices, (i) Tazona pequeña de metal, (j) Balanza electronica de 0.01g de precisión, (k) Hoja de registro para los ensayos de granulometria y límites de Atterberg

c) Panel fotográfico de materiales para la ejecución del ensayo límites de atterberg



Figura 100: (a)Balanza electrónica de 0.01g de precisión, (b)Taza pequeña de porcelana y espátula, (c) Guantes de plástico, (d) Copa de Casagrande, (e) Ranurador metálico, (f) Piseta, (g)Placa de vidrio, (h) Mortero, (i) Horno eléctrico, (j) Recipiente de metal pequeño, (k) Tamiz N°40, (l) Hoja de registro para los ensayos de granulometría y límites de Atterberg

d) Panel fotográfico de materiales para la ejecución del ensayo Triaxial Consolidado No Drenado (CU)



Figura 101: (a)Máquina de compresión Triaxial, (b) Molde cilíndrico, (c)Anillos de seguridad de jebe, (d)Cámara de compresión triaxial, (e)Equipo para colocar la membrana en la probeta de suelo, (f) Membranas para probetas de 4" de diámetro, (g) Papel filtro, (h) Discos porosos, (i) Alicates, cuchillas y sierra de hoja, (j) Deformímetro, (k) Anillo de carga



(l)



(m)



(n)



(o)



(p)

Figura 102: (l)Compresora pequeña de presión negativa, (m)Compresora de aire, (n) Cámara de aire, (o) Medidor de presión de poros, (p) Bureta

Anexo 2: Resultado detallados de los ensayos físico – mecánicos del bambú

a) Contenido de Humedad

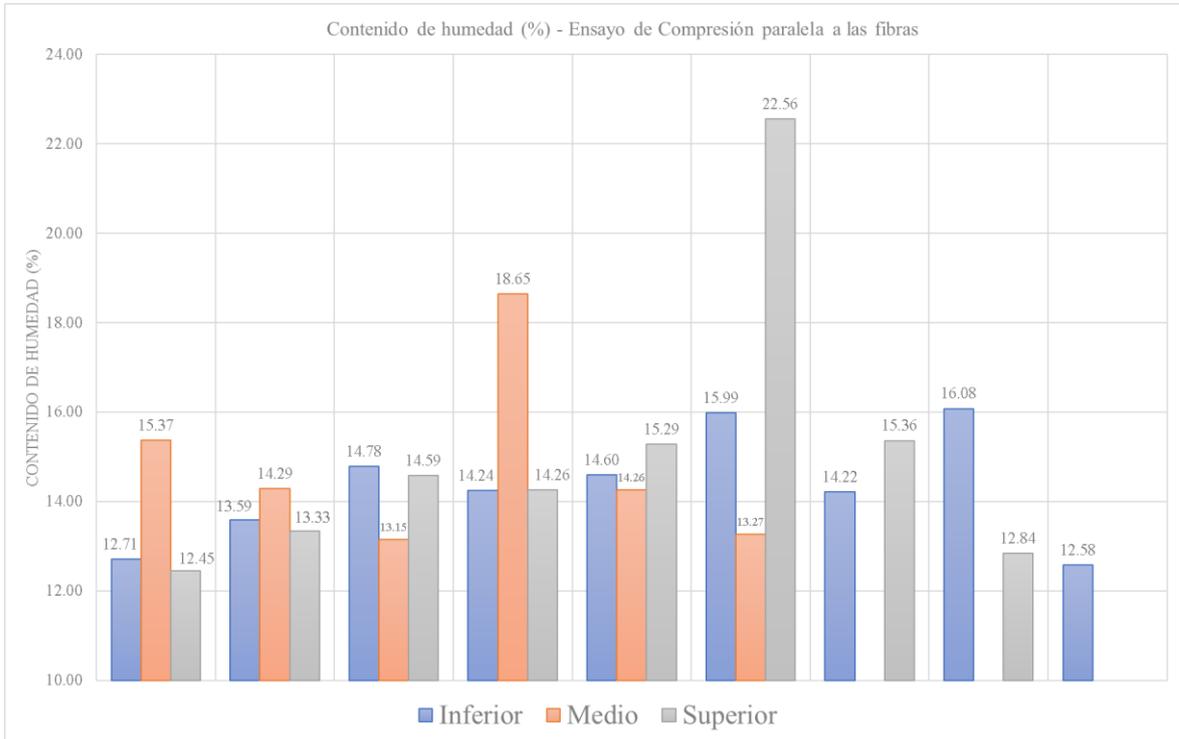


Figura 104: Con tenido de humedad (%) – Ensayo de compresión paralela a las fibras

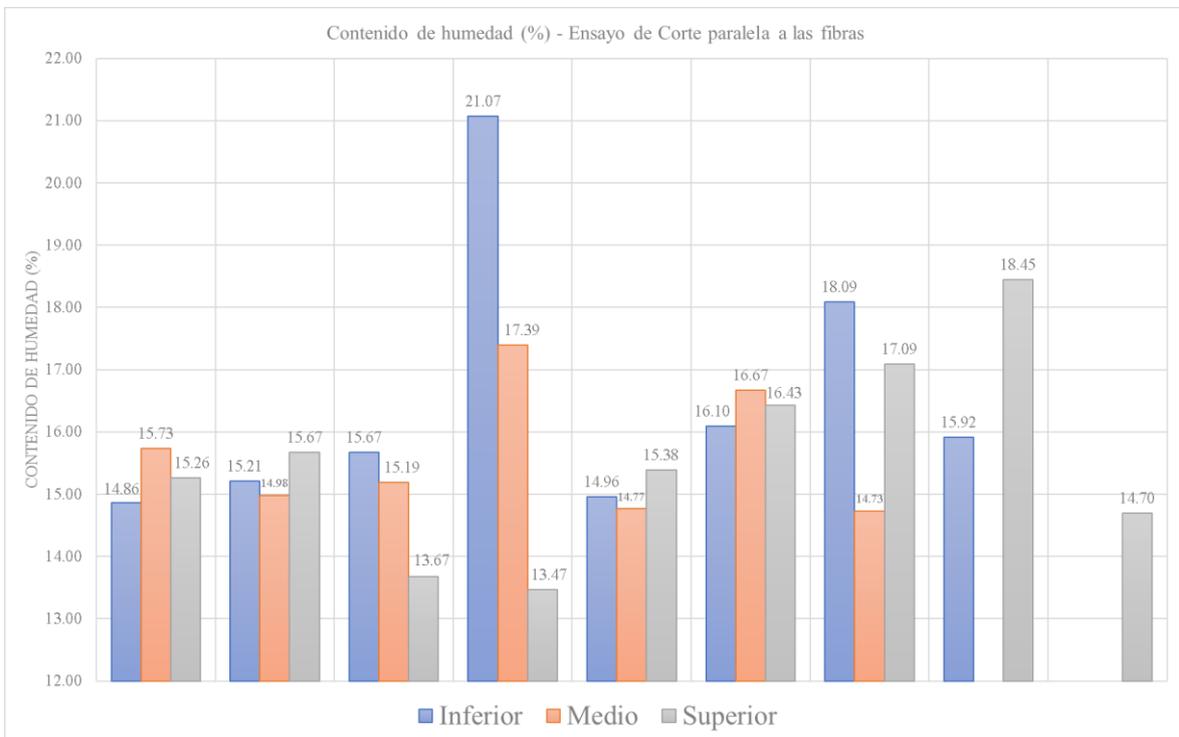


Figura 103: Contenido de humedad (%) – Ensayo de corte paralela a las fibras

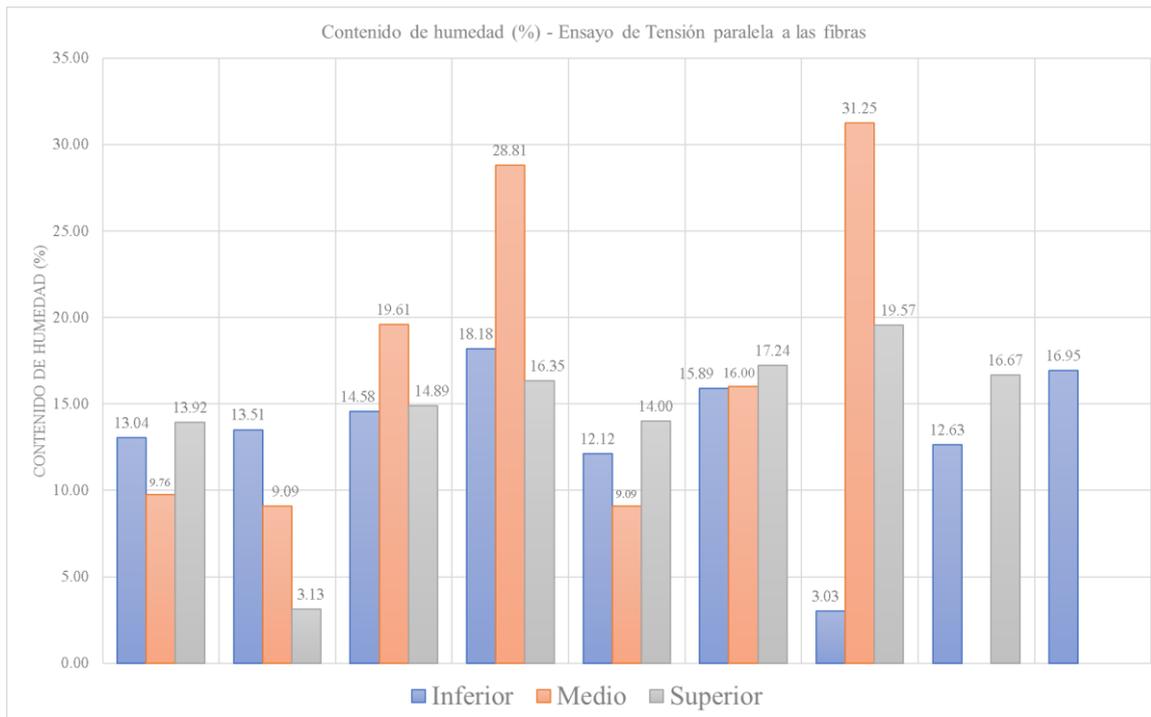


Figura 105: Contenido de humedad (%) – Ensayo de tensión paralela a las fibras

b) Gráficos de Esfuerzo – Deformación unitaria del ensayo de compresión a la fibra a las fibras – Sin Nudo

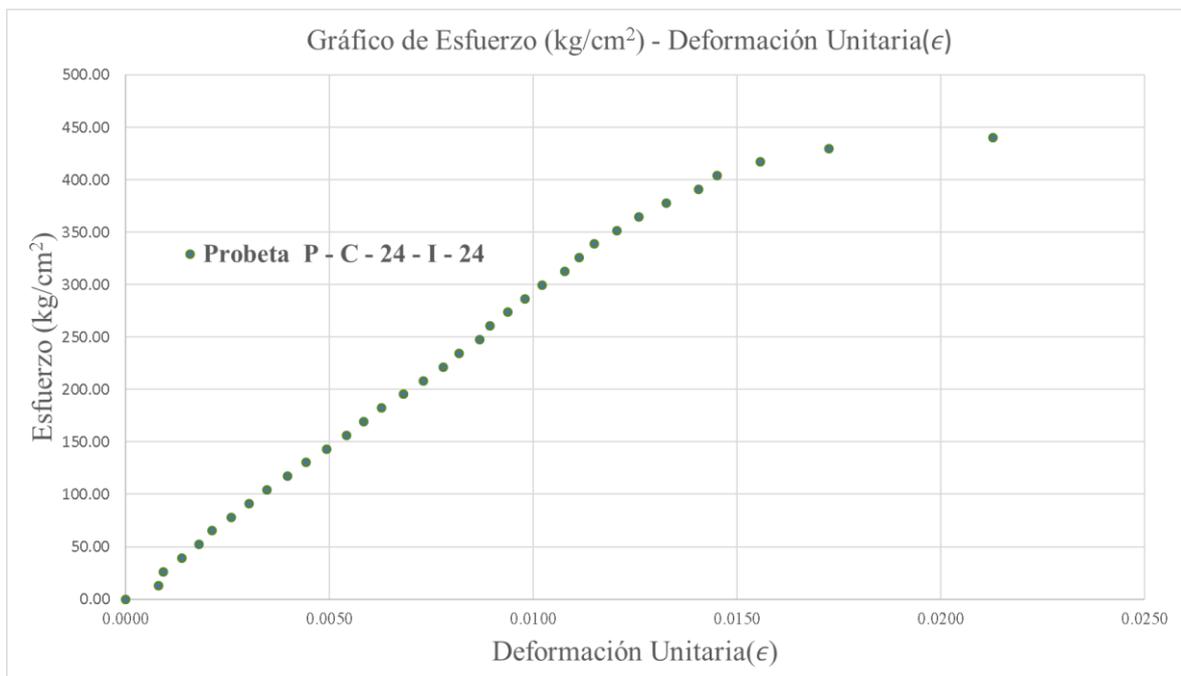


Figura 106: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 24 – sin nudo

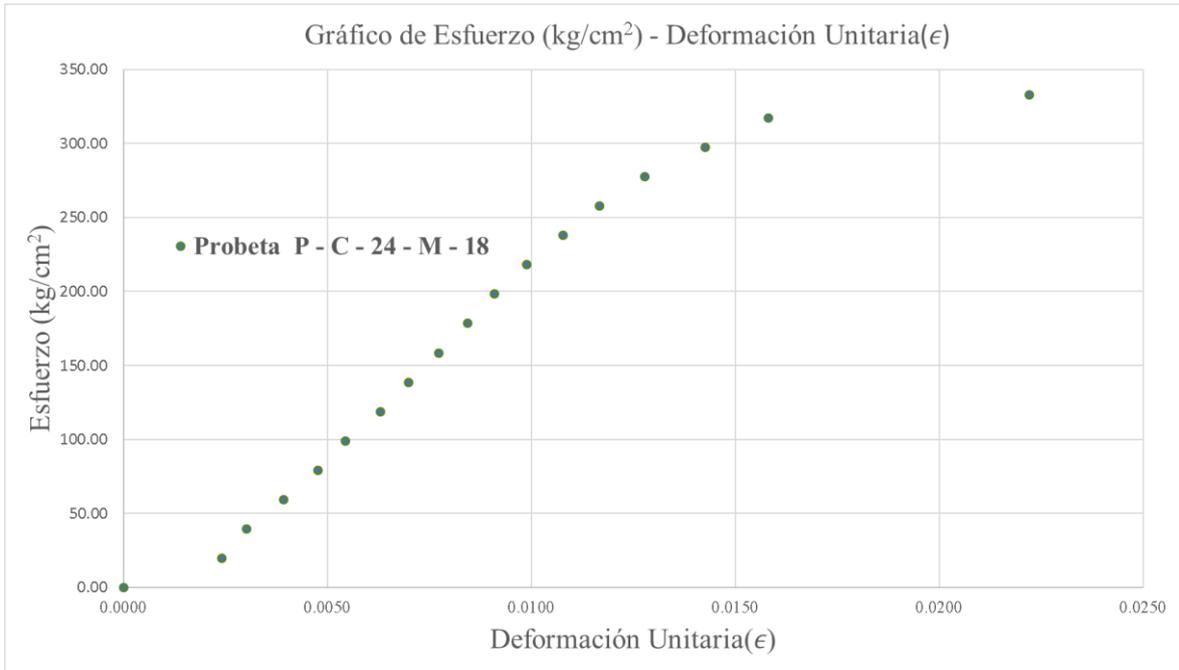


Figura 107: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M – 18 – sin nudo

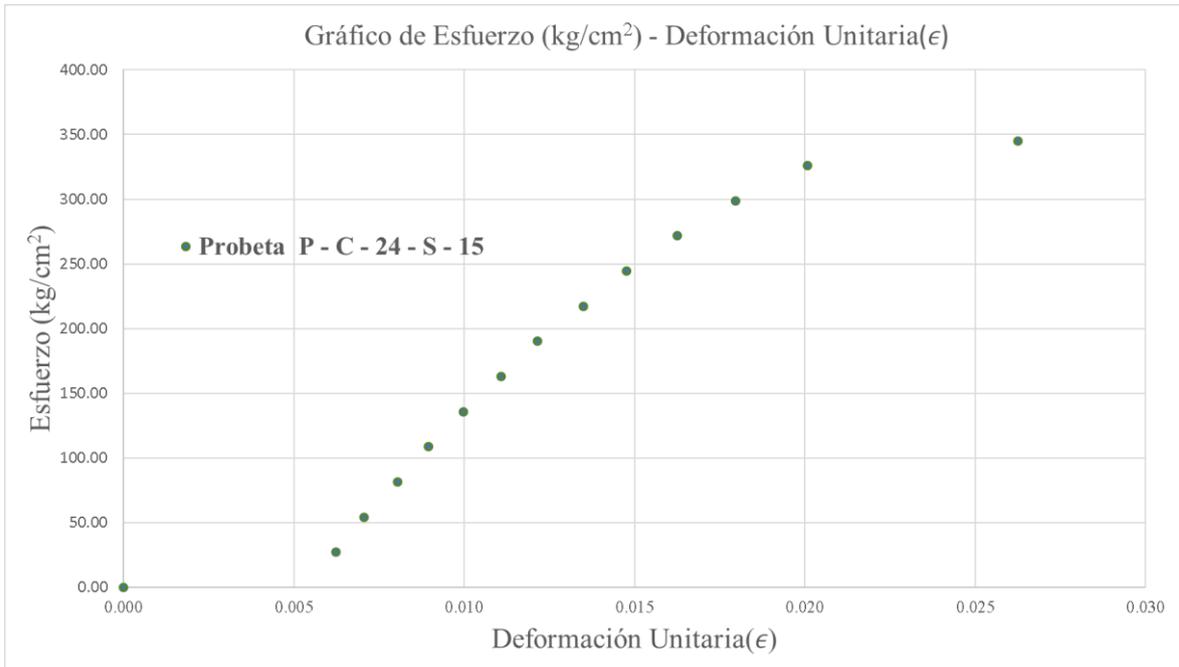


Figura 108: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 15 – sin nudo

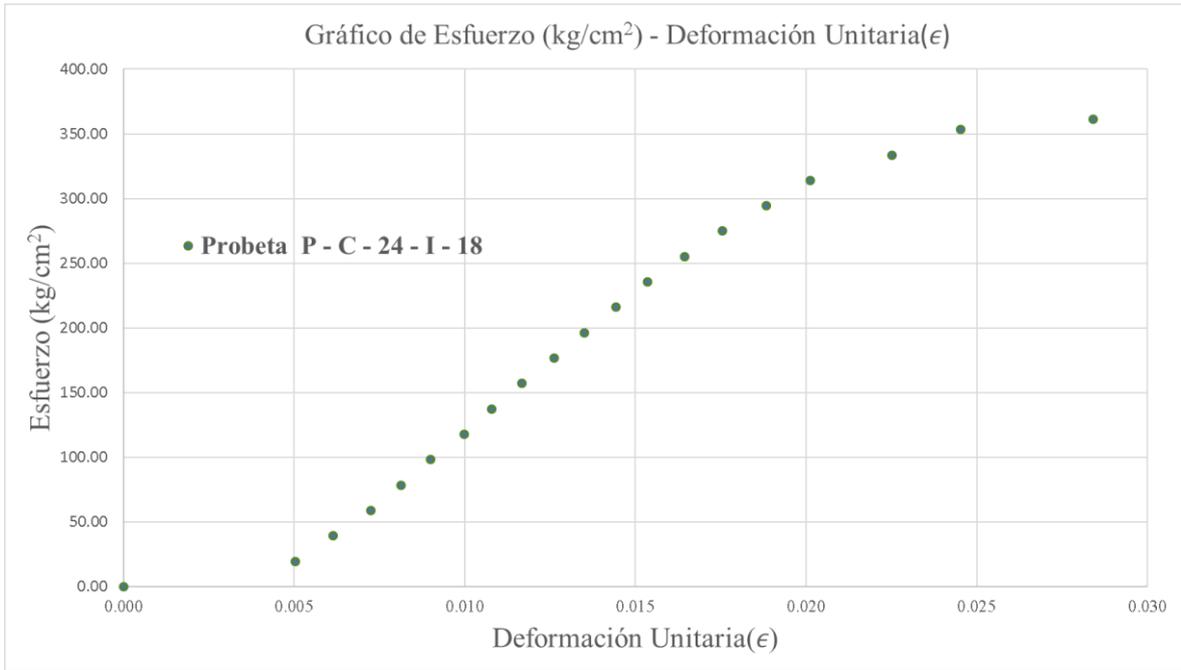


Figura 109: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 18 – sin nudo

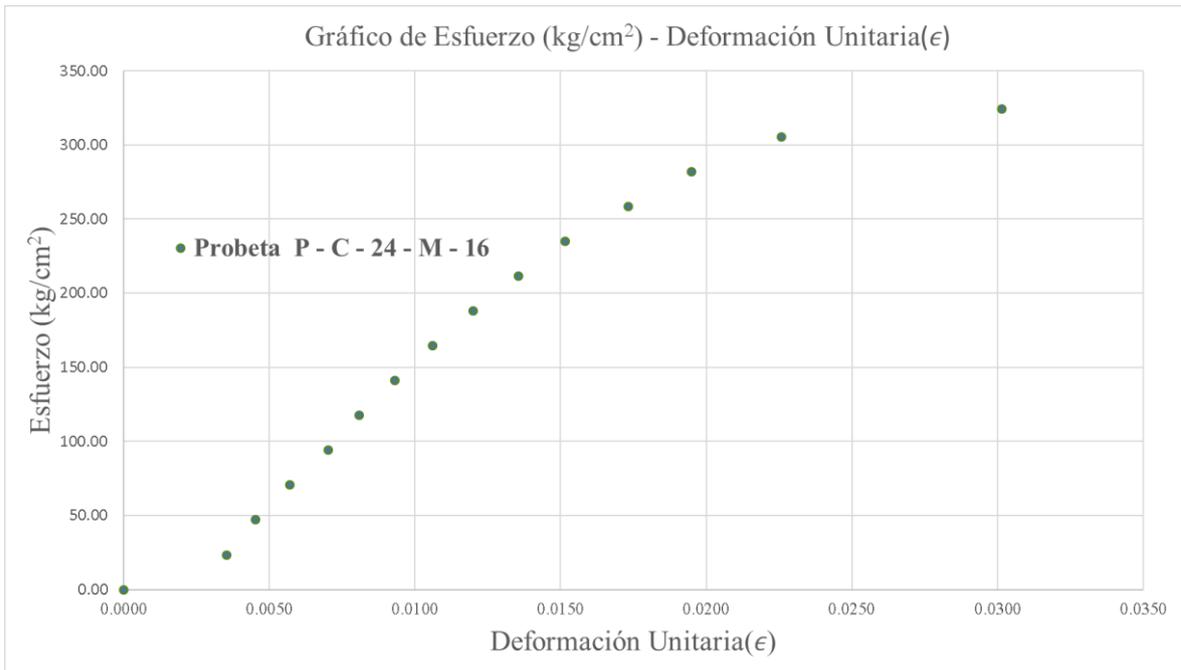


Figura 110: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M – 16 – sin nudo

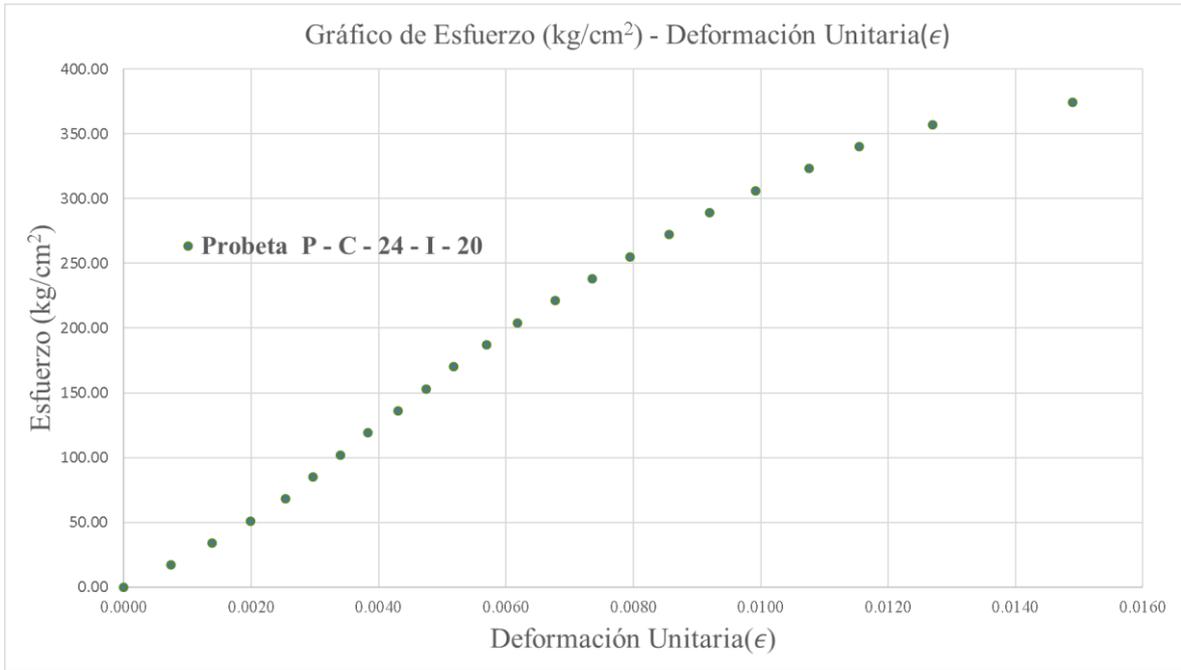


Figura 111: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 20 – sin nudo

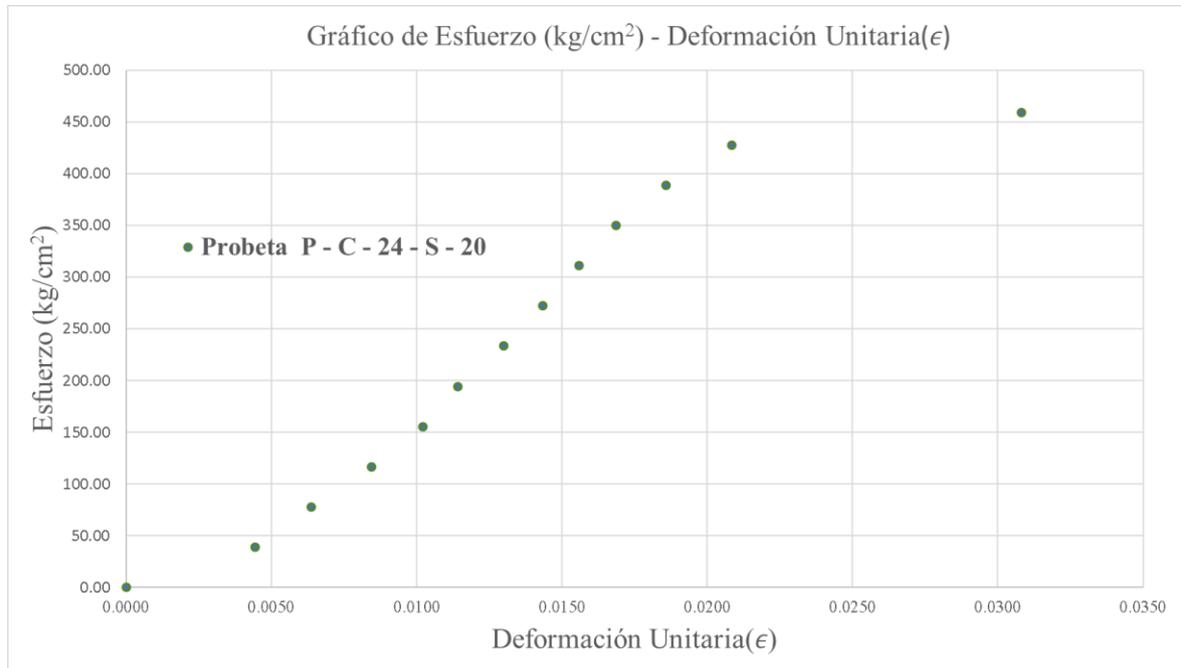


Figura 112: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 20 – sin nudo

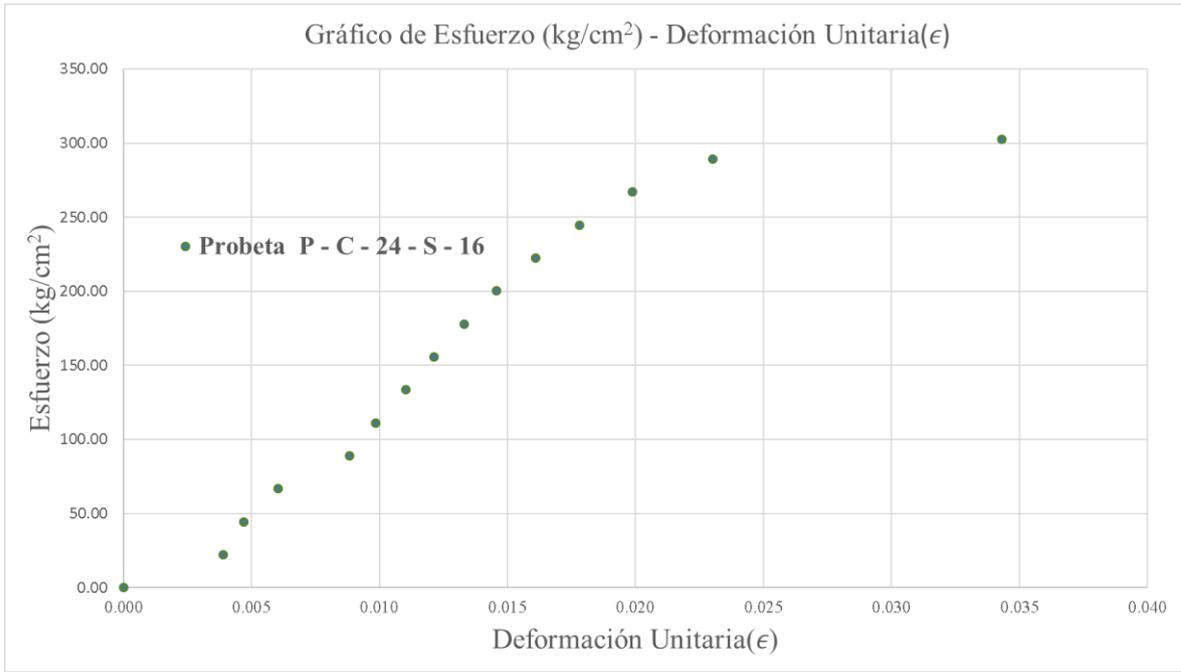


Figura 113: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 16 – sin nudo

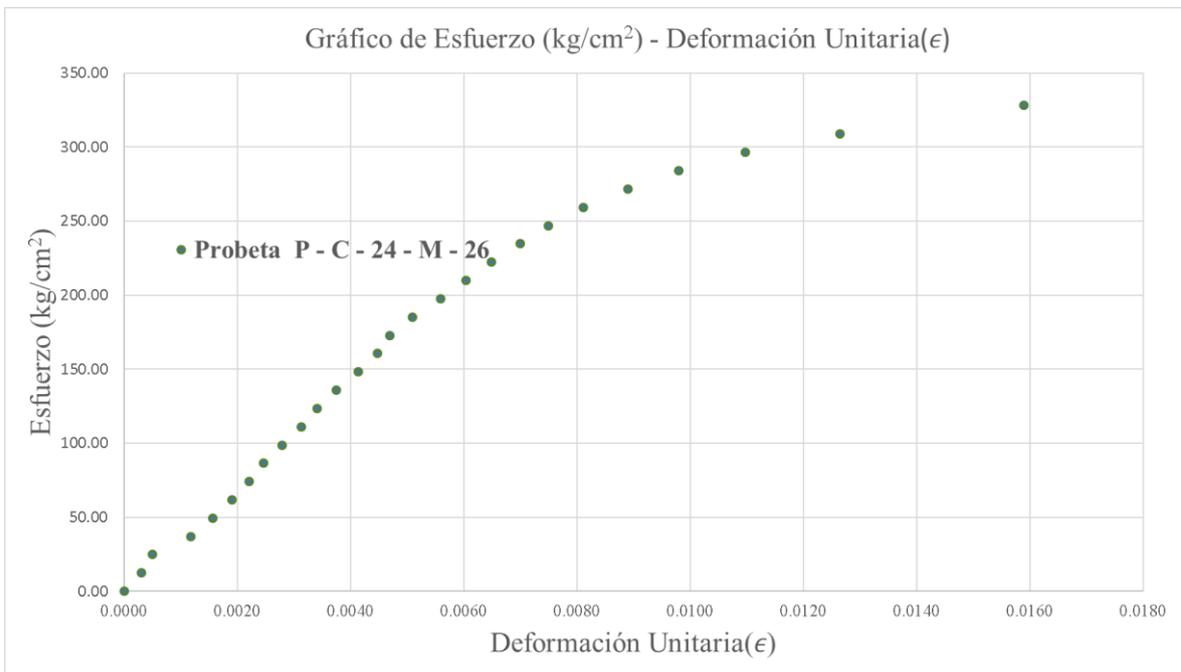


Figura 114: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M – 26 – sin nudo

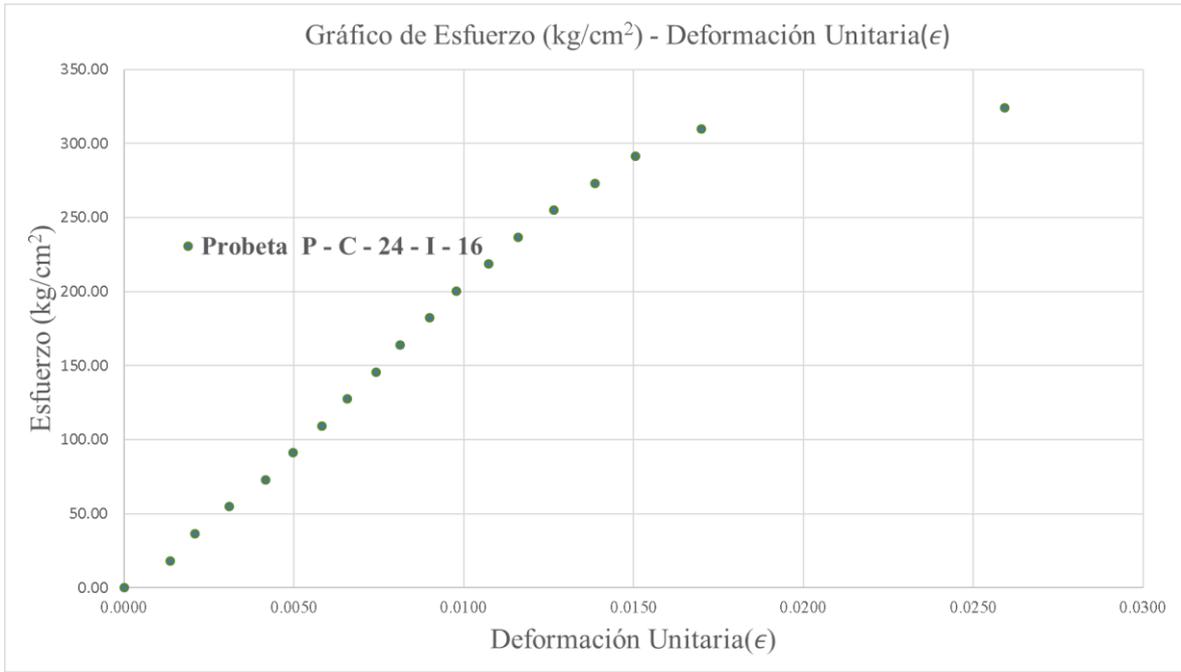


Figura 115: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 16 – sin nudo

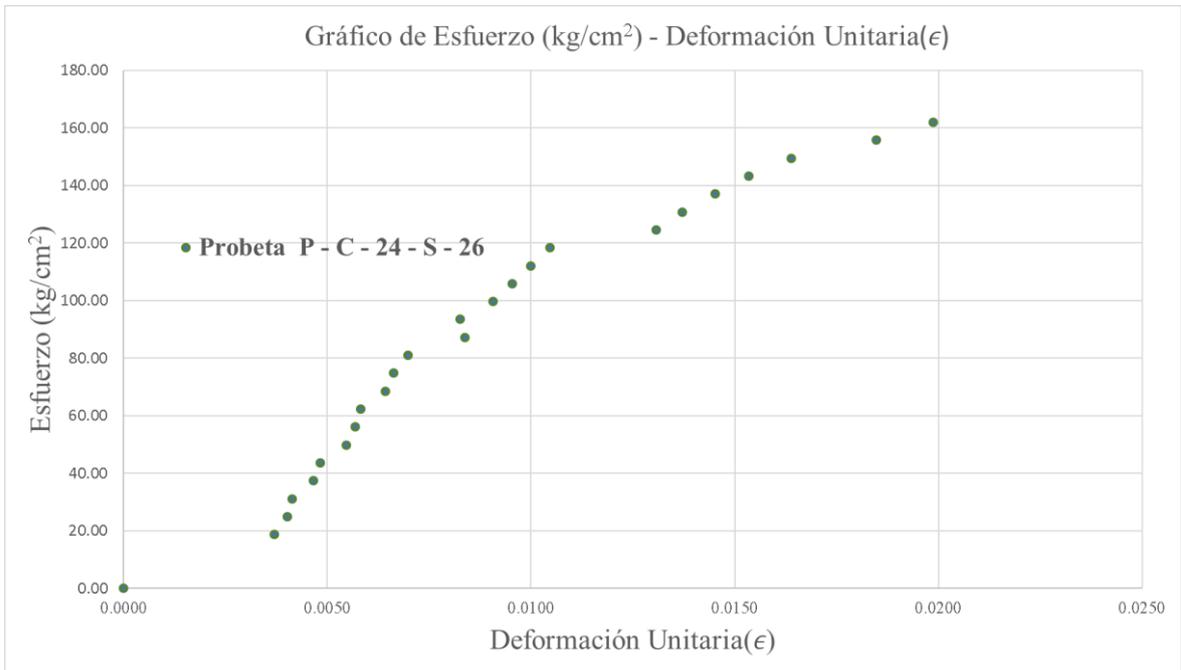


Figura 116: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 26 – sin nudo

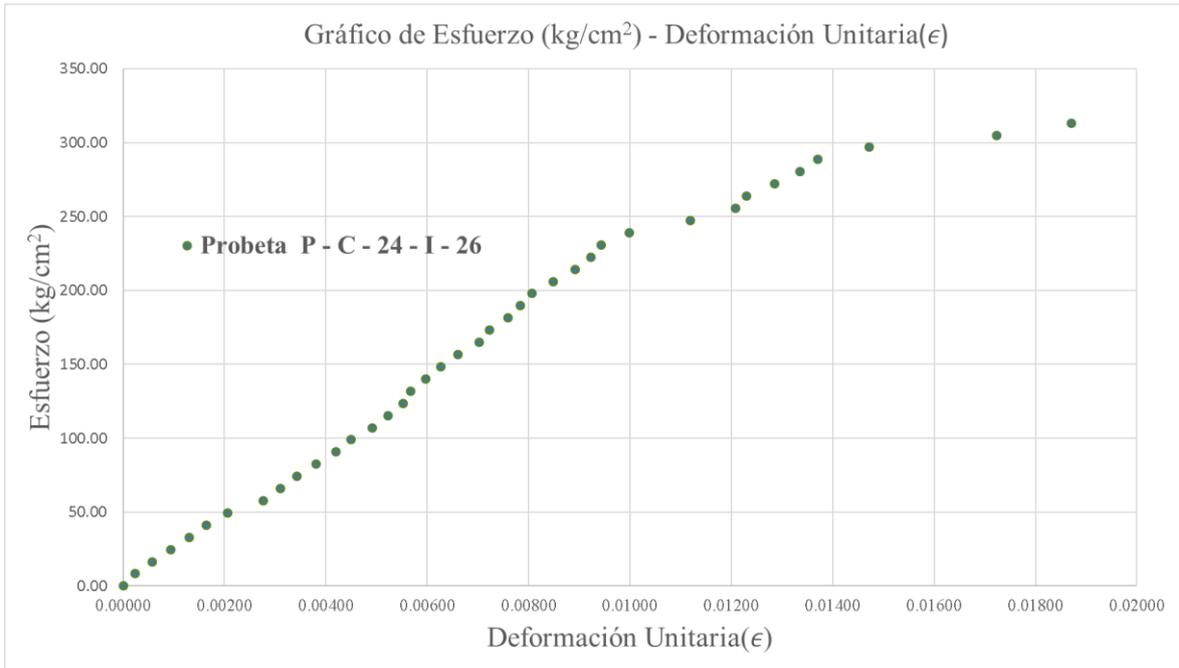


Figura 117: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 26 – sin nudo

c) Gráficos del Esfuerzo – Deformación unitaria del ensayo de compresión – Con Nudo

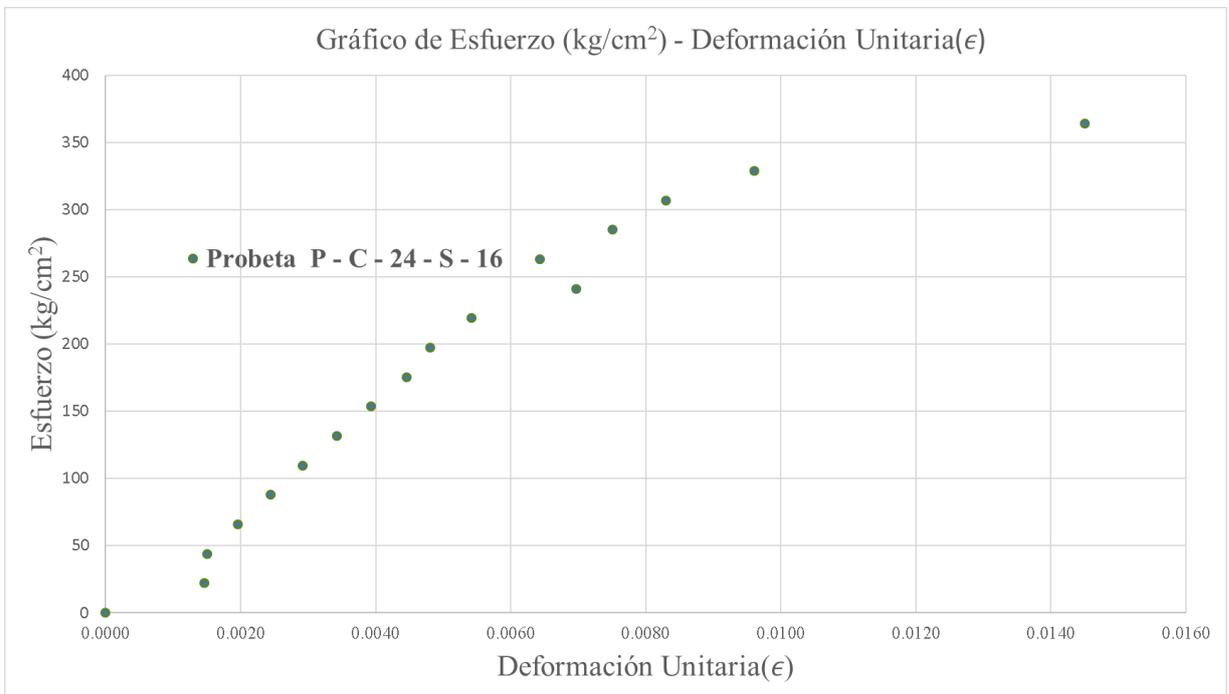


Figura 118: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 16 – con nudo

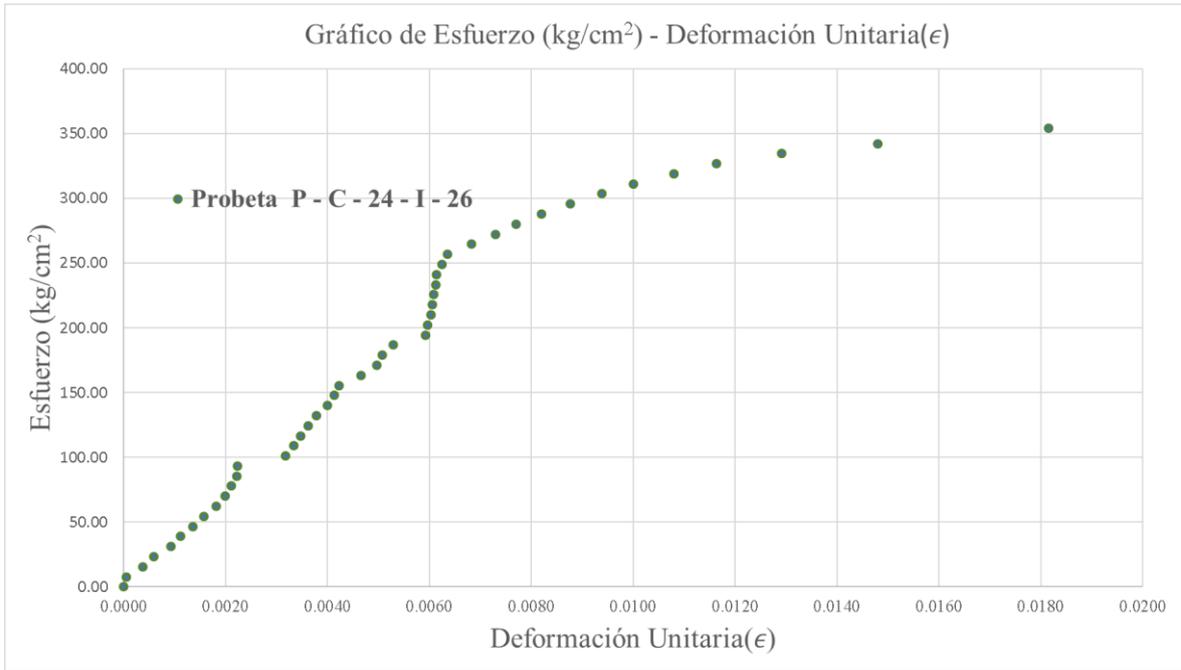


Figura 119: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 26 – con nudo

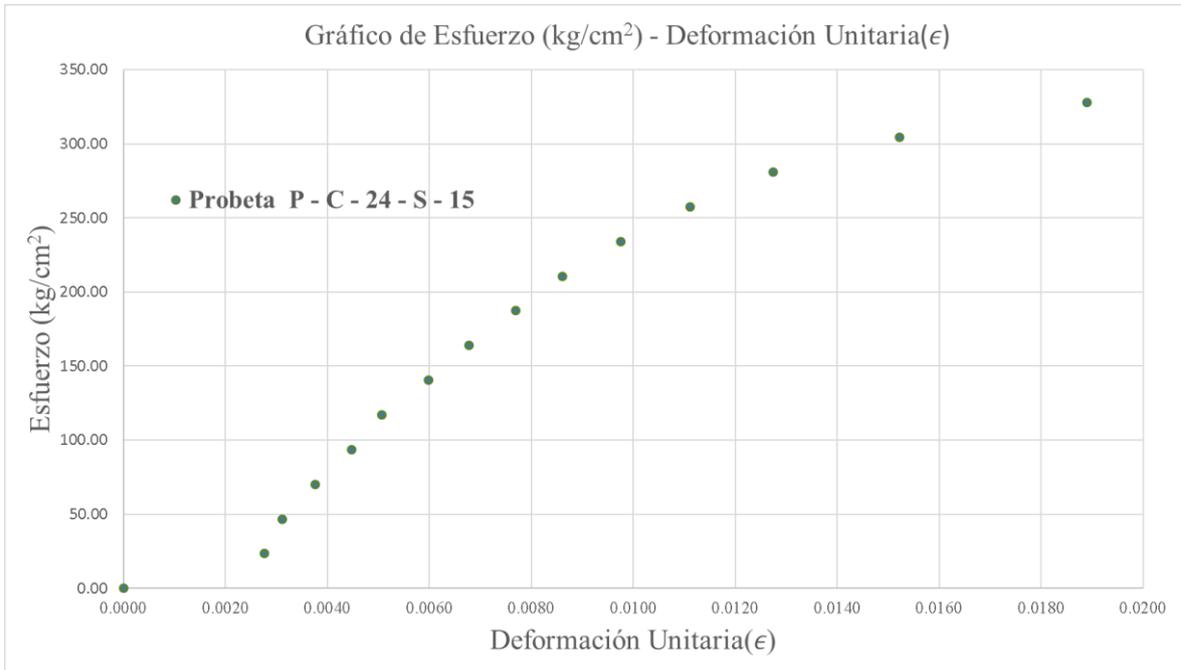


Figura 120: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 15 – con nudo

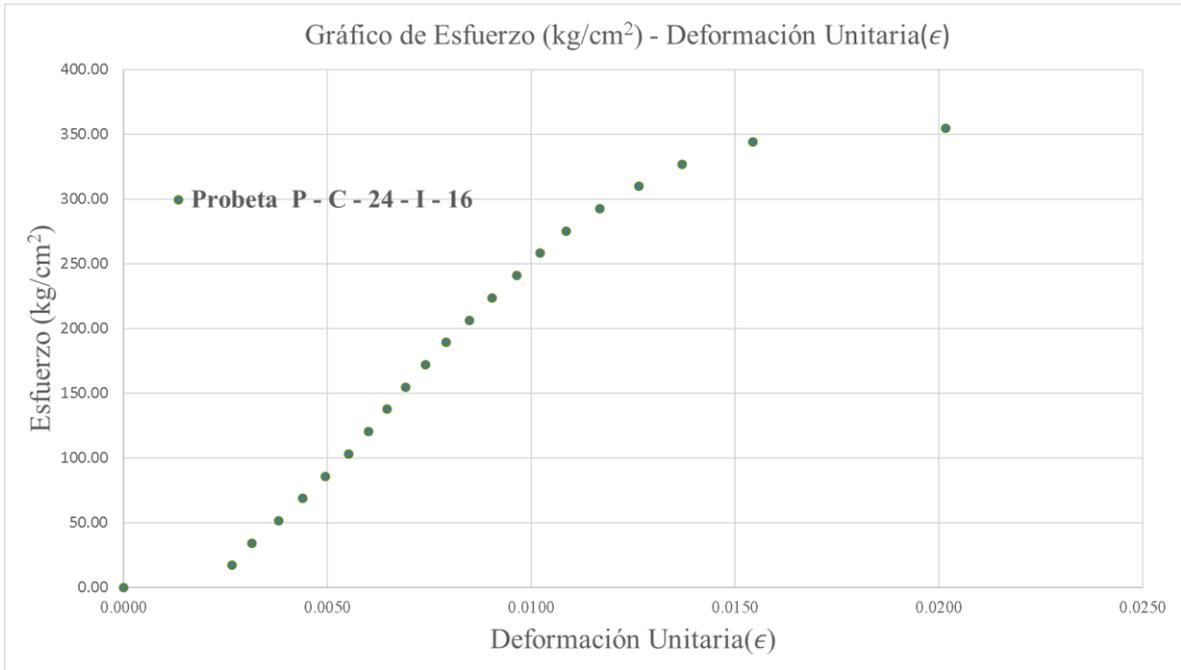


Figura 121: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 16 – con nudo

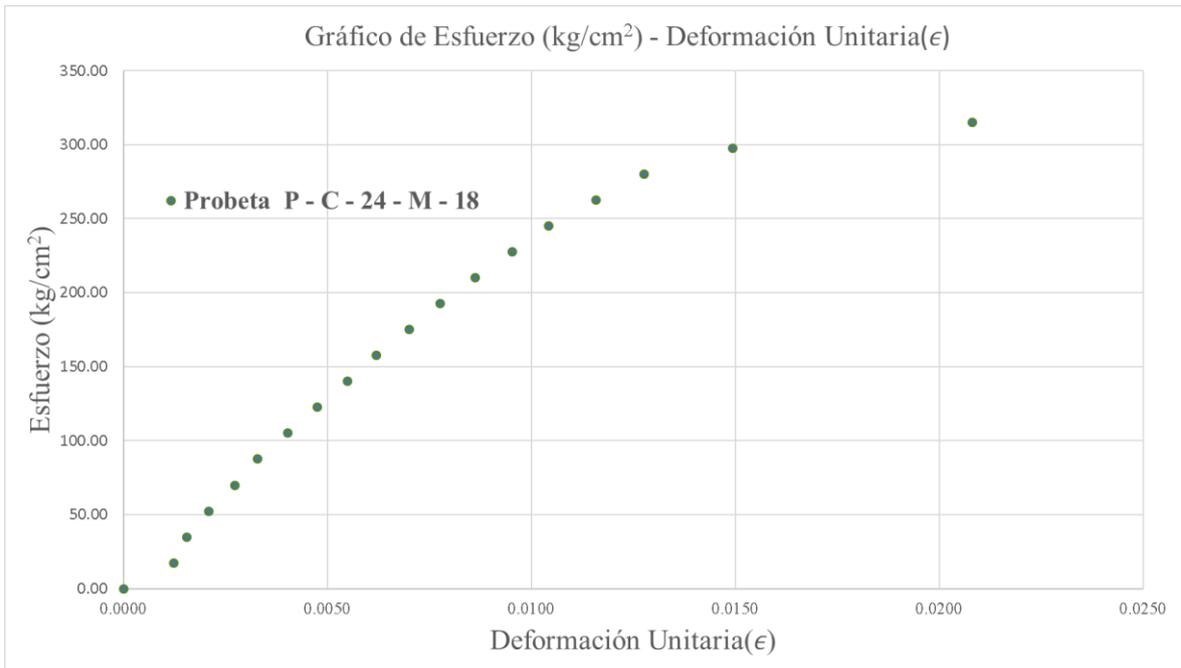


Figura 122: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M – 18 – con nudo

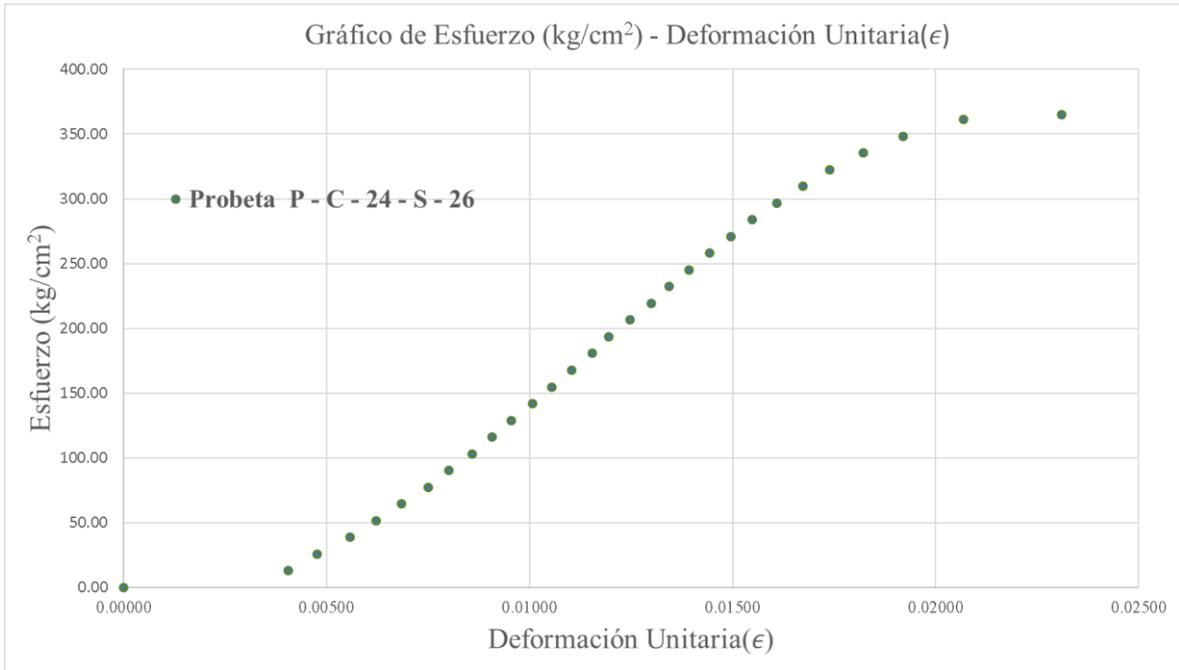


Figura 123: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 26 – con nudo

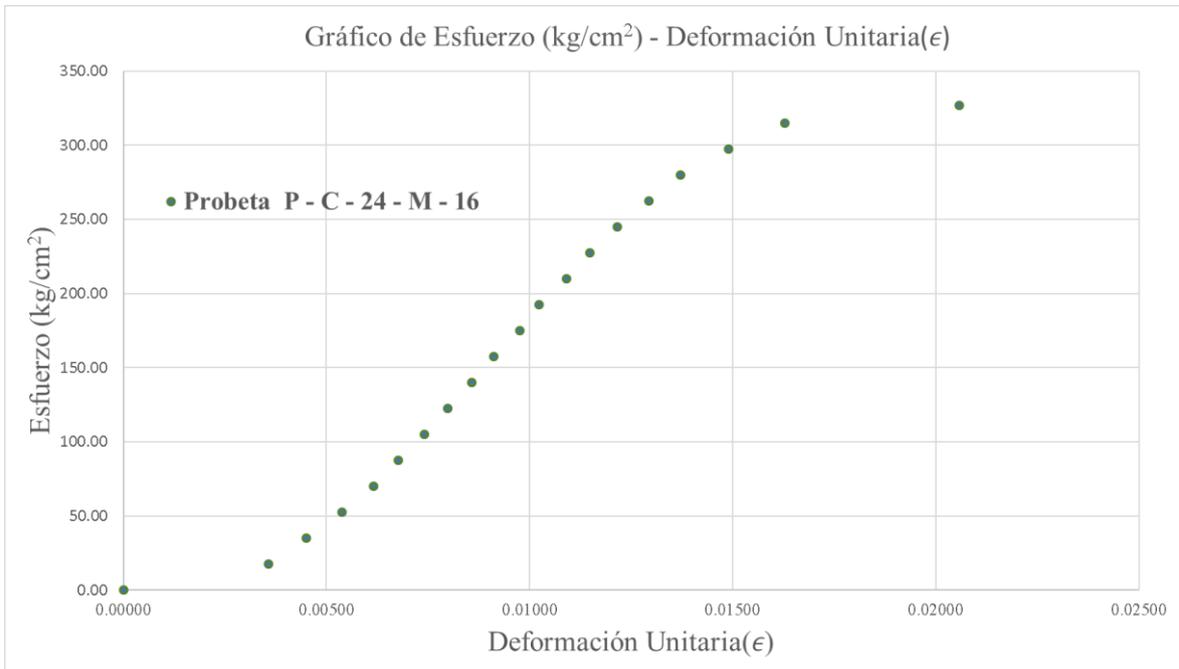


Figura 124: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M– 16 – con nudo

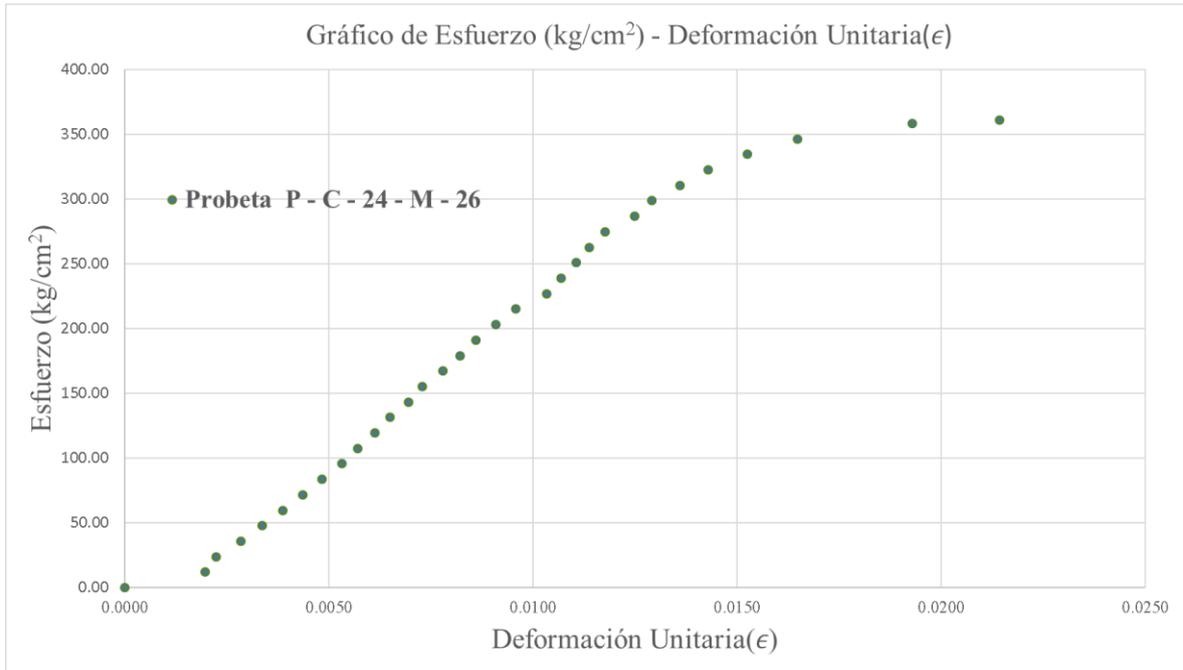


Figura 125: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – M – 26 – con nudo

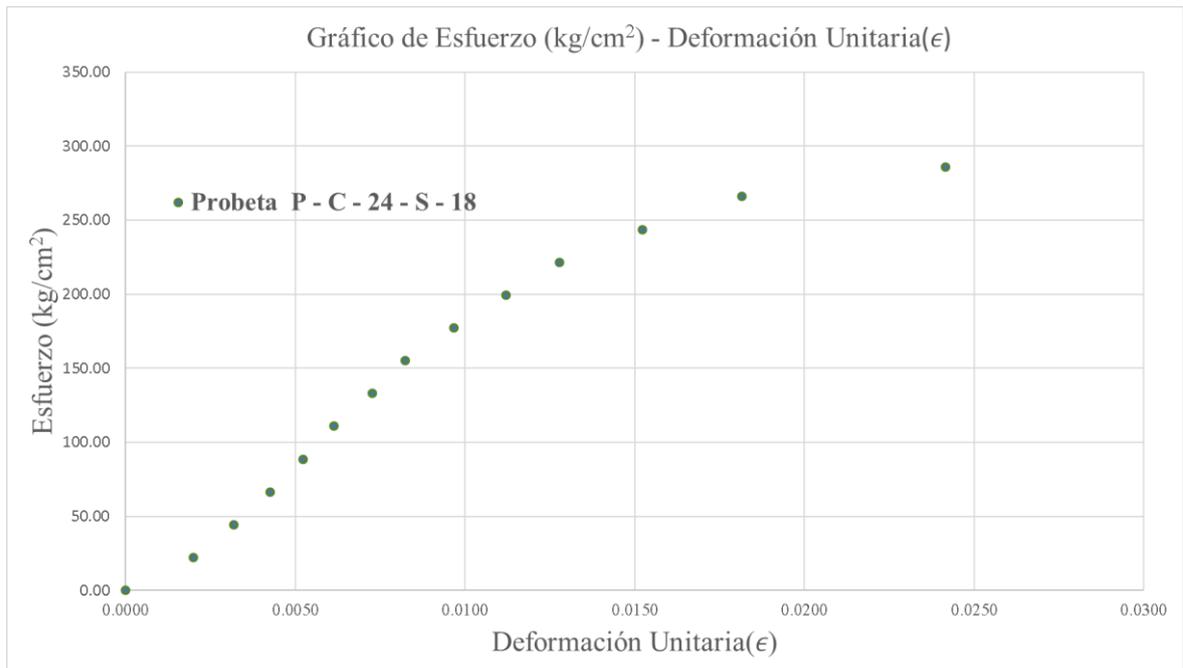


Figura 126: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 18 – con nudo

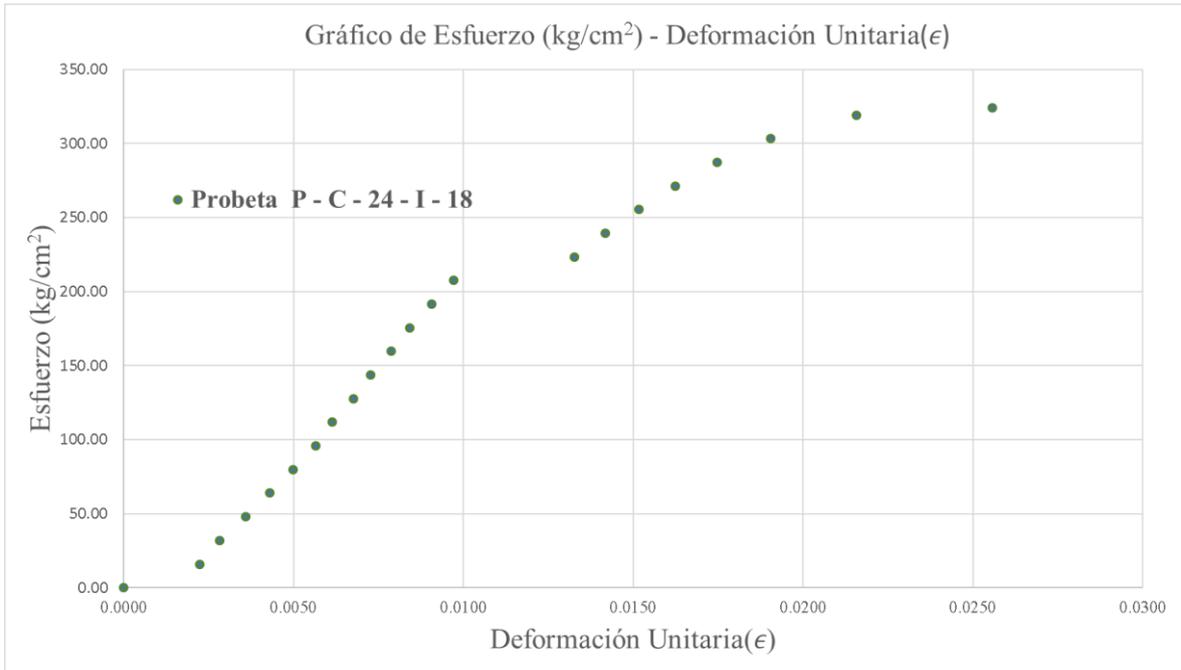


Figura 127: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – I – 18 – con nudo

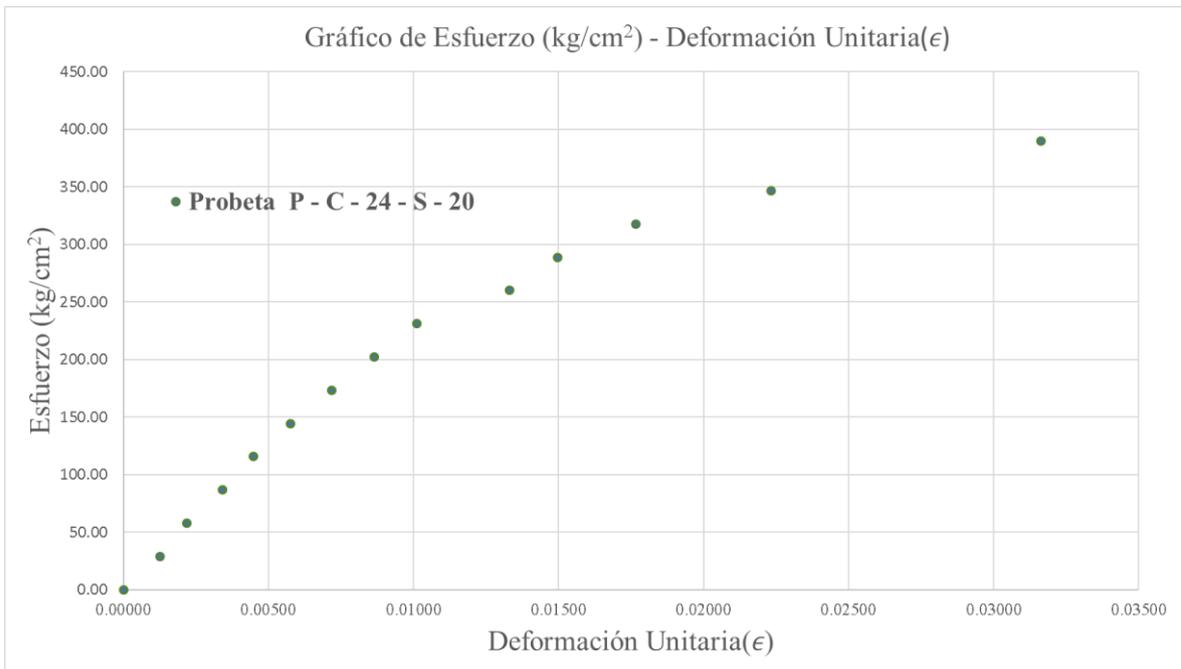


Figura 128: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P- C – 24 – S – 20 – con nudo

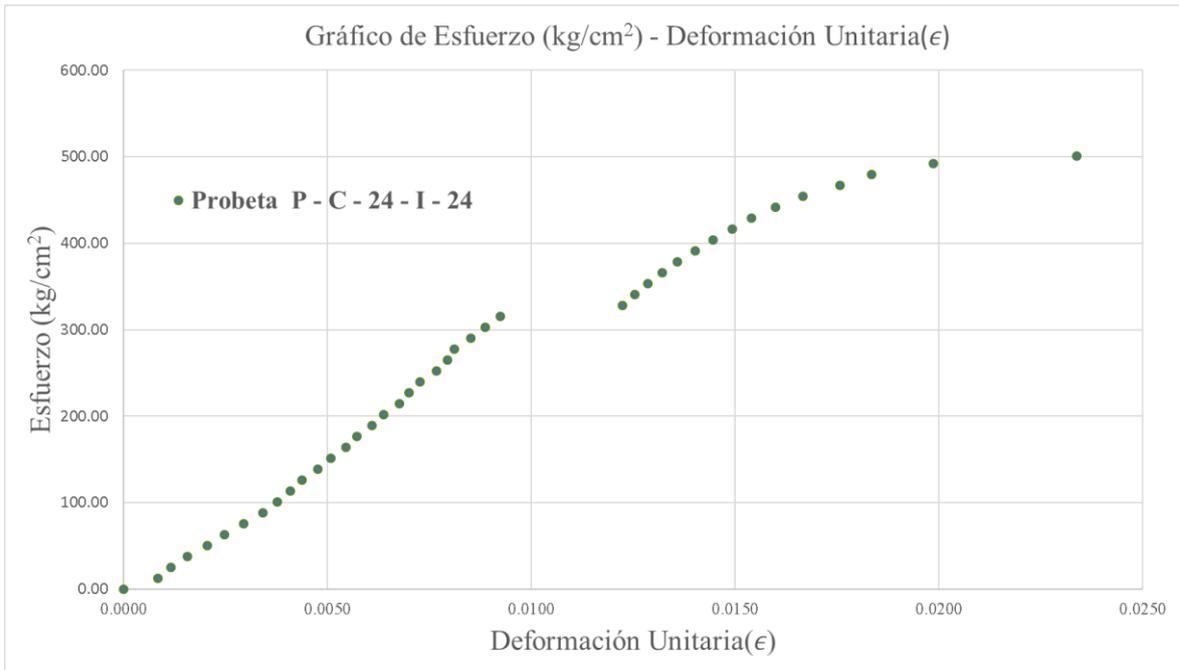


Figura 129: Gráfico de Esfuerzo – Deformación unitaria de la probeta: P - C – 24 – I – 24 – con nudo

d) Gráficos del Módulo de elasticidad del ensayo de compresión paralela a las fibras – sin nudo

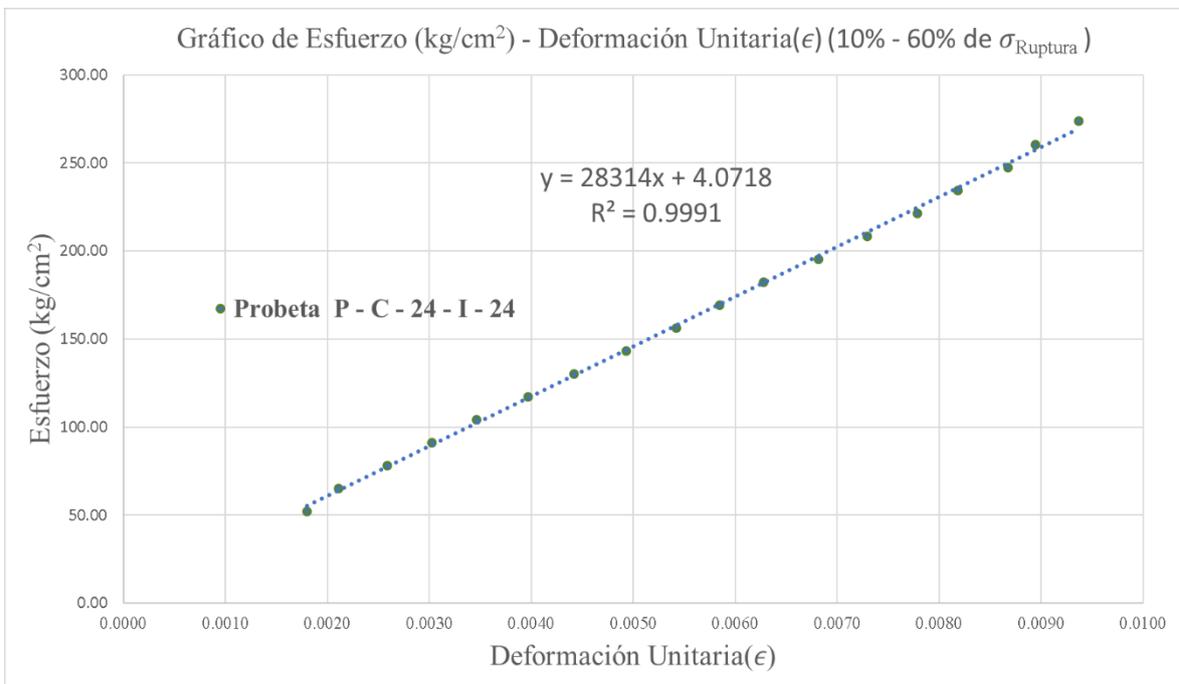


Figura 130: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 24 – sin nudo

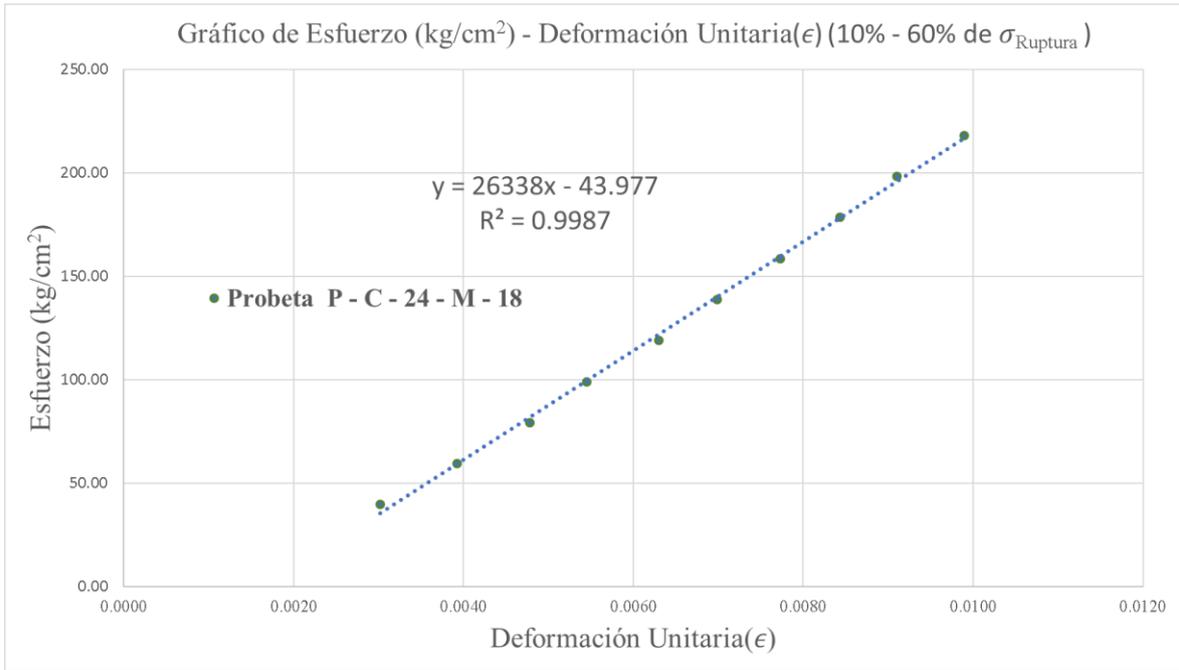


Figura 131: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M – 18 – sin nudo

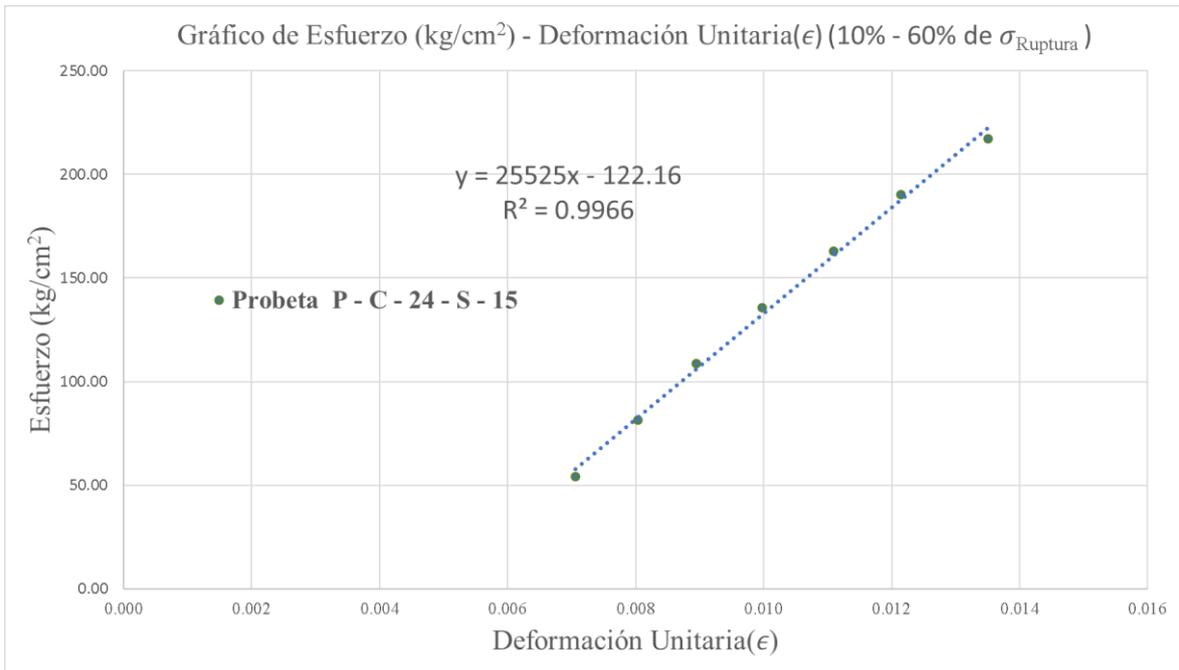


Figura 132: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 15 – sin nudo

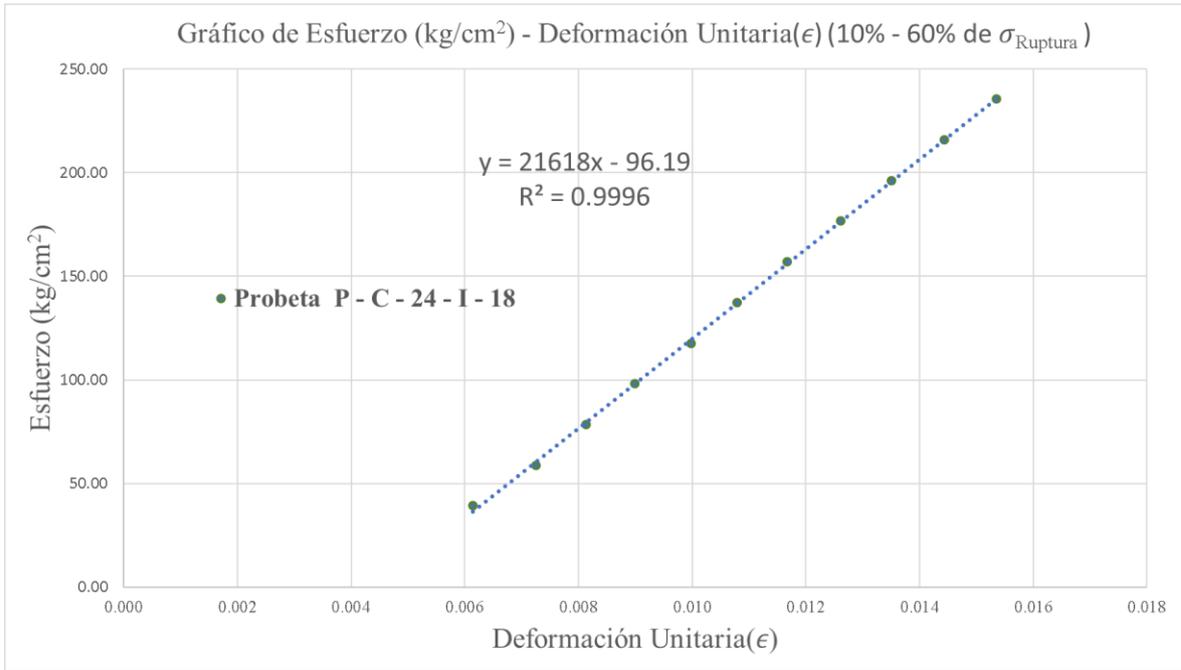


Figura 133: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I – 18 – sin nudo

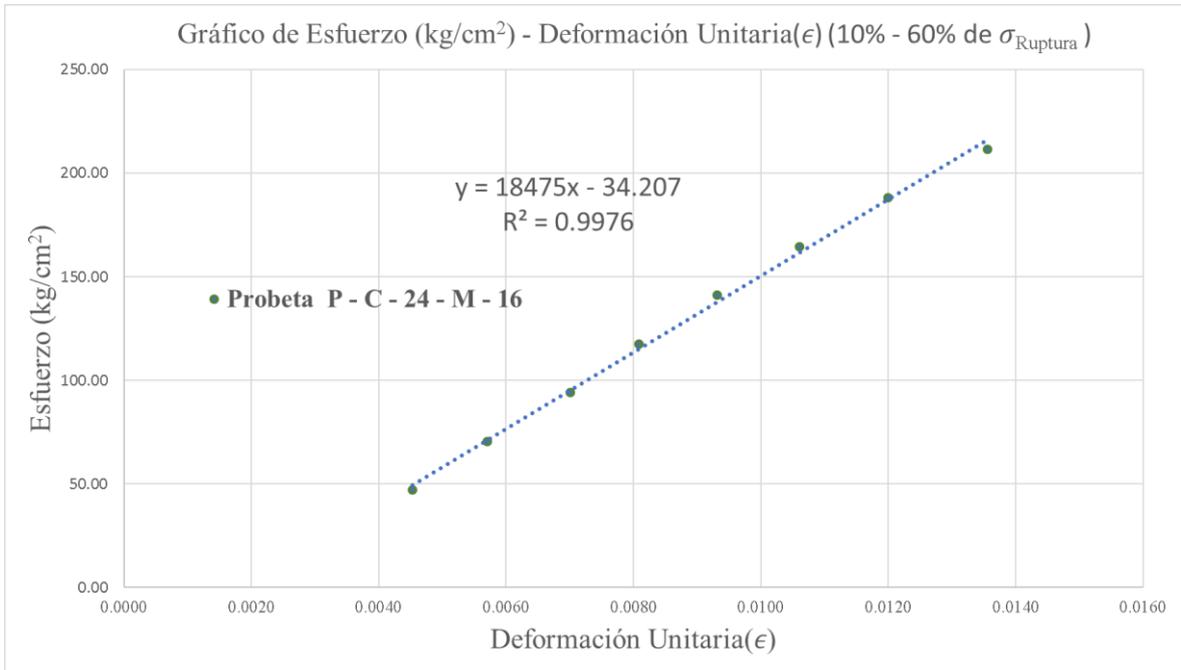


Figura 134: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M – 16 – sin nudo

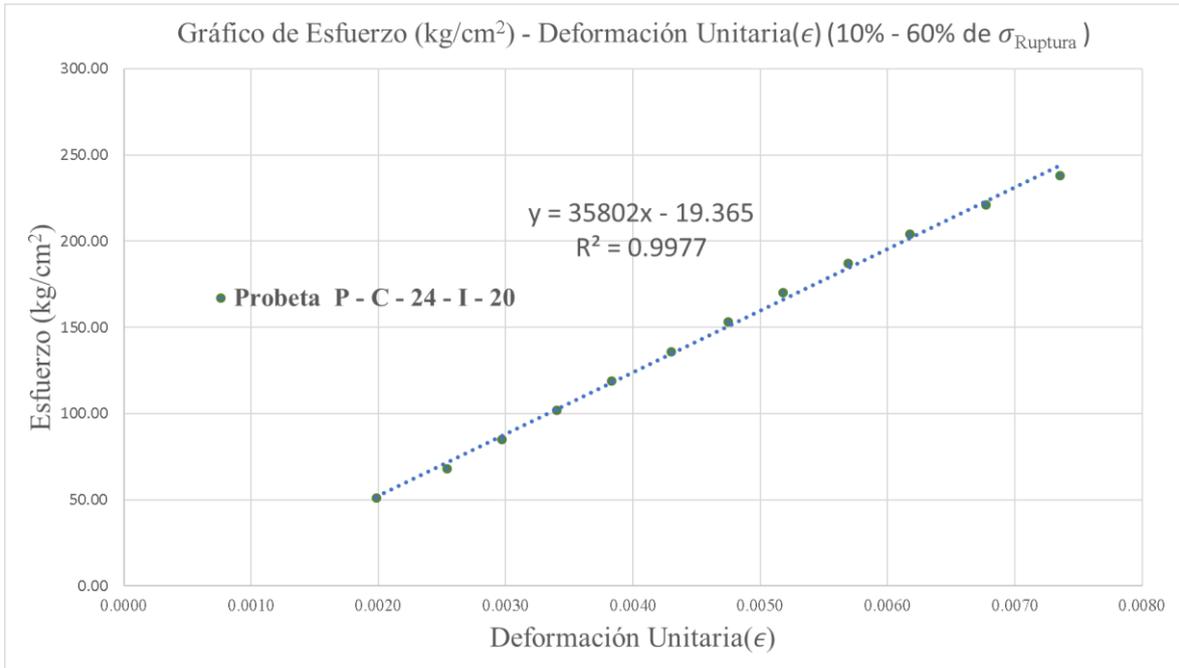


Figura 135: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I – 20 – sin nudo

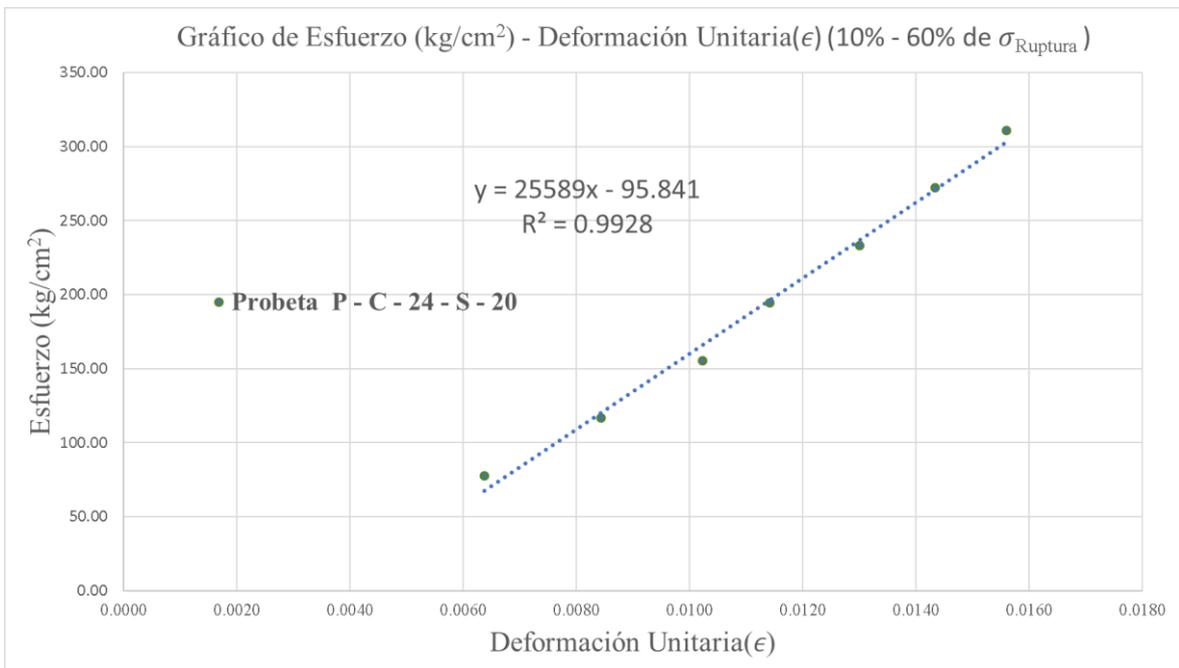


Figura 136: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S – 20 – sin nudo

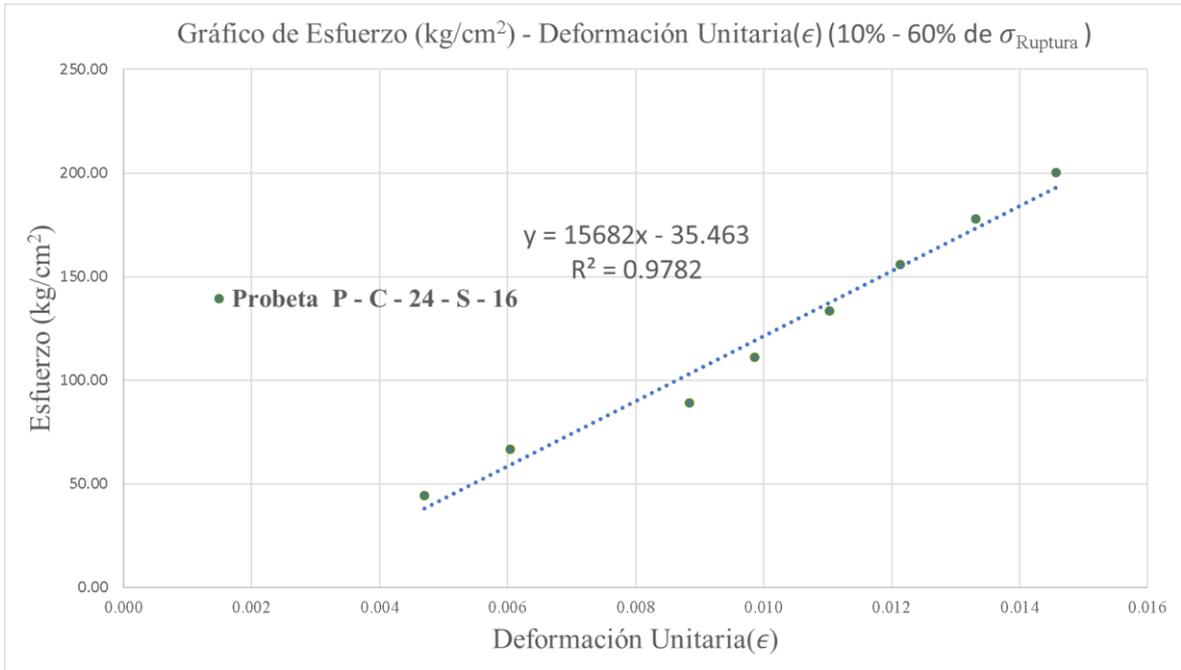


Figura 137: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 16 – sin nudo

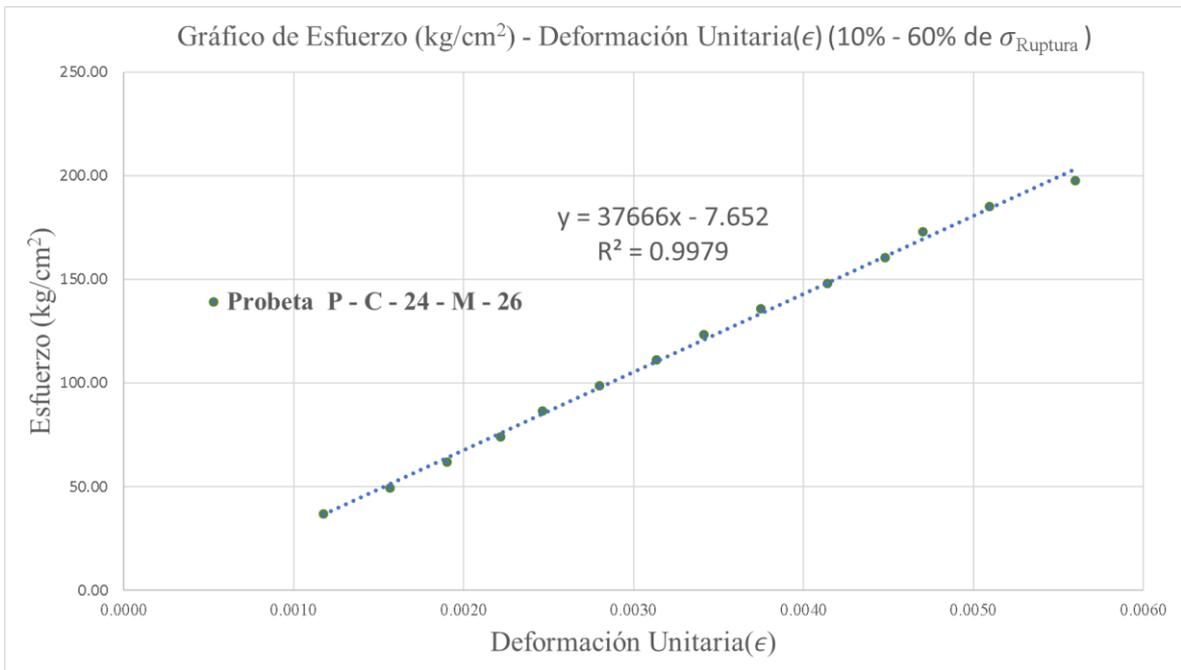


Figura 138: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M - 26 – sin nudo

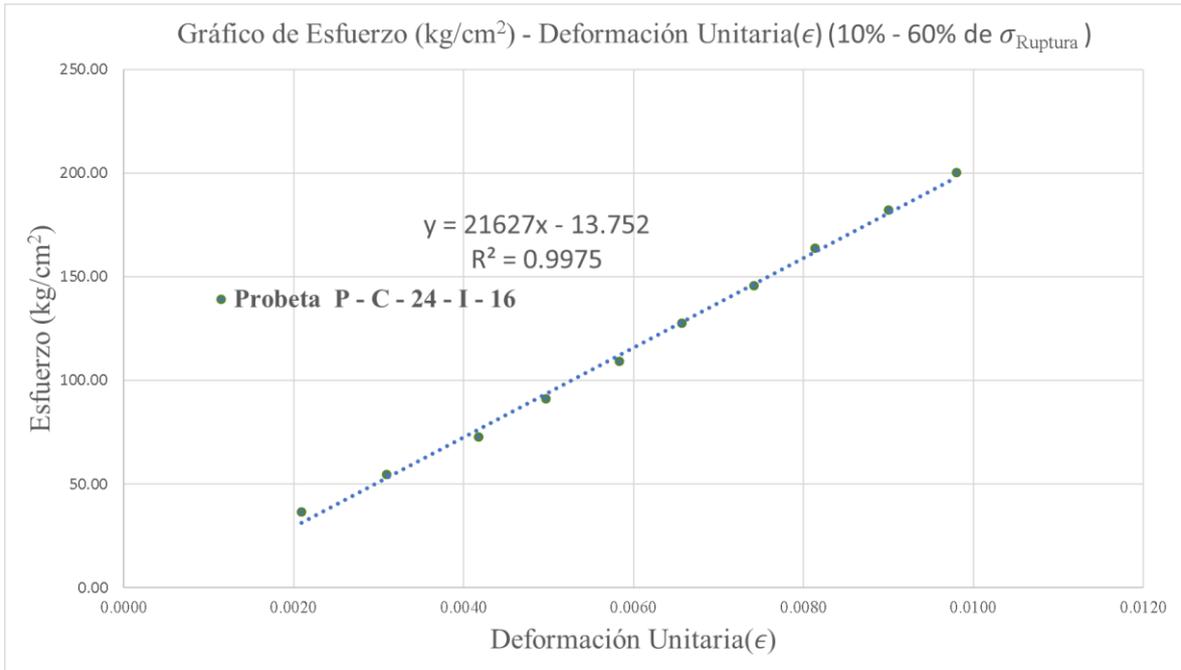


Figura 139: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 16 – sin nudo

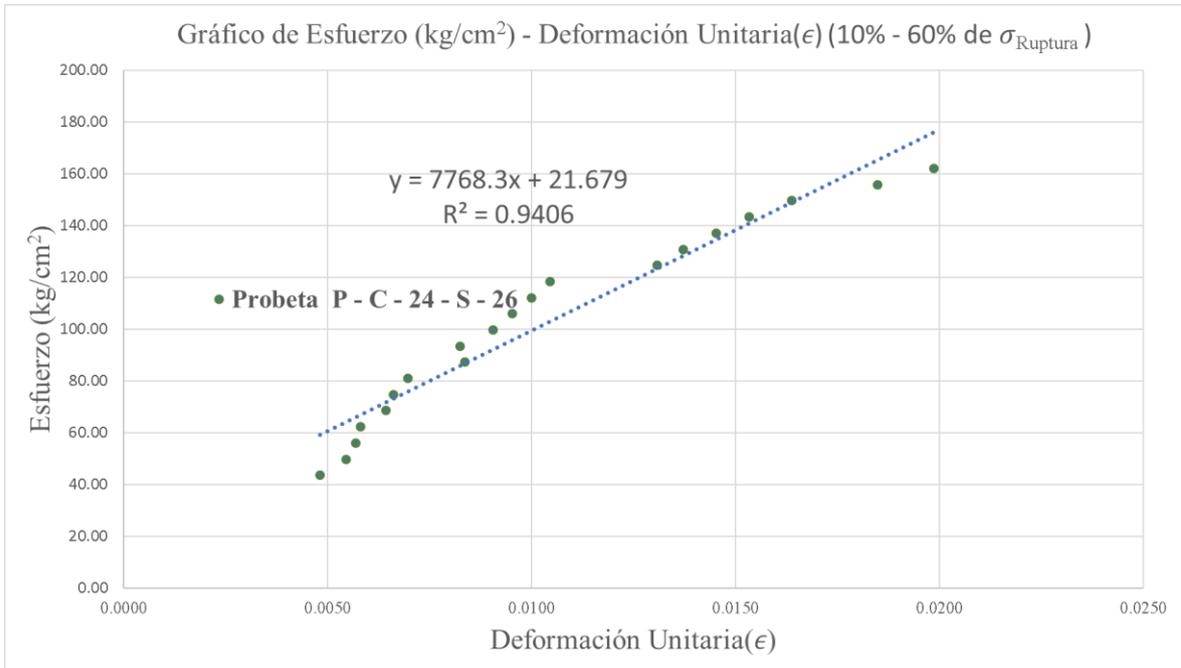


Figura 140: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 26 – sin nudo

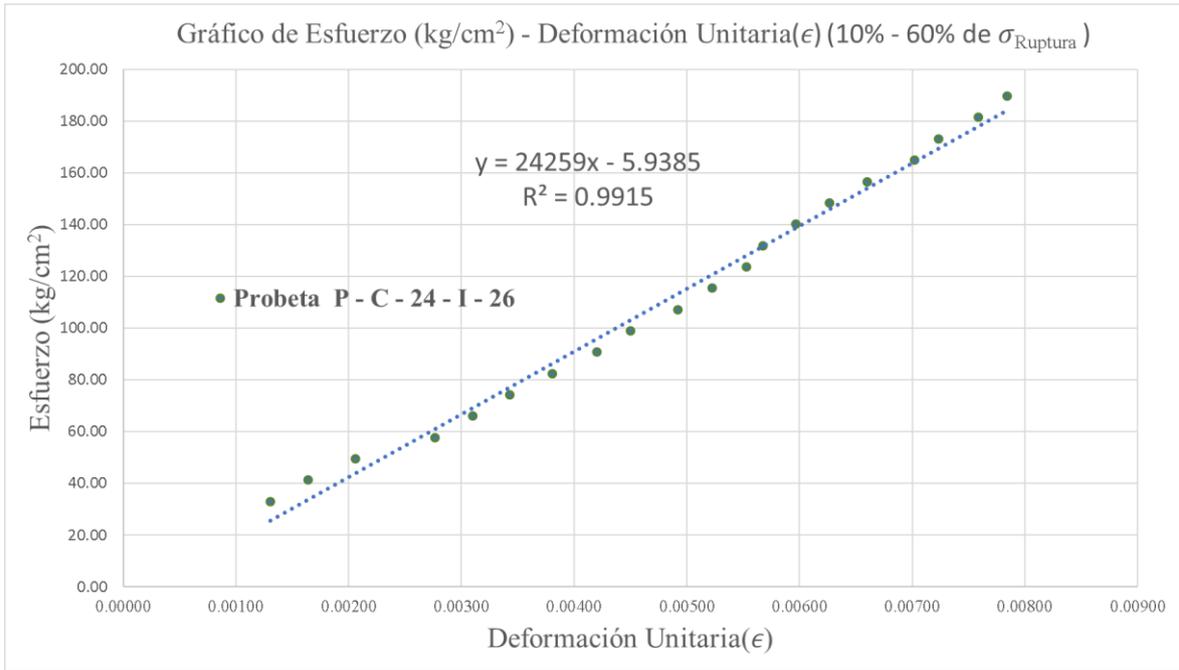


Figura 141: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 26 – sin nudo

e) Gráficos del Módulo de elasticidad del ensayo de compresión paralelas a las fibras – con Nudo

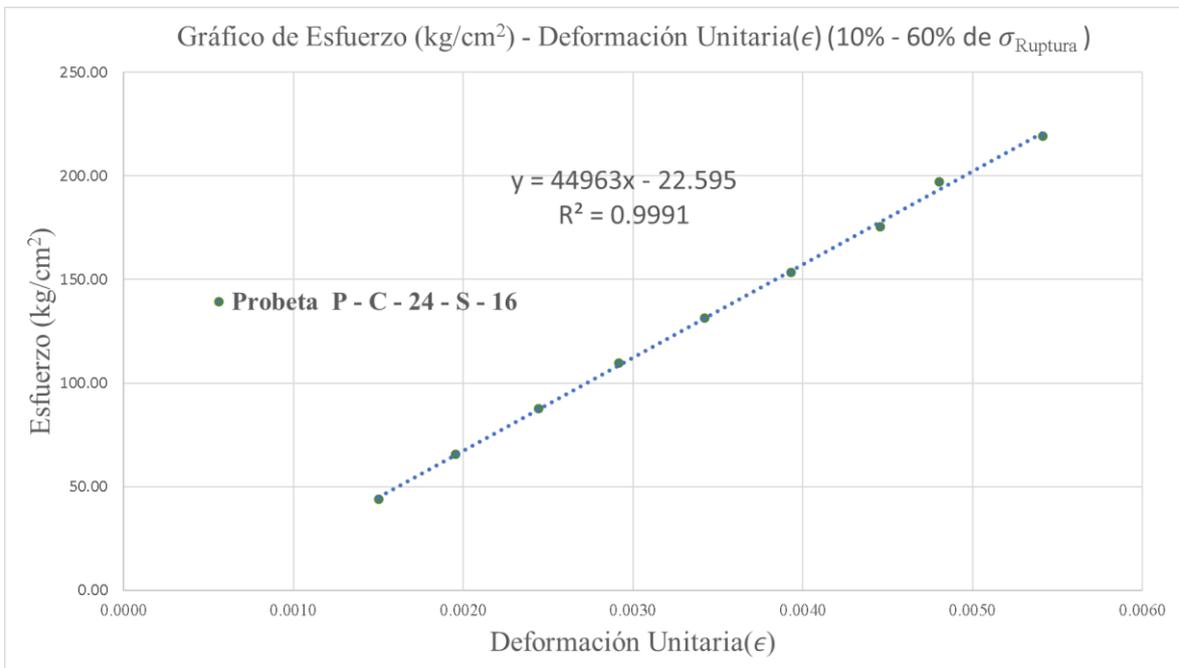


Figura 142: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 16 – con nudo

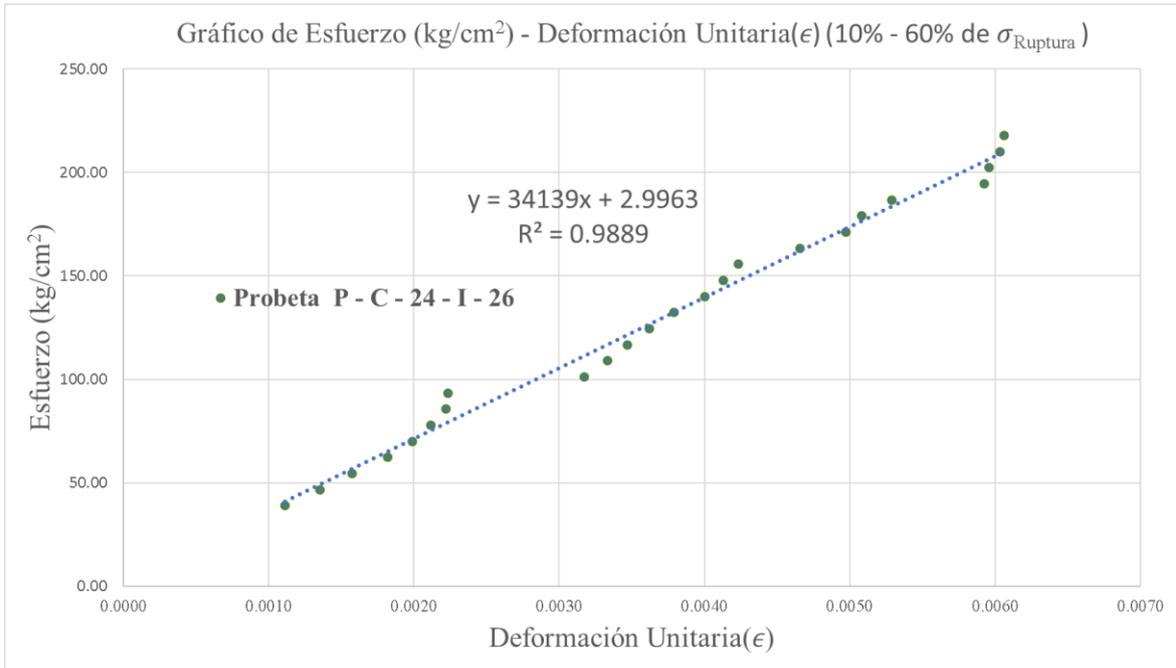


Figura 143: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 26 – con nudo

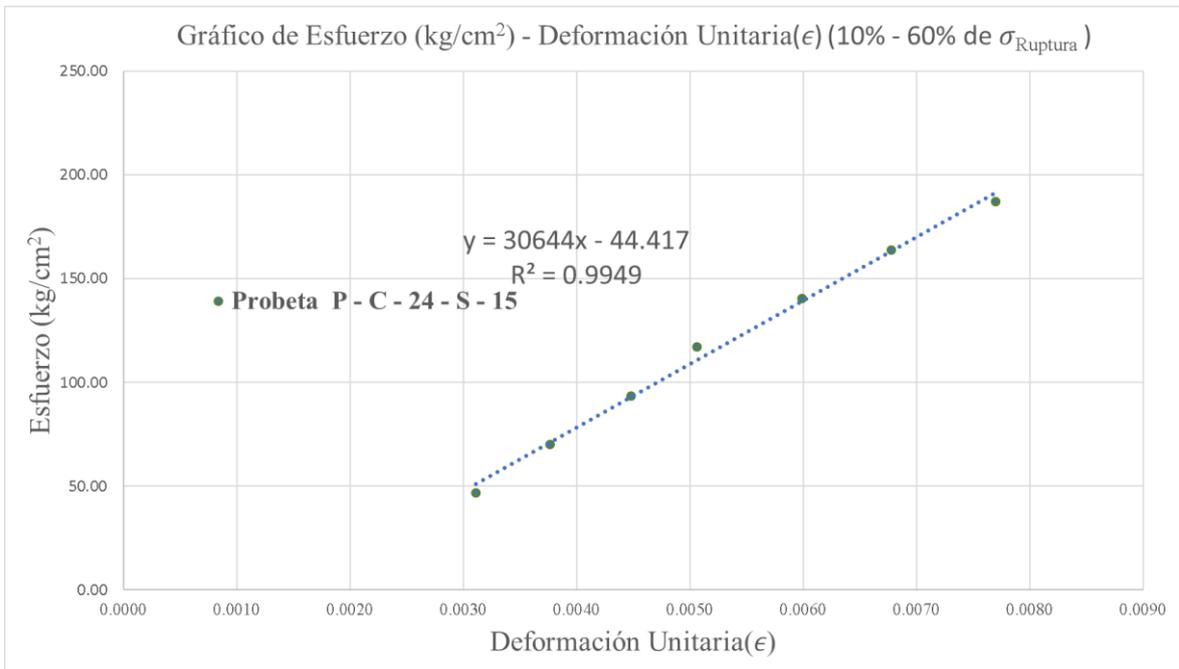


Figura 144: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 15 – con nudo

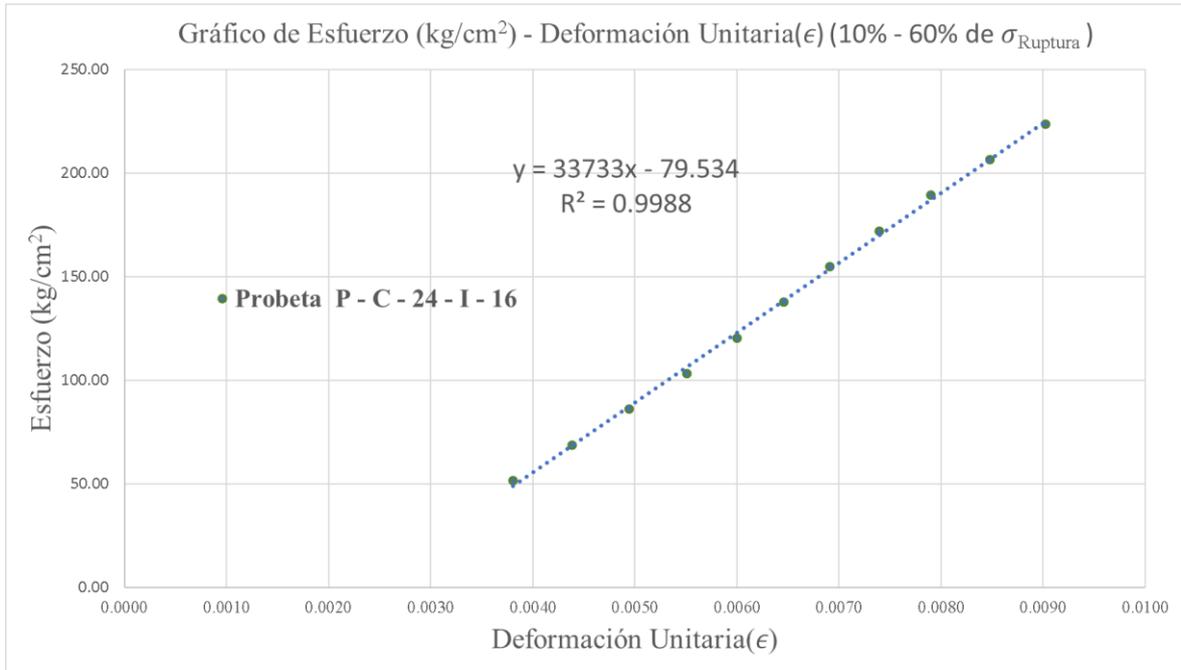


Figura 145: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 16 – con nudo

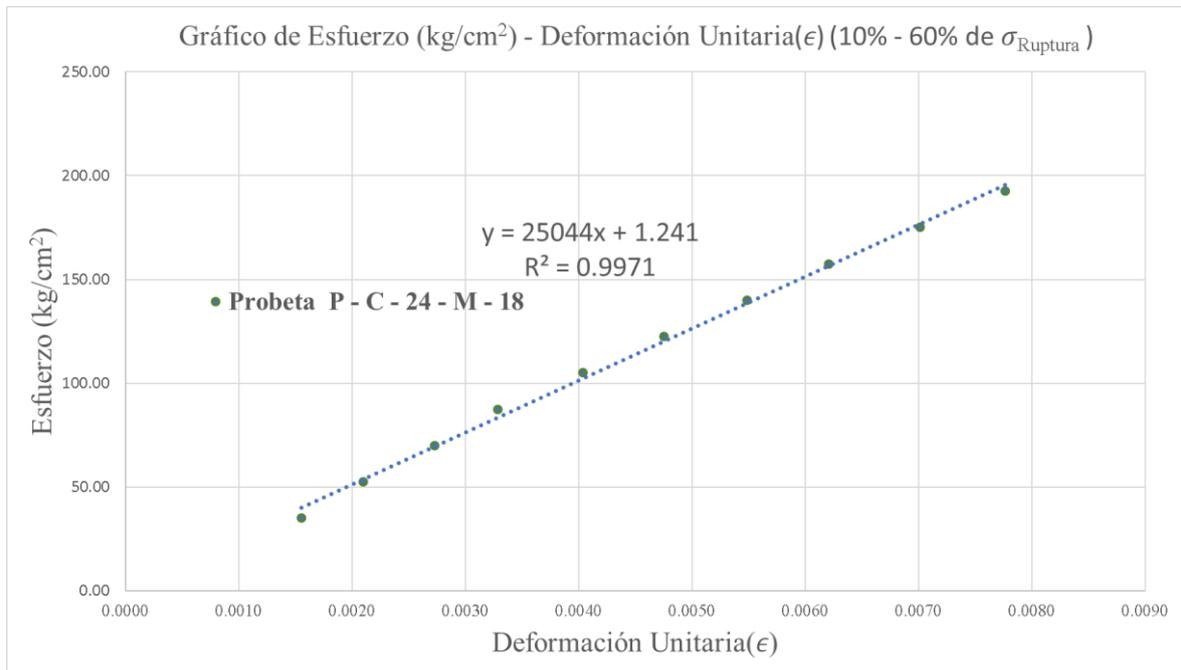


Figura 146: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M - 18 – con nudo

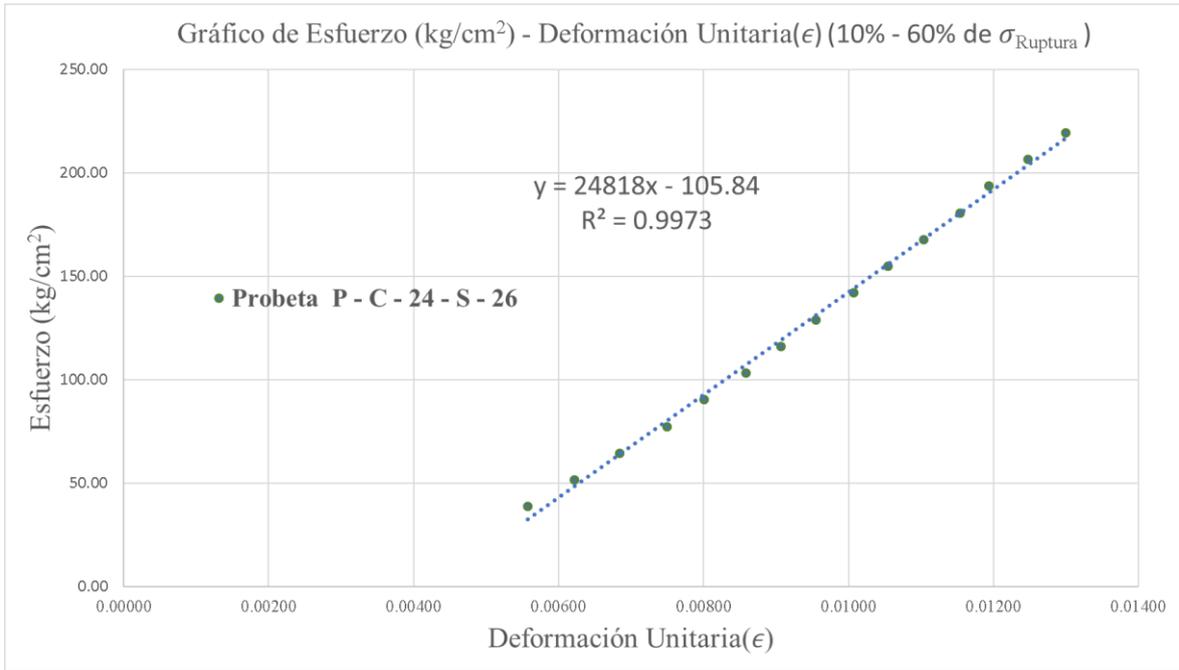


Figura 147: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 26 – con nudo

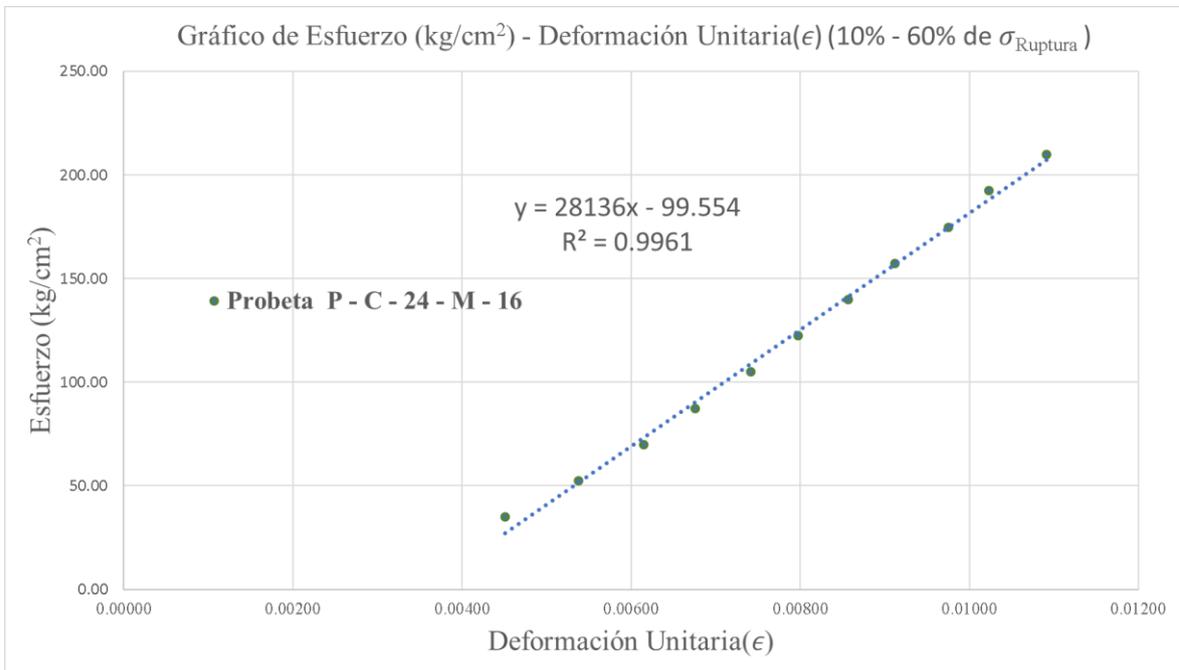


Figura 148: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M - 16 – con nudo

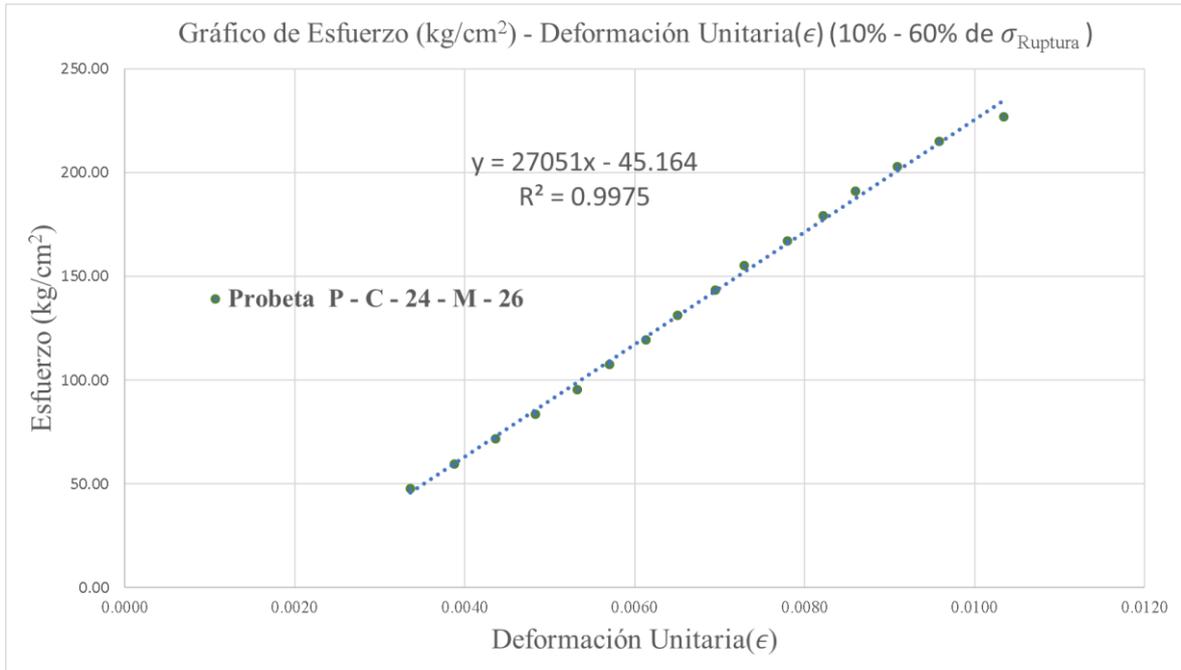


Figura 149: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – M - 26 – con nudo

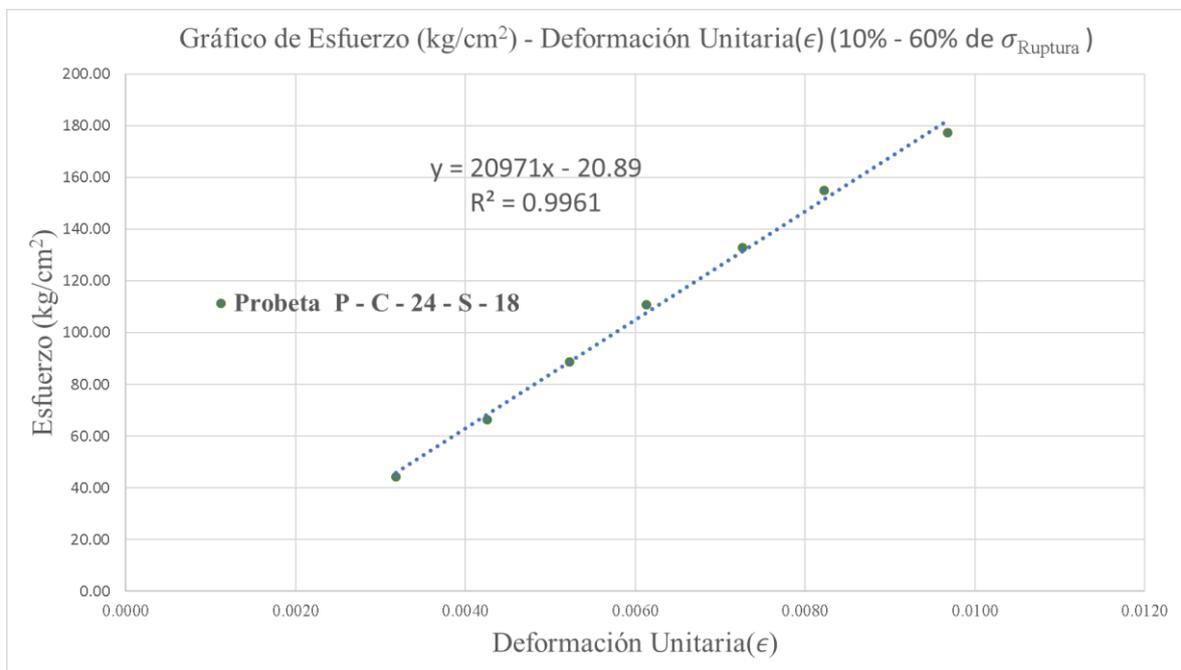


Figura 150: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 18 – con nudo

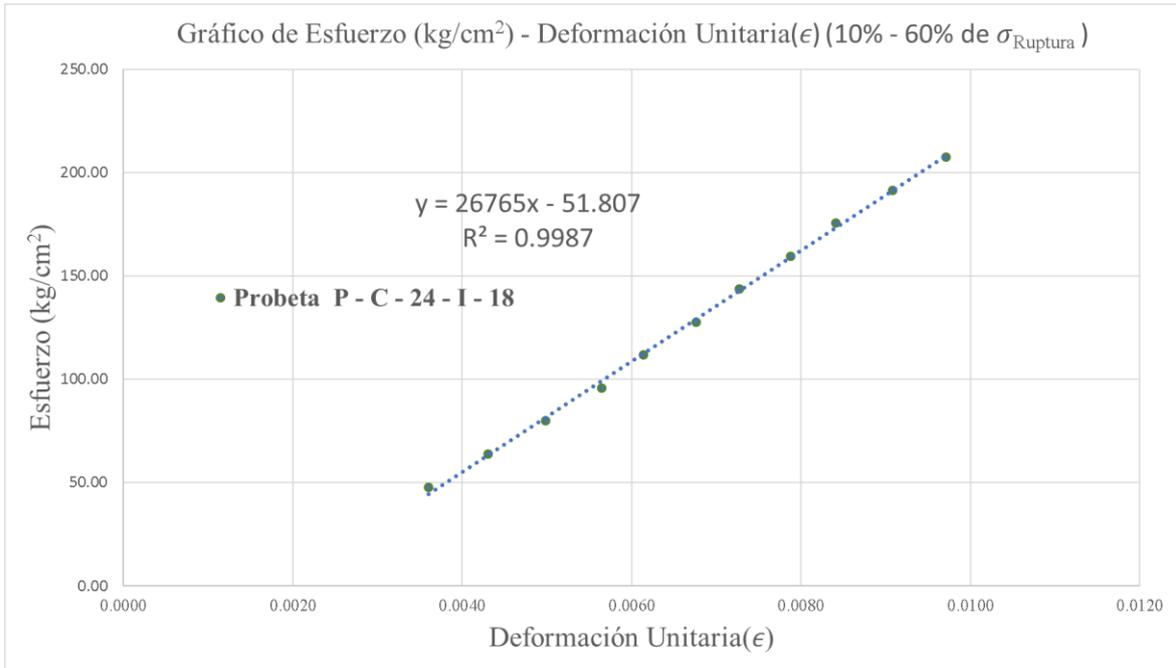


Figura 151: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I - 18 – con nudo

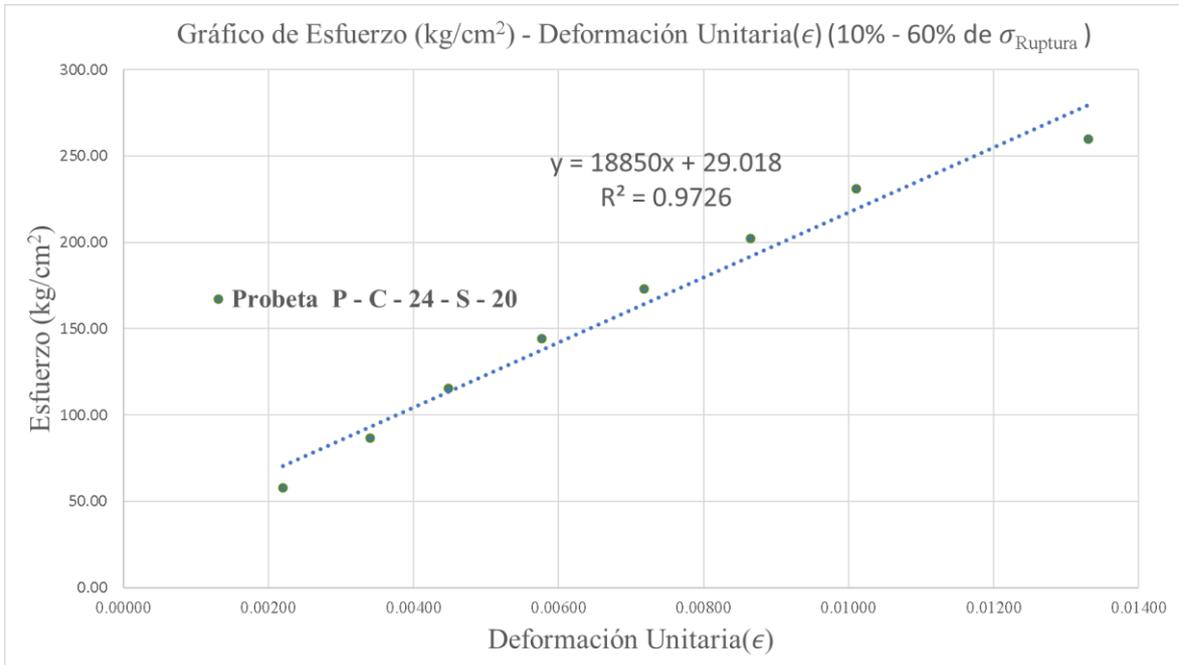


Figura 152: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – S - 20 – con nudo

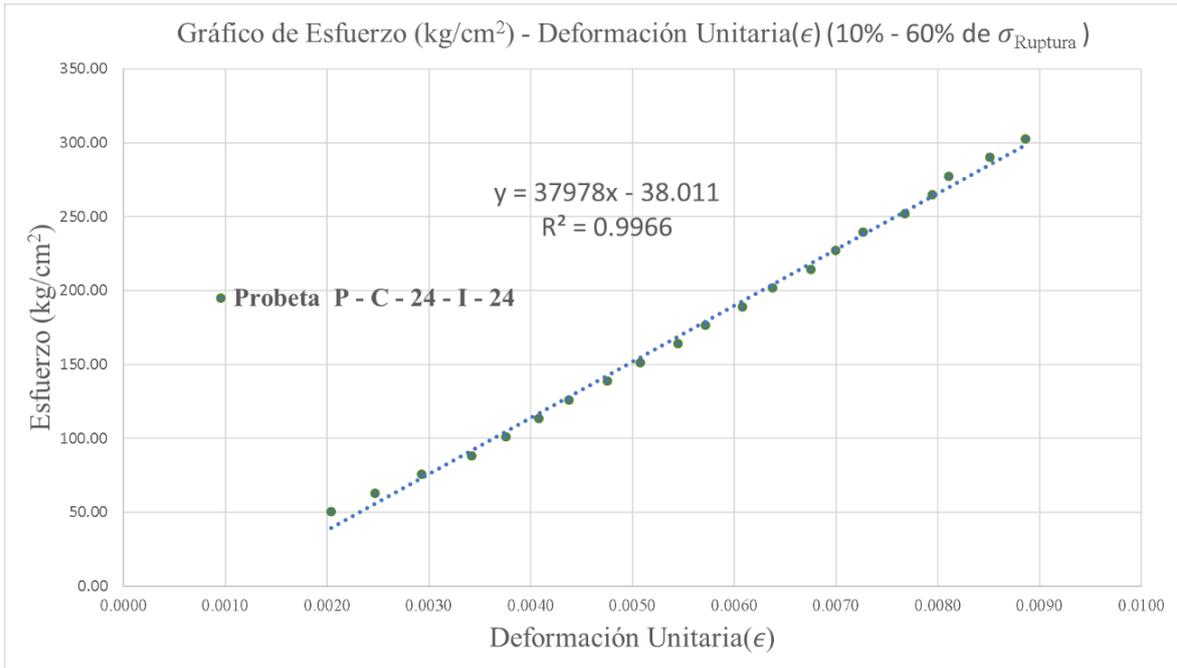


Figura 153: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – C – 24 – I – 24 – con nudo

f) Módulo de elasticidad a tensión paralela a las fibras

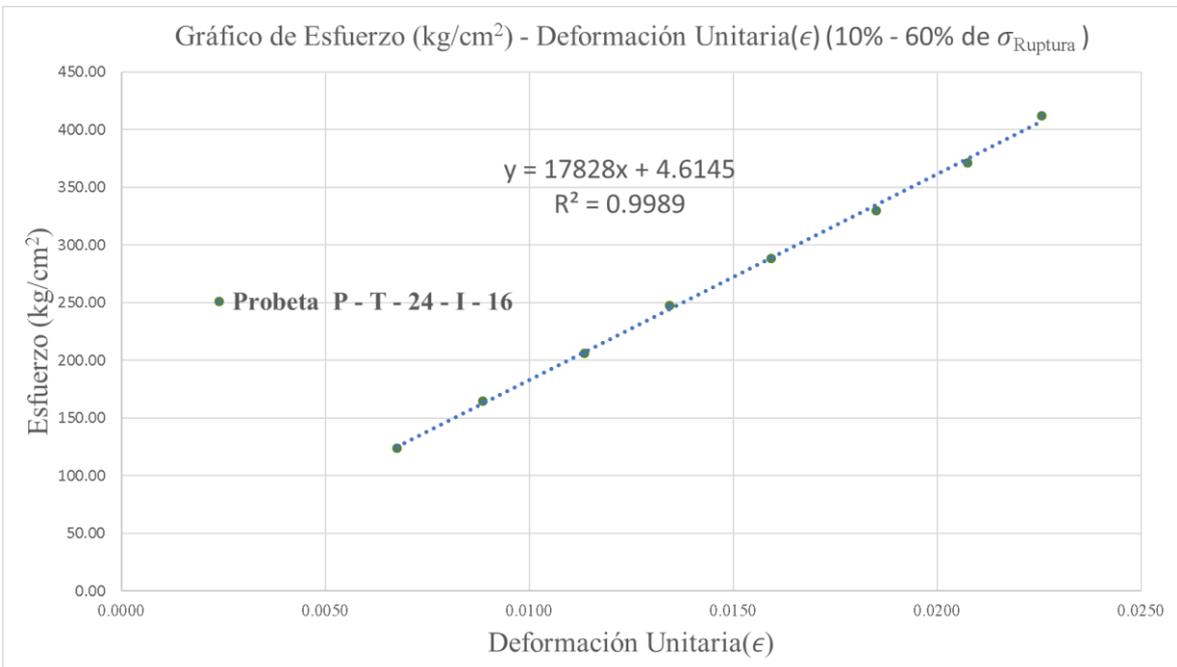


Figura 154: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I – 16 – con nudo

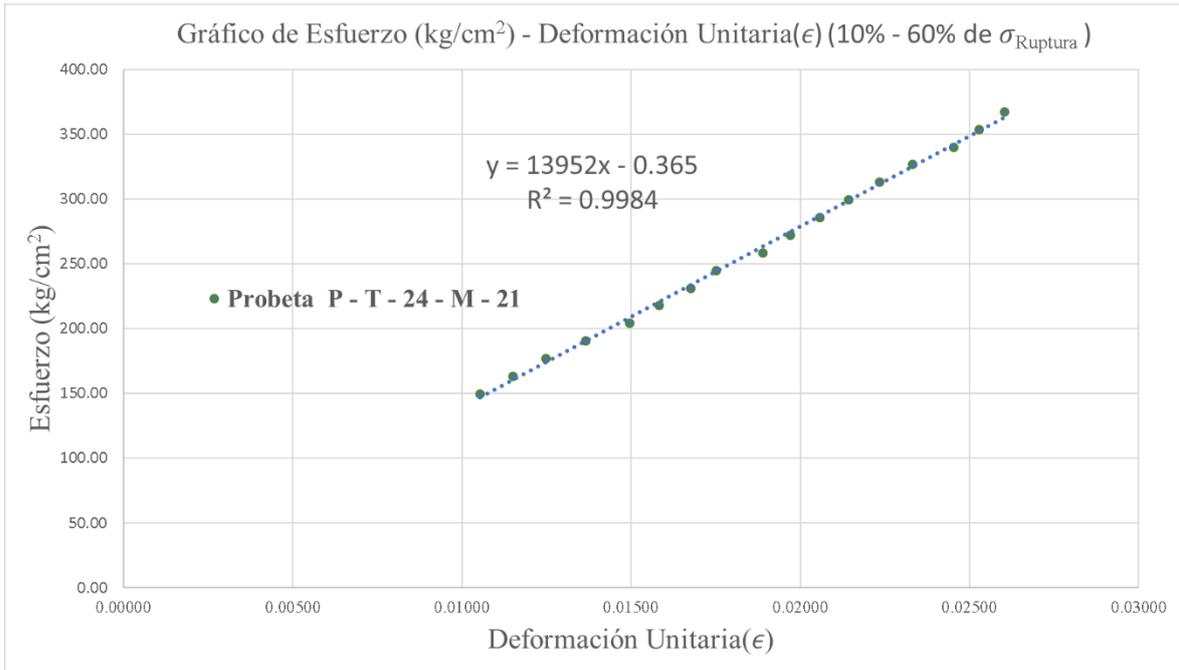


Figura 155: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 21 – con nudo

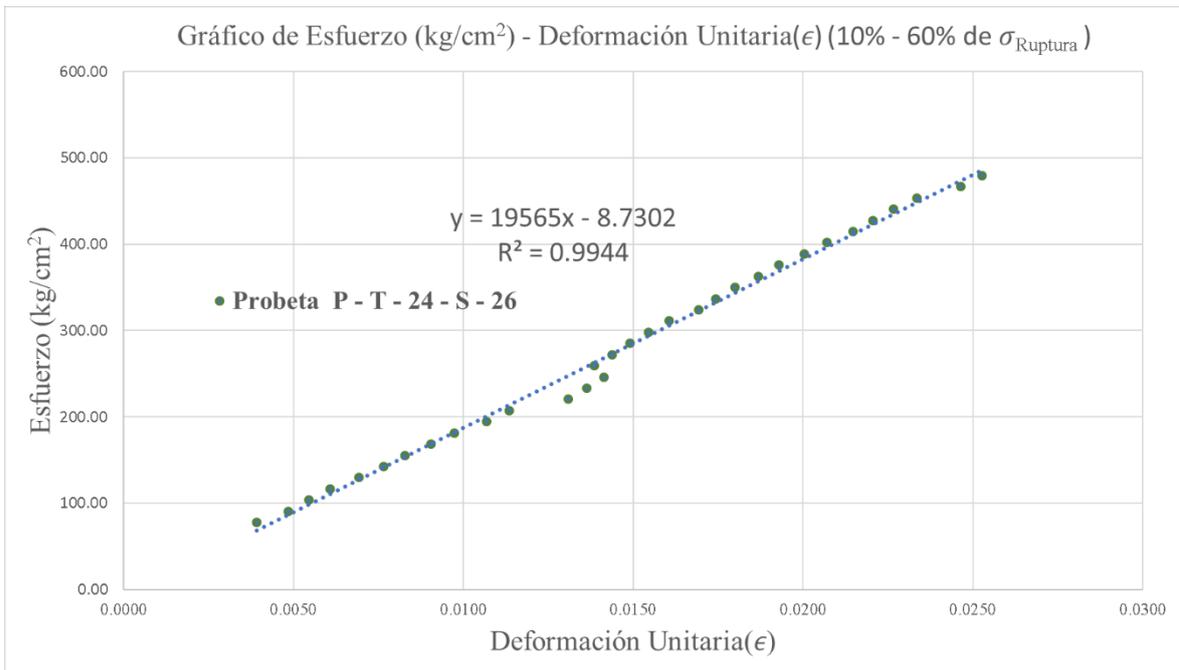


Figura 156: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 26 – con nudo

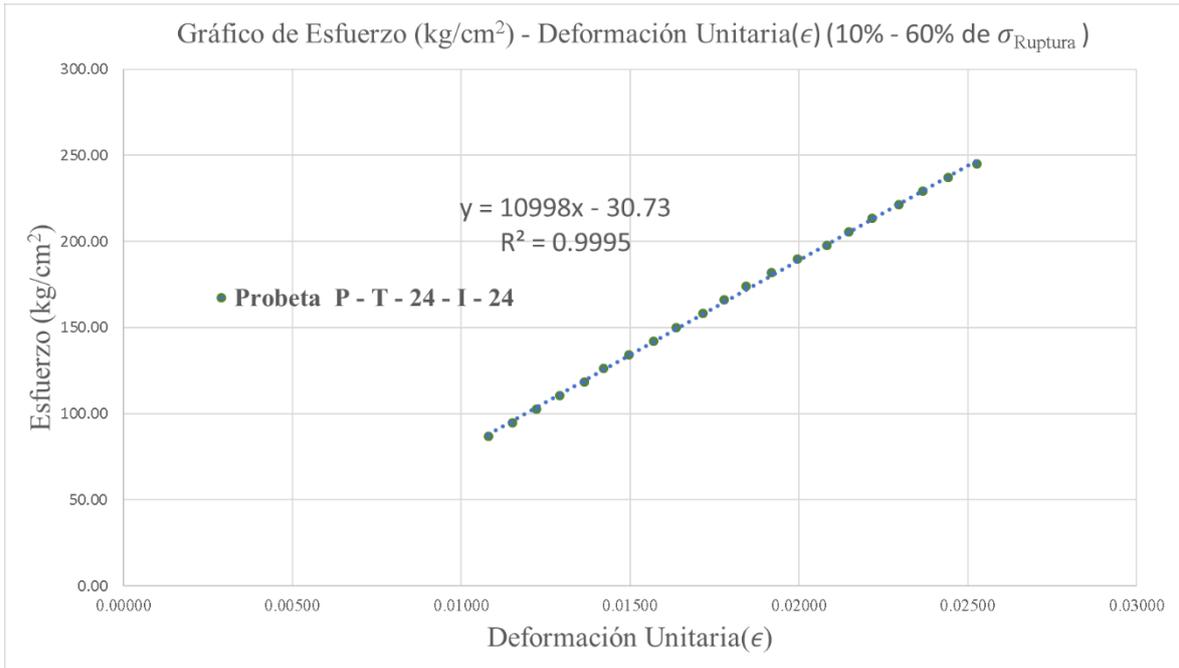


Figura 157: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I – 24 – con nudo

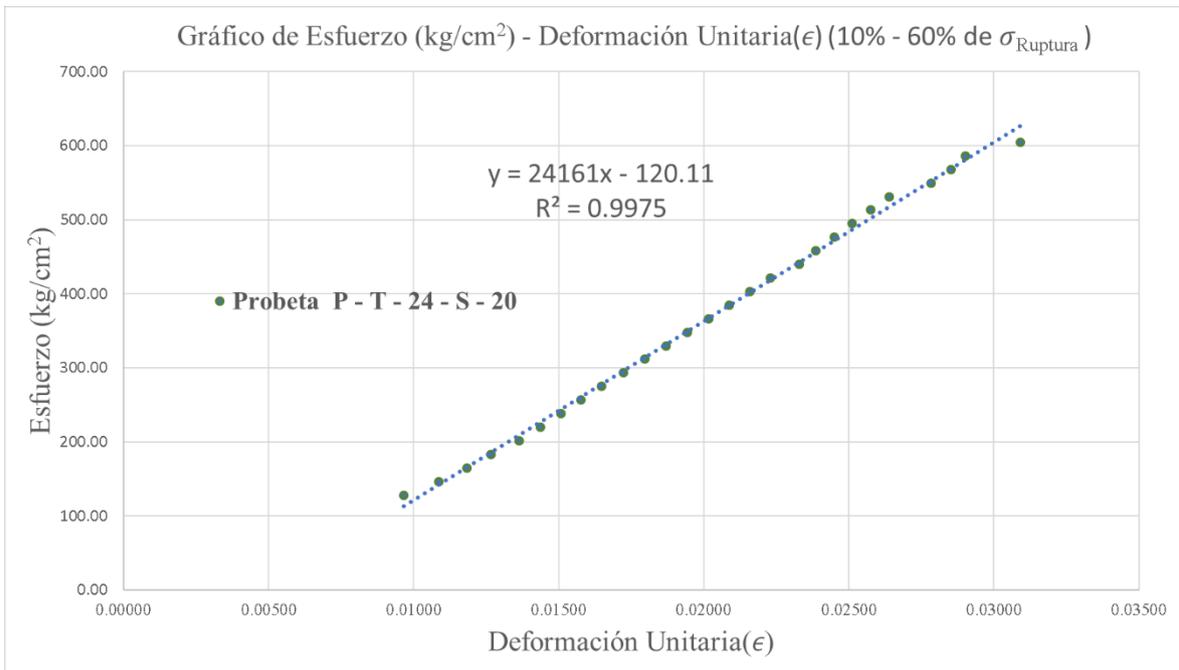


Figura 158: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S – 20 – con nudo

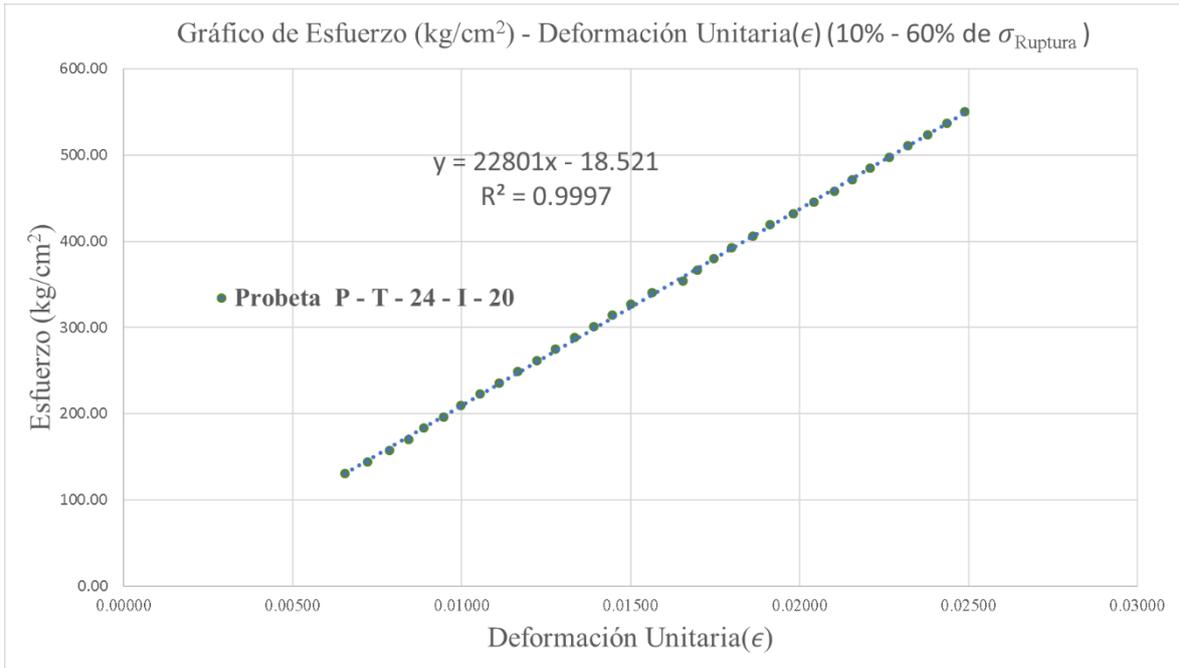


Figura 159: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 20 – con nudo

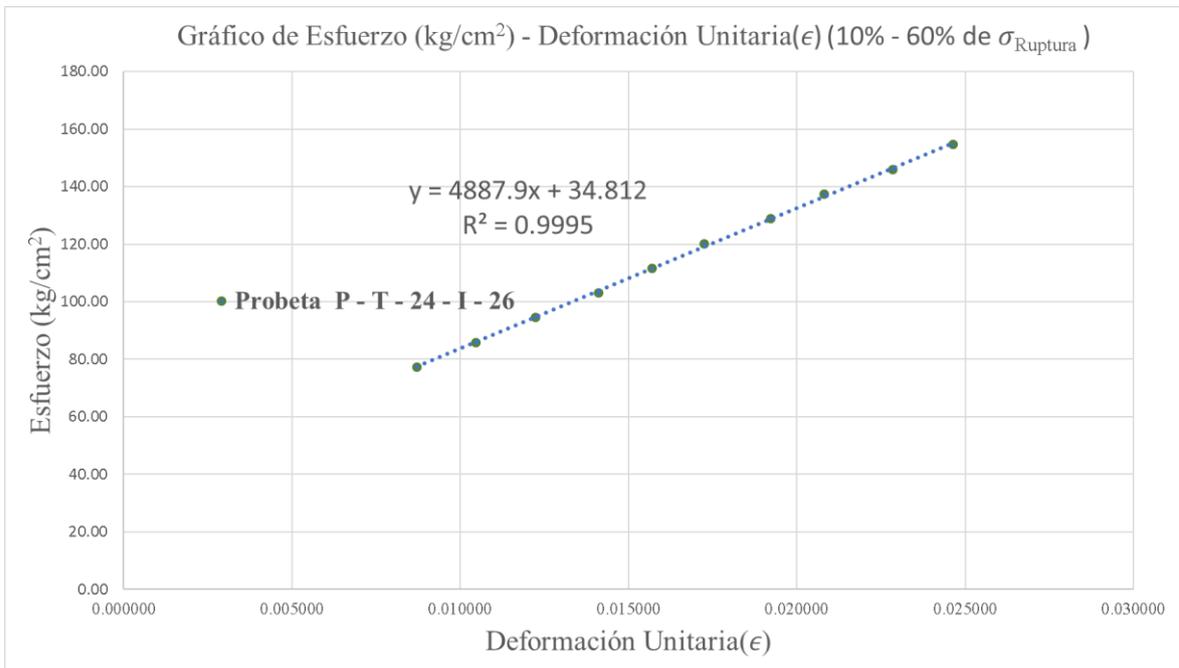


Figura 160: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 26 – con nudo

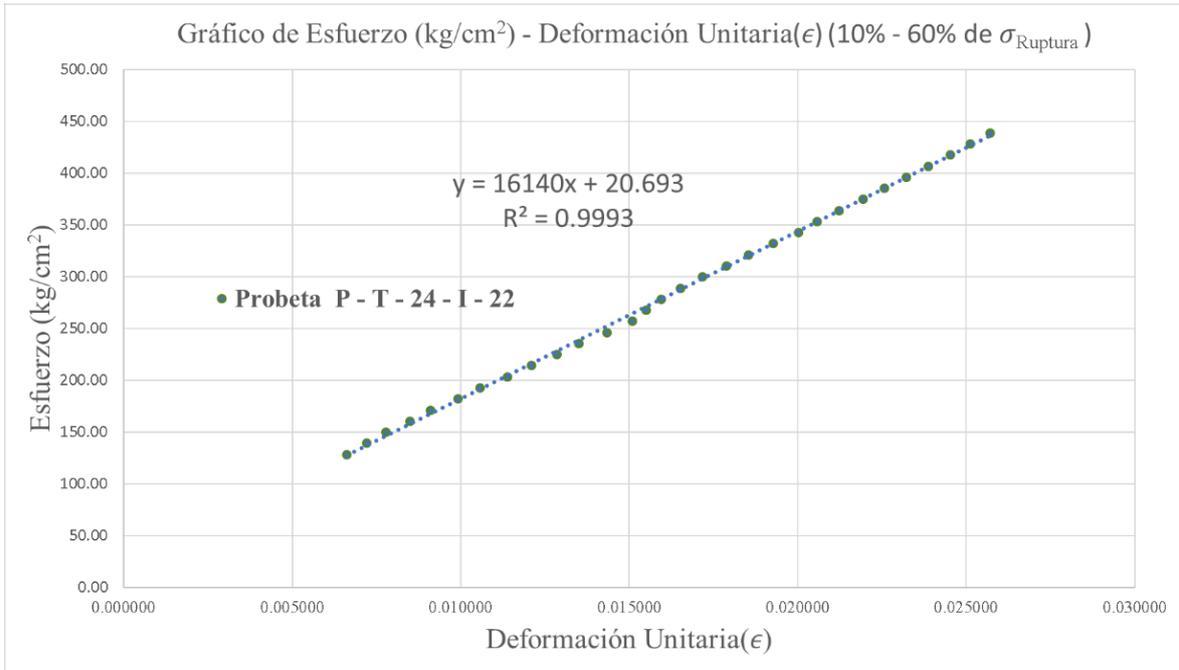


Figura 161: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 22 – con nudo

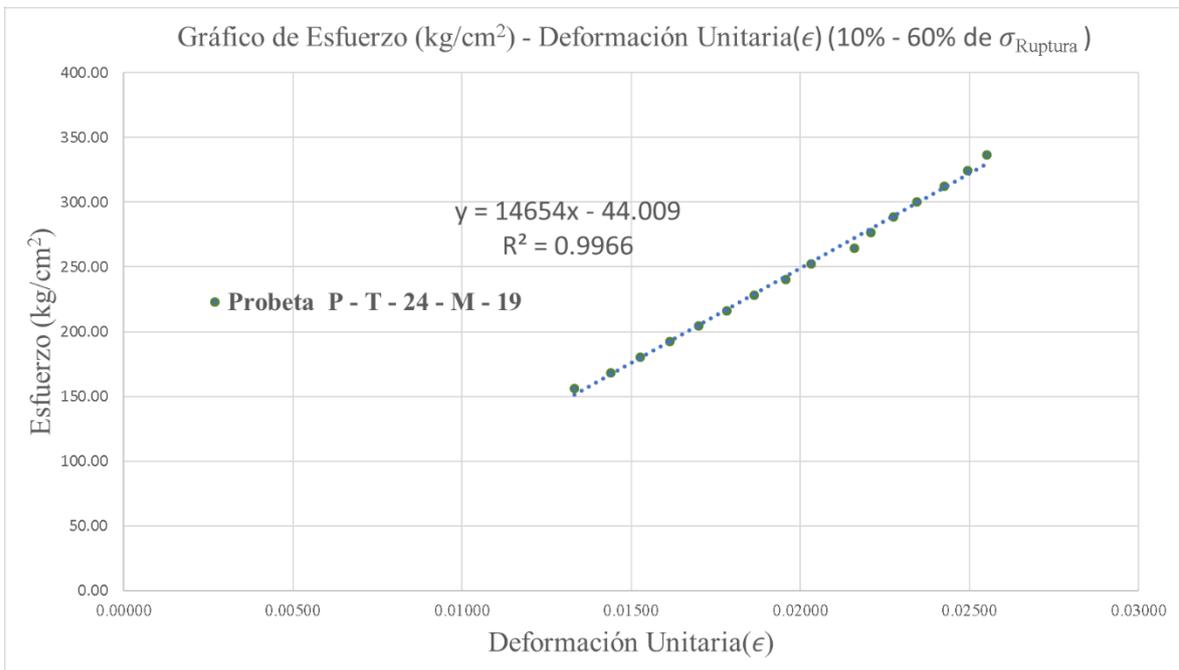


Figura 162: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 19 – con nudo

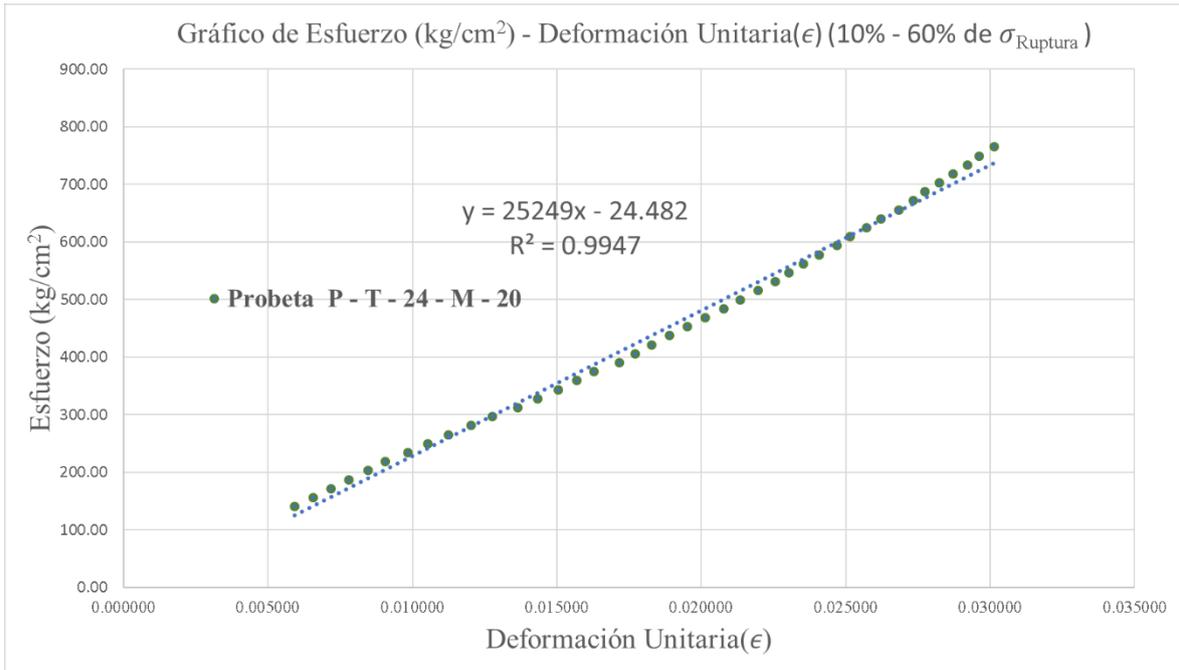


Figura 163: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M – 20 – con nudo

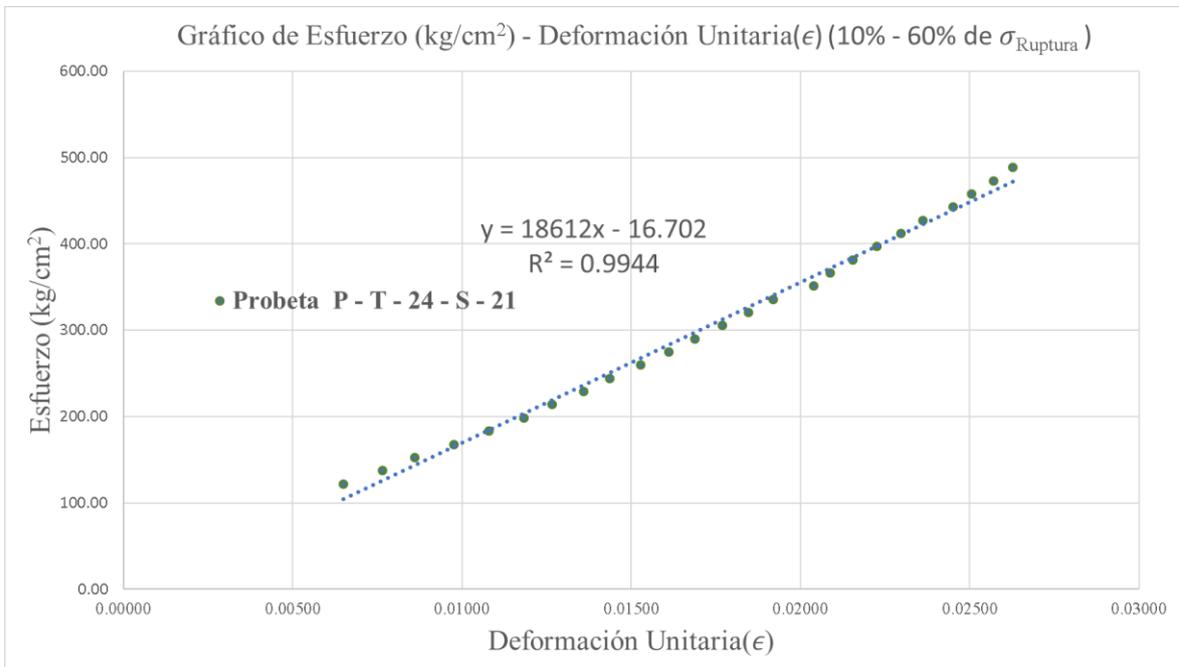


Figura 164: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S – 21 – con nudo

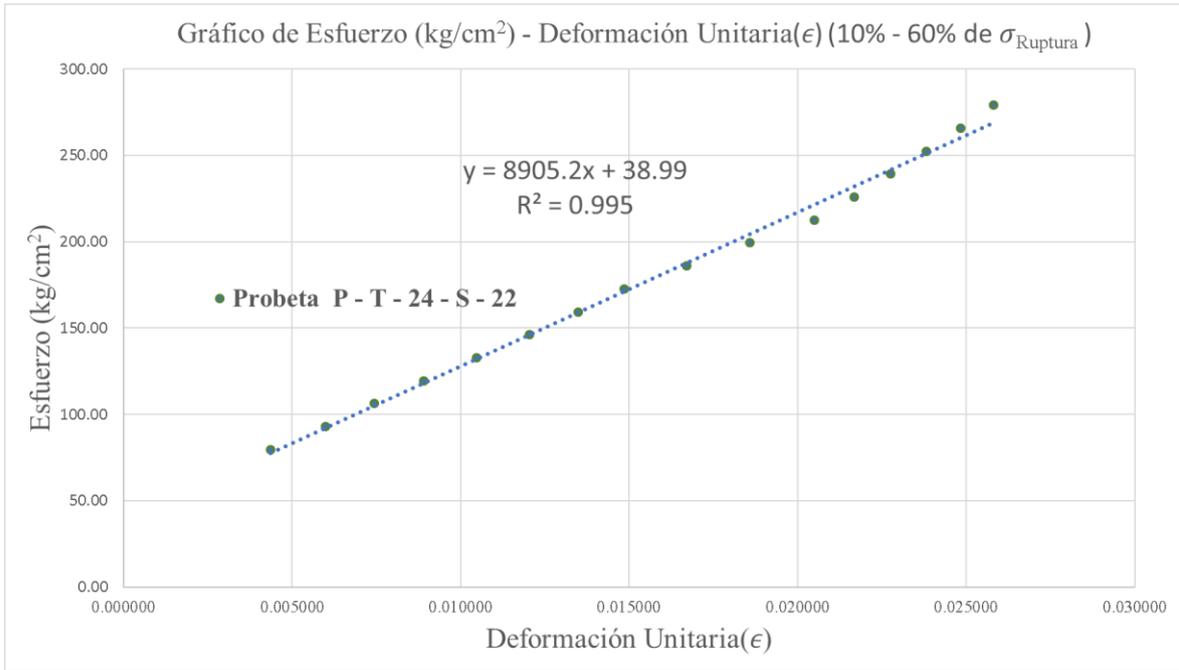


Figura 165: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 22 – con nudo

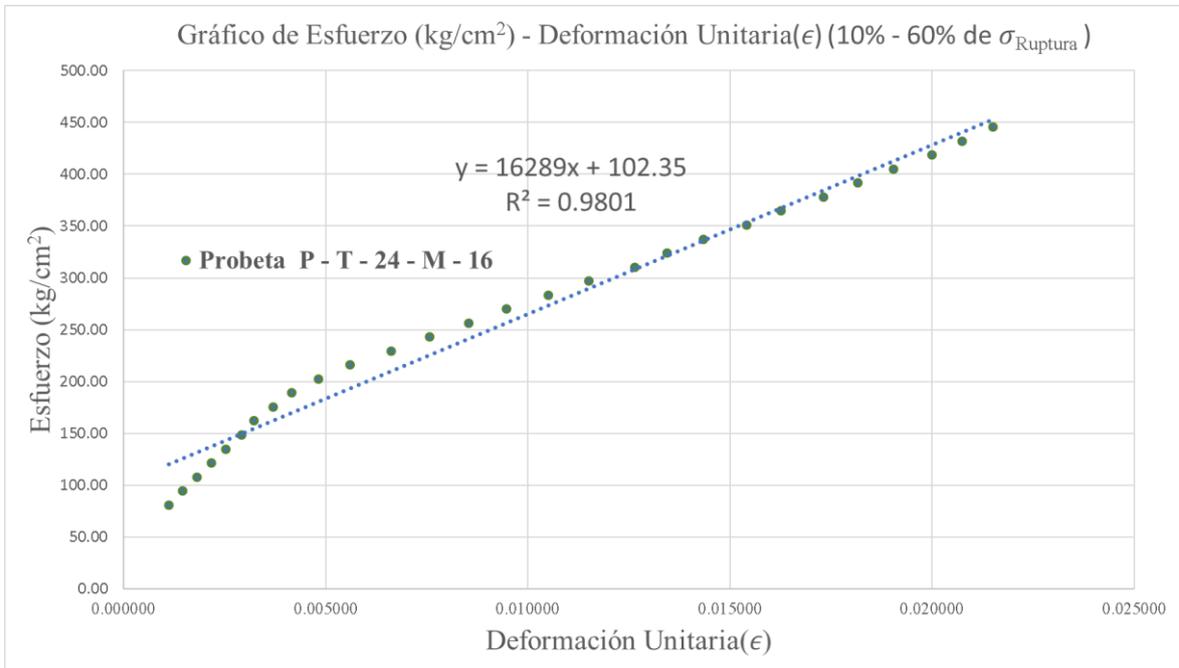


Figura 166: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 16 – con nudo

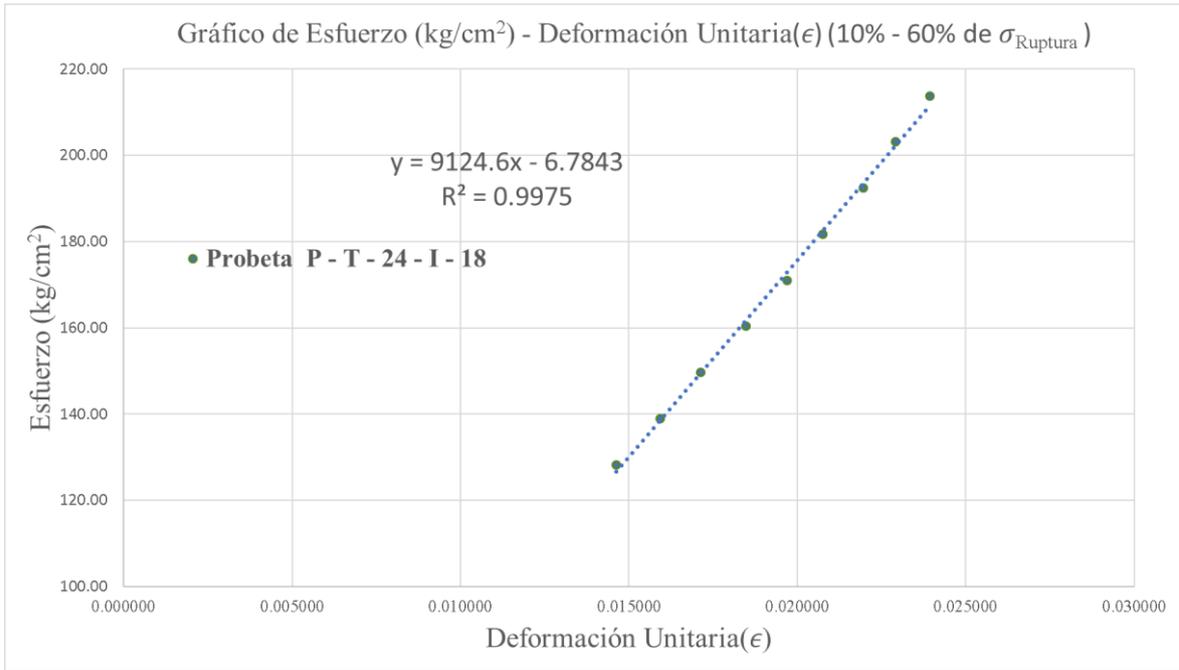


Figura 167: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 18 – con nudo

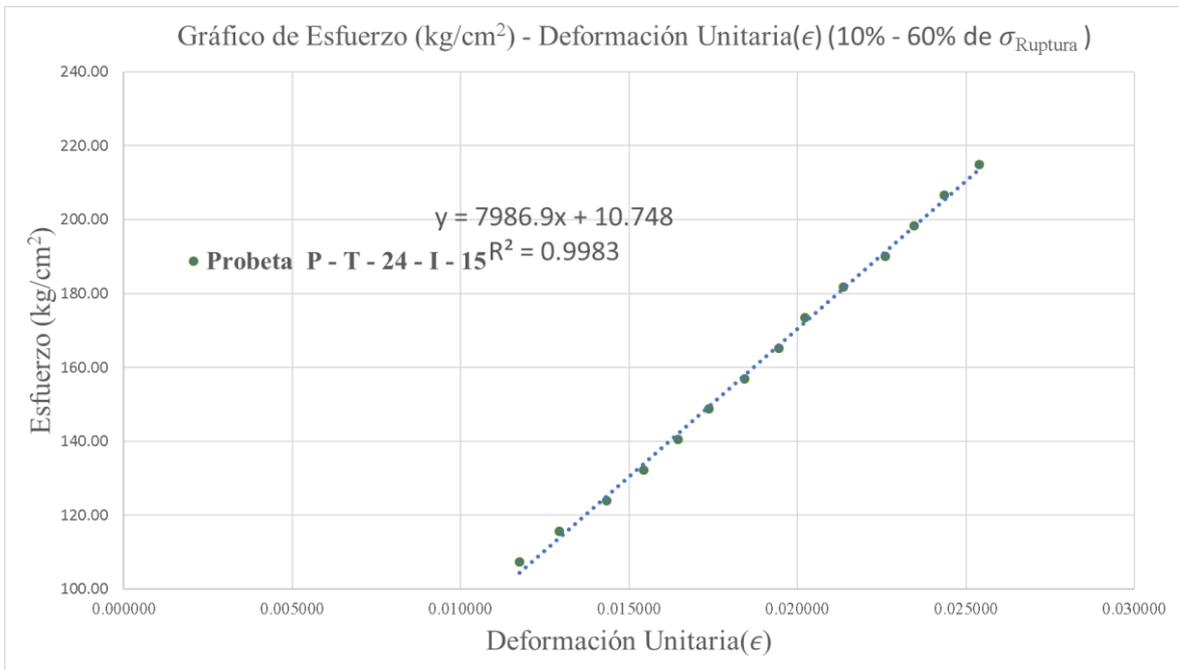


Figura 168: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 15 – con nudo

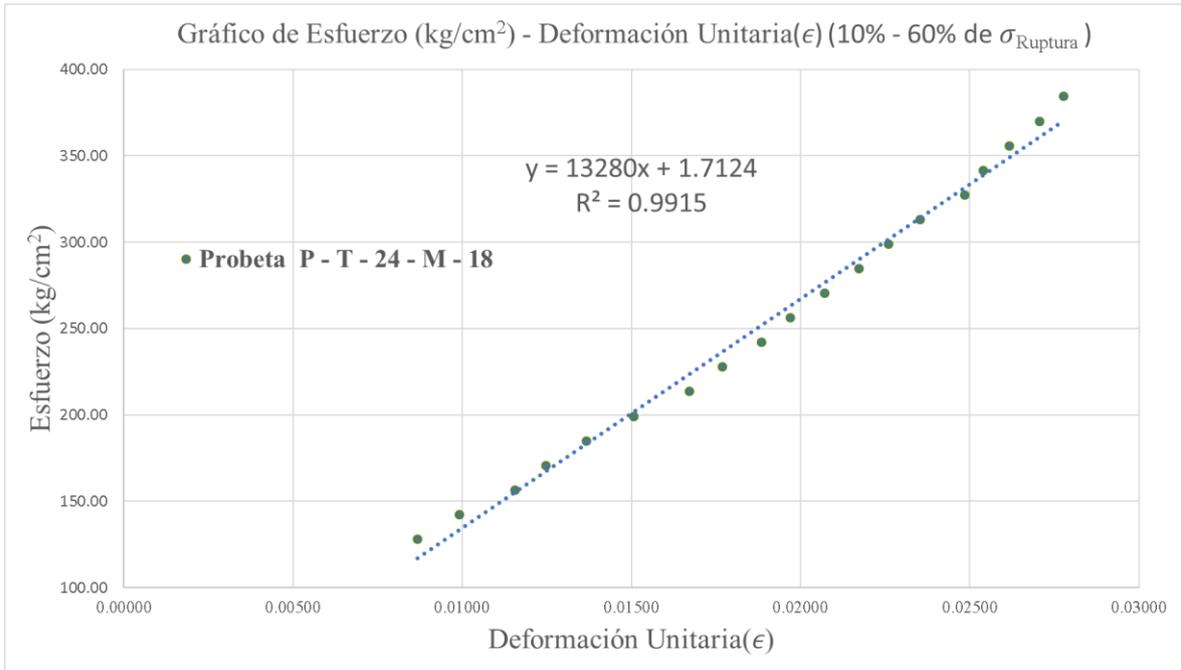


Figura 169: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 18 – con nudo

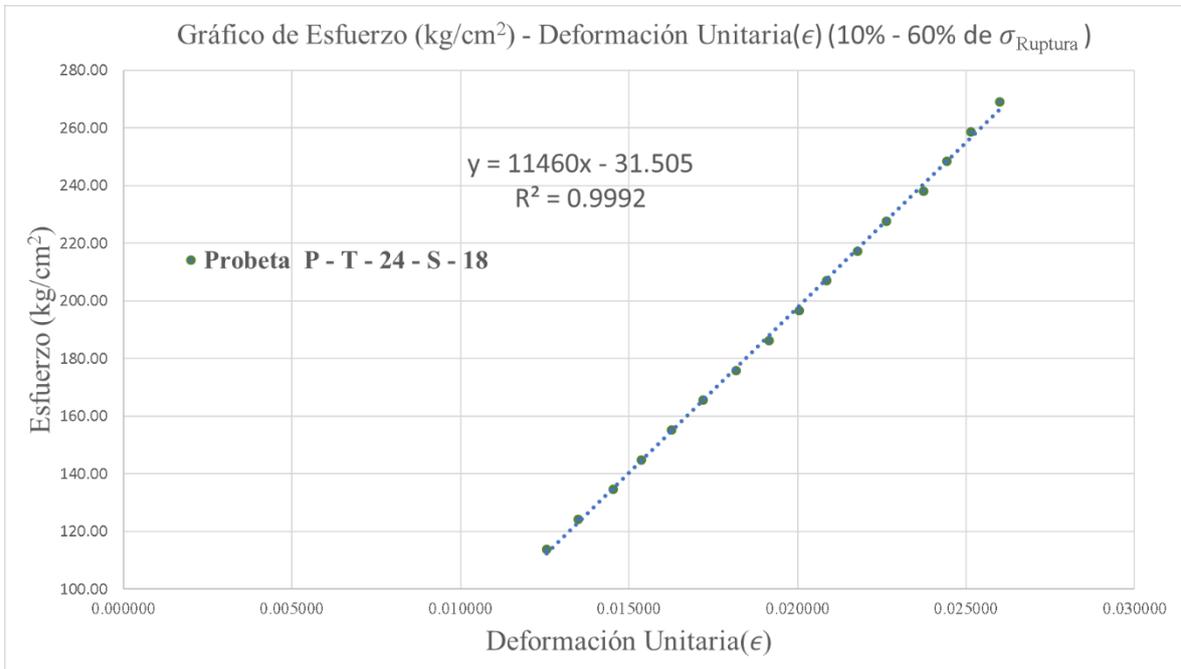


Figura 170: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 18 – con nudo

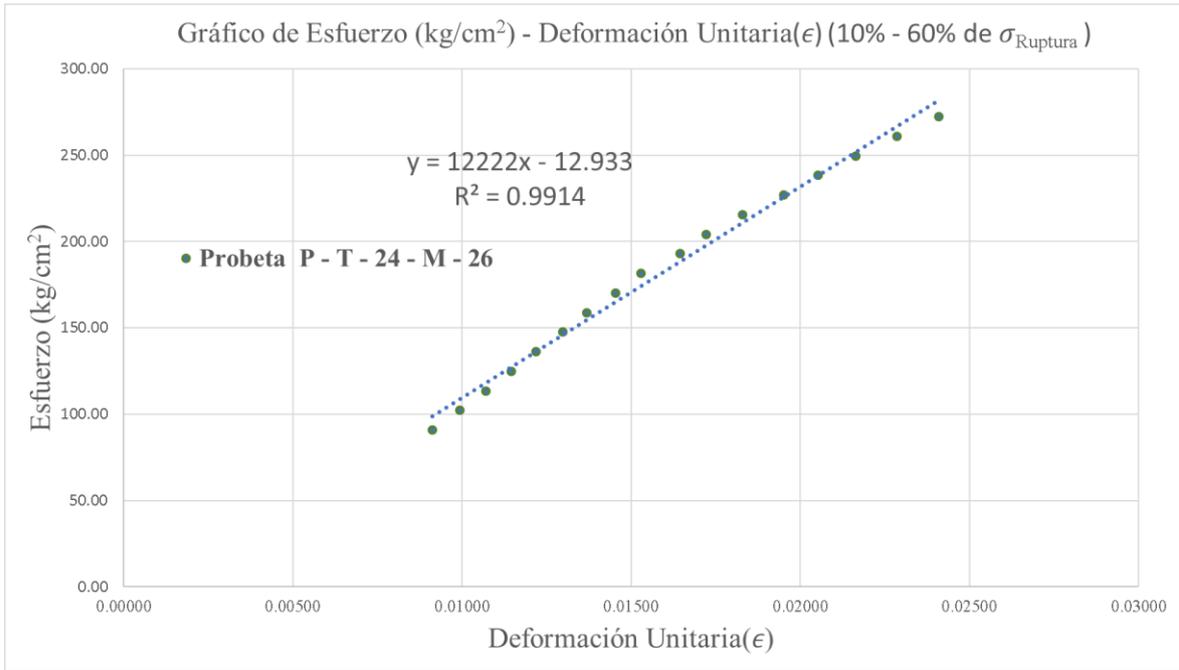


Figura 171: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 26 – con nudo

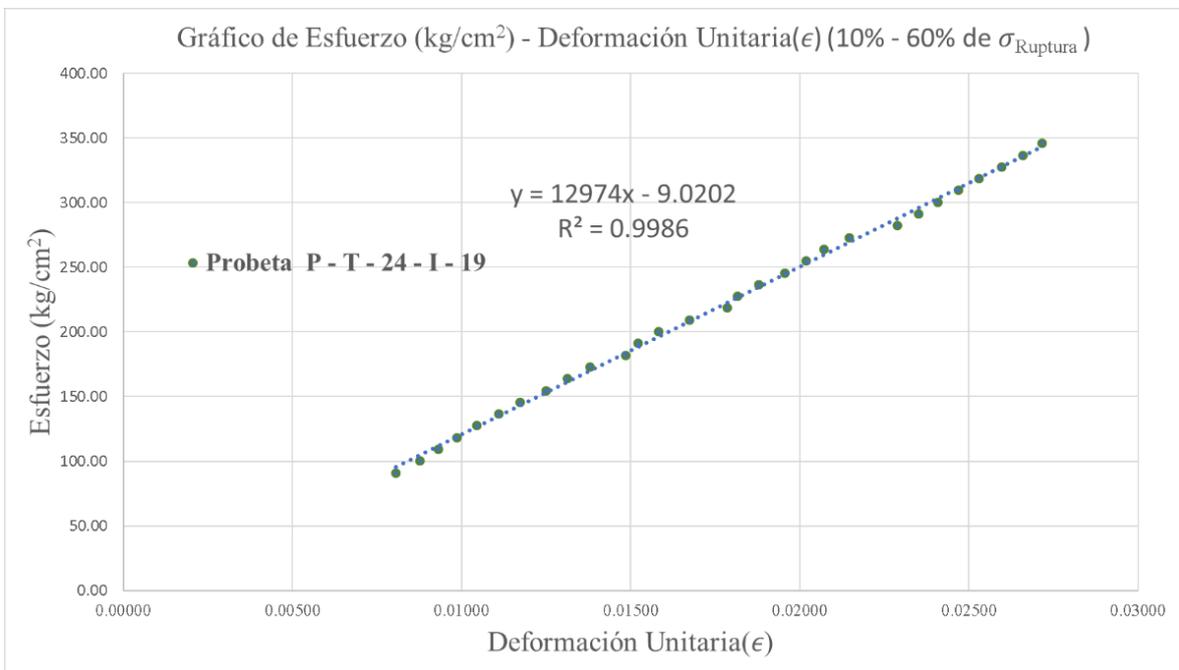


Figura 172: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 19 – con nudo

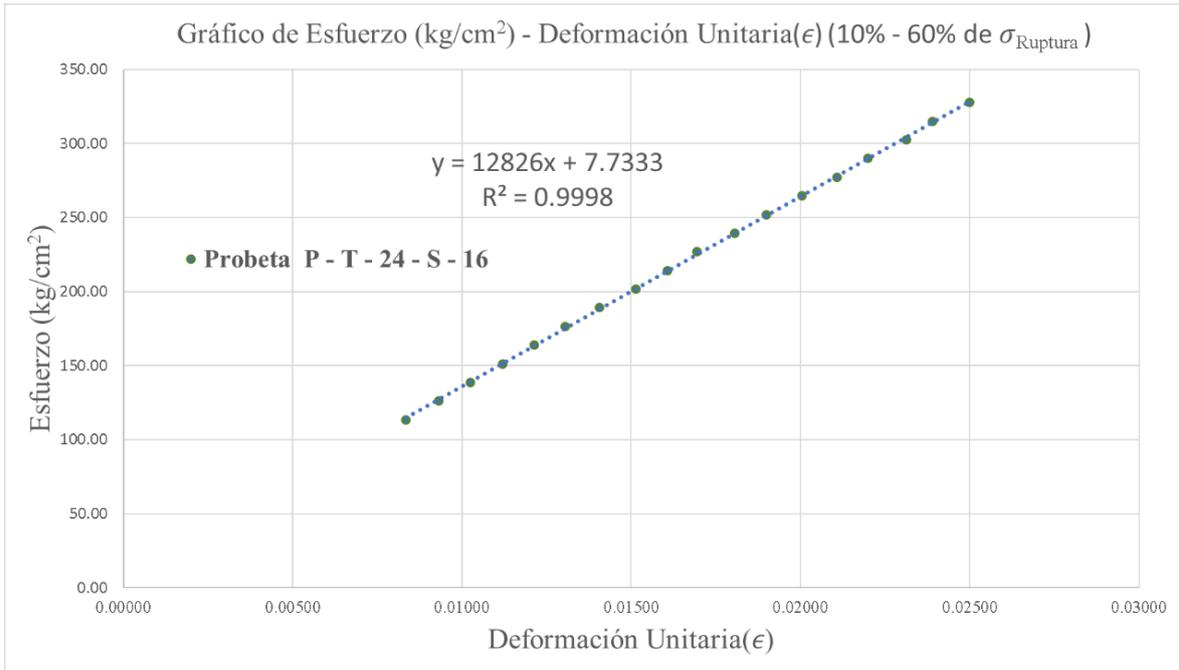


Figura 173: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 16 – con nudo

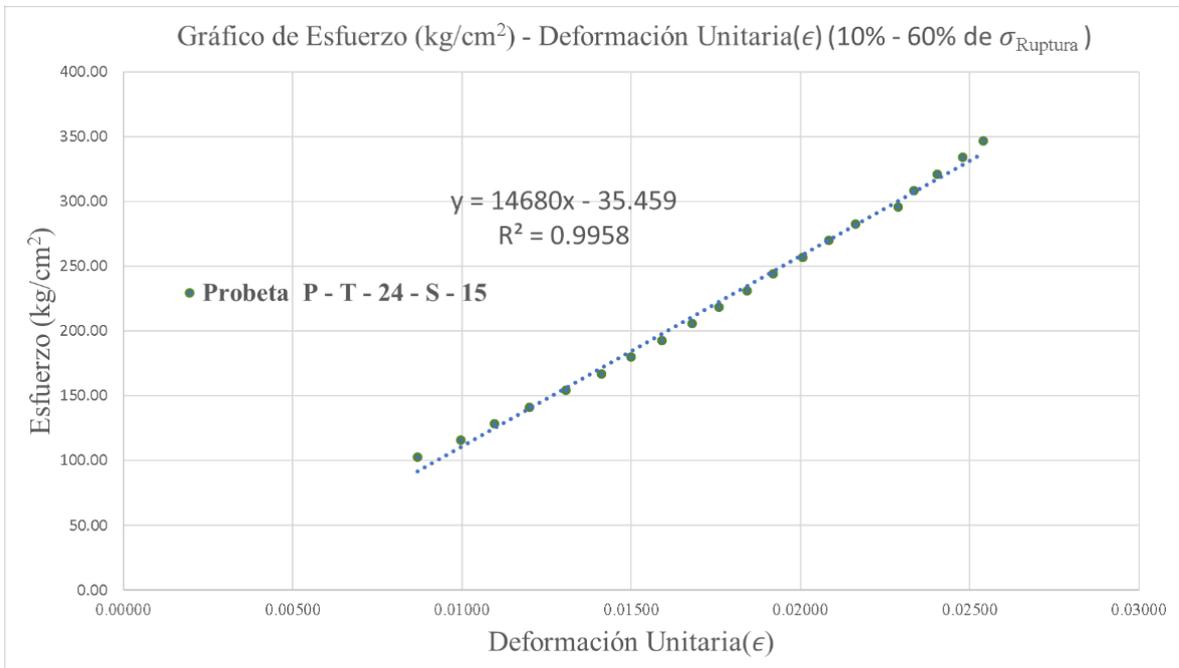


Figura 174: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 15 – con nudo

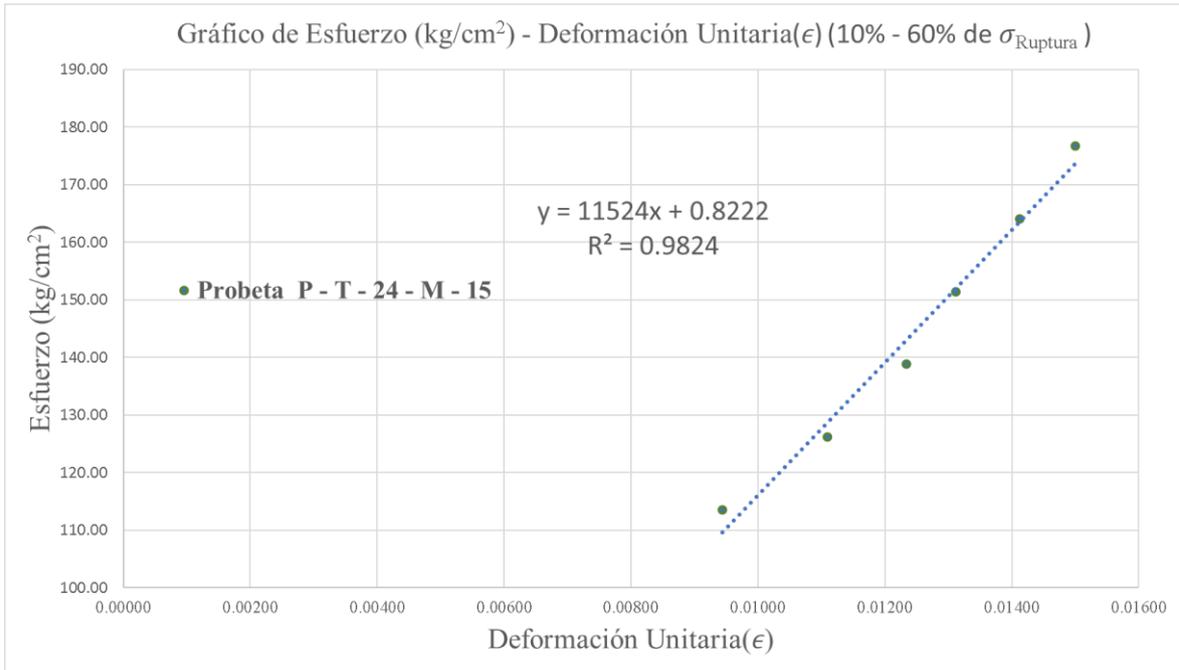


Figura 175: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – M - 15 – con nudo

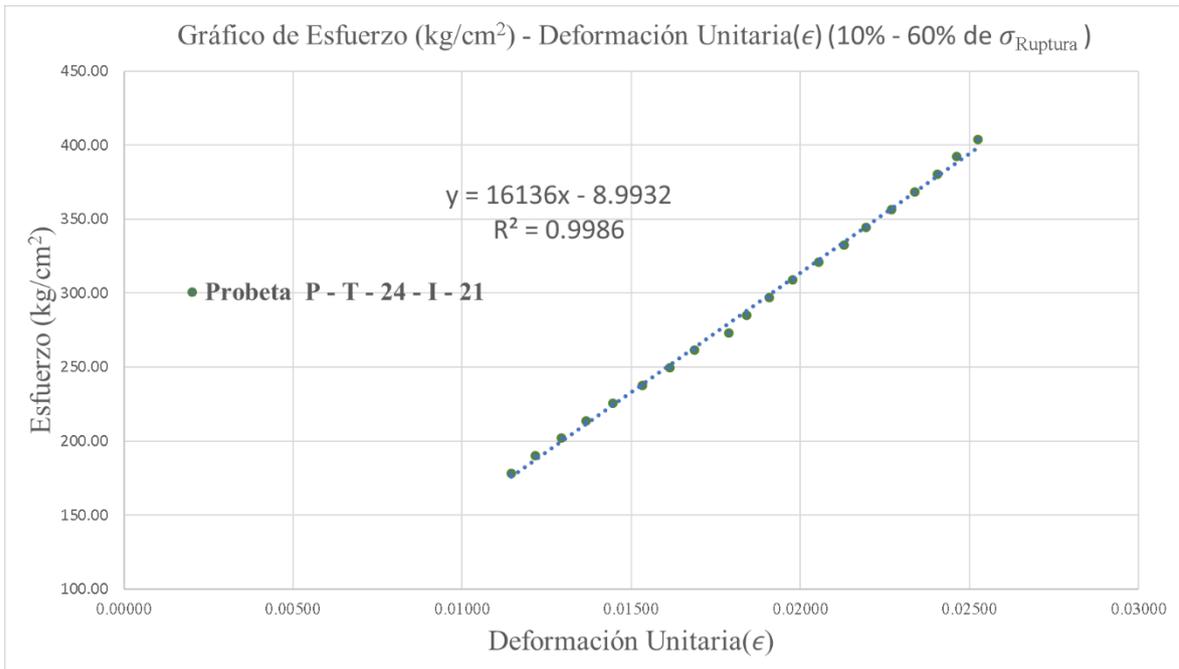


Figura 176: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – I - 21 – con nudo

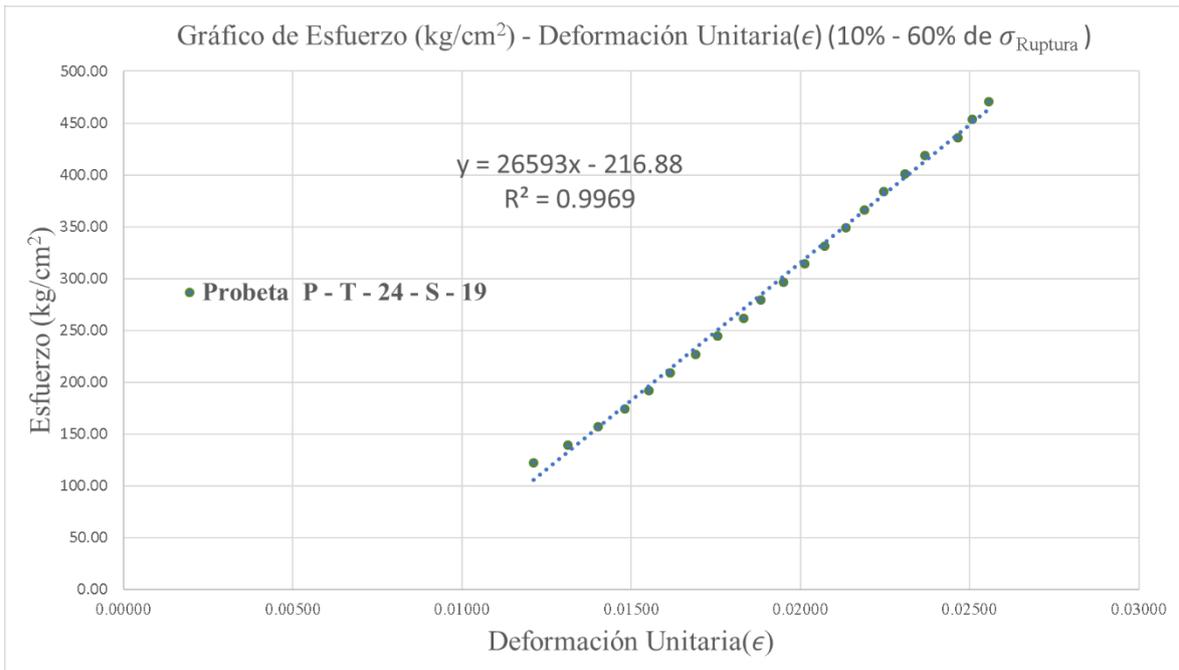


Figura 177: Gráfico del módulo de elasticidad de la probeta: P – T – 24 – S - 19 – con nudo

Anexo 3: Resultados detallados del análisis de estabilidad de taludes

a) Análisis de estabilidad del lado derecho

Juan Diego Sánchez Verde	Cálculo del factor de seguridad - Metodología de Sarma Tesis UNALM - Ingeniería Agrícola
--------------------------	---

Slope stability analysis

Input data

Project

Task : Cálculo del factor de seguridad - Metodología de Sarma
 Part : Tesis UNALM - Ingeniería Agrícola
 Description : Suelo Homogeneo - Arena Limo Arcillosa
 Author : Juan Diego Sánchez Verde
 Date : 26/01/2022
 Project ID : 001
 Project number : 001
 Unit weight of water is considered : 9,81 kN/m³

Settings

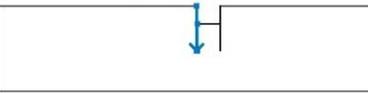
USA - Safety factor

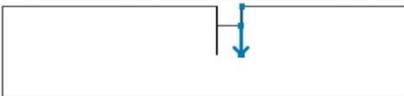
Stability analysis

Earthquake analysis : Standard
 Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	$SF_s =$	1.50 [-]

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-15.00	0.00	0.00	0.00	7.40	0.00
		7.50	0.00	7.50	-2.00	9.90	-2.00
		10.00	-2.00	10.00	0.00	10.10	0.00
		27.43	0.00				
2		7.40	0.00	7.40	-5.00	7.50	-5.00
		7.50	-2.00				

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
3		10.00	-2.00	10.00	-5.00	10.10	-5.00
		10.10	0.00				

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Arena Limo Arcillosa		31.00	29.42	18.38

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Arena Limo Arcillosa		21.73		

Soil parameters

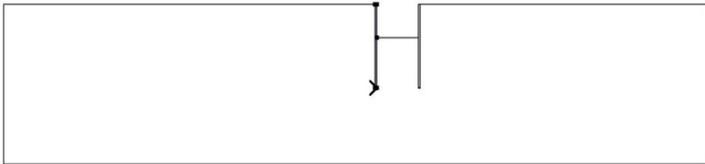
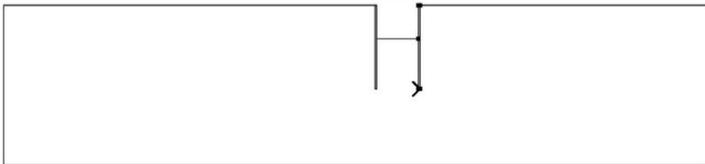
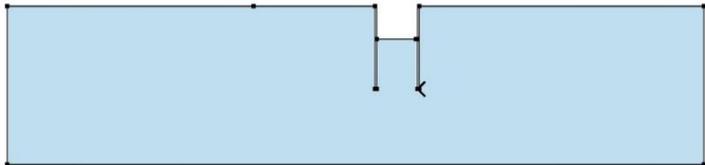
Arena Limo Arcillosa

Unit weight : $\gamma = 18.38 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 31.00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 29.42 \text{ kPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.73 \text{ kN/m}^3$

Rigid bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Bambú		5.99

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		7.40	-5.00	7.50	-5.00	Bambú 
		7.50	-2.00	7.50	0.00	
		7.40	0.00			
2		10.00	-5.00	10.10	-5.00	Bambú 
		10.10	0.00	10.00	0.00	
		10.00	-2.00			
3		10.10	-5.00	10.00	-5.00	Arena Limo Arcillosa 
		10.00	-2.00	9.90	-2.00	
		7.50	-2.00	7.50	-5.00	
		7.40	-5.00	7.40	0.00	
		0.00	0.00	-15.00	0.00	
		-15.00	-9.57	27.43	-9.57	
		27.43	0.00	10.10	0.00	

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not inputted.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1 (stage 1)

Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
7.52	-2.00	10.12	-5.29	12.44	-3.81	17.49	-0.90	19.65	-0.01
19.66	0.00								
The slip surface after optimization.									

Slope stability verification (Sarma)

Factor of safety = 9.30 > 1.50

Slope stability ACCEPTABLE

Analysis 2 (stage 1)

Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
-4.51	0.00	-3.69	-0.12	-2.77	-0.33	-0.18	-1.30	7.37	-5.59
9.71	-2.00								
The slip surface after optimization.									

Slope stability verification (Sarma)

Factor of safety = 10.42 > 1.50

Slope stability ACCEPTABLE

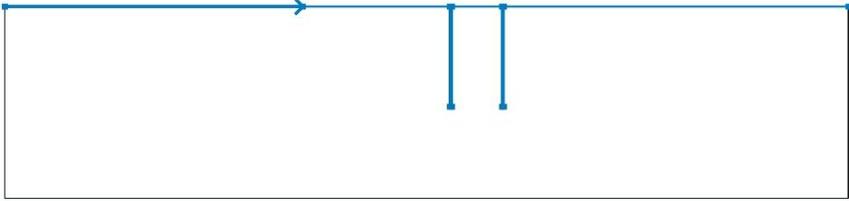
Input data (Stage of construction 2)

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		7.40	-5.00	7.50	-5.00	Bambú
		7.50	-2.00	7.50	0.00	
		7.40	0.00			
2		10.00	-5.00	10.10	-5.00	Bambú
		10.10	0.00	10.00	0.00	
		10.00	-2.00			
3		10.10	-5.00	10.00	-5.00	Arena Limo Arcillosa
		10.00	-2.00	9.90	-2.00	
		7.50	-2.00	7.50	-5.00	
		7.40	-5.00	7.40	0.00	
		0.00	0.00	-15.00	0.00	
		-15.00	-9.57	27.43	-9.57	
		27.43	0.00	10.10	0.00	

Water

Water type : Pore pressure

No.	Pore pressure interface location	Coordinates of pore pressure interface points [m]						Pore press. [kPa]
		x	z	x	z	x	z	
1		-15.00	0.00	0.00	0.00	7.40	0.00	53.940
		7.40	-5.00	7.50	-5.00	7.50	0.00	
		10.00	0.00	10.00	-5.00	10.10	-5.00	
		10.10	0.00	27.43	0.00			

Tensile crack

Tensile crack not inputted.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 2)

Analysis 1 (stage 2)

Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
-9.87	0.00	-8.54	-0.26	-5.28	-0.90	2.90	-2.46	7.63	-4.86
9.95	-2.00								
The slip surface after optimization.									

Slope stability verification (Sarma)

Factor of safety = 4.70 > 1.50

Slope stability ACCEPTABLE

Analysis 2 (stage 2)

Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
7.67	-2.00	9.99	-4.53	21.50	-0.74	22.11	-0.87	22.18	-0.89
23.59	0.00								
The slip surface after optimization.									

Slope stability verification (Sarma)

Factor of safety = 4.61 > 1.50

Slope stability ACCEPTABLE

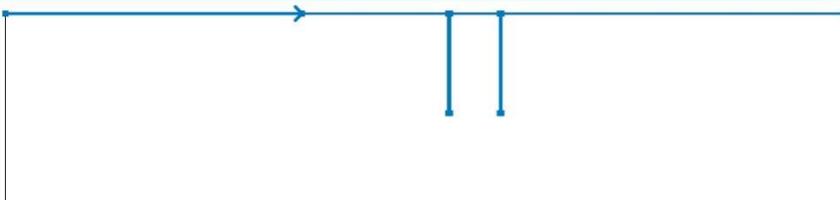
Input data (Stage of construction 3)

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		7.40	-5.00	7.50	-5.00	Bambú
		7.50	-2.00	7.50	0.00	
		7.40	0.00			
2		10.00	-5.00	10.10	-5.00	Bambú
		10.10	0.00	10.00	0.00	
		10.00	-2.00			
3		10.10	-5.00	10.00	-5.00	Arena Limo Arcillosa
		10.00	-2.00	9.90	-2.00	
		7.50	-2.00	7.50	-5.00	
		7.40	-5.00	7.40	0.00	
		0.00	0.00	-15.00	0.00	
		-15.00	-9.57	27.43	-9.57	
		27.43	0.00	10.10	0.00	

Water

Water type : Pore pressure

No.	Pore pressure interface location	Coordinates of pore pressure interface points [m]						Pore press. [kPa]
		x	z	x	z	x	z	
1		-15.00	0.00	0.00	0.00	7.40	0.00	53.940
		7.40	-5.00	7.50	-5.00	7.50	0.00	
		10.00	0.00	10.00	-5.00	10.10	-5.00	
		10.10	0.00	27.43	0.00			

Tensile crack

Tensile crack not inputted.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 3)

Analysis 1 (stage 3)

Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
-1.39	0.00	6.06	-6.06	7.29	-7.22	9.63	-3.00	11.29	0.00
Specified slip surface.									

Slope stability verification (Sarma)

Analysis has not been performed.

Analysis 2 (stage 3)

Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
6.37	0.00	7.94	-3.00	10.17	-7.25	20.84	-0.25	22.40	0.00
Specified slip surface.									

Slope stability verification (Sarma)
Analysis has not been performed.

b) Análisis de estabilidad del lado izquierdo

Juan Diego Sánchez Verde

Cálculo del factor de seguridad - Metodología de Sarma
Tesis UNALM - Ingeniería Agrícola

Slope stability analysis

Input data

Project

Task : Cálculo del factor de seguridad - Metodología de Sarma
Part : Tesis UNALM - Ingeniería Agrícola
Description : Suelo Homogeneo - Arena Limo Arcillosa
Author : Juan Diego Sánchez Verde
Date : 26/01/2022
Project ID : 001
Project number : 001
Unit weight of water is considered : 9,81 kN/m³

Settings

USA - Safety factor

Stability analysis

Earthquake analysis : Standard
Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors

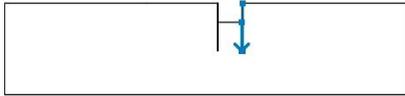
Permanent design situation

Safety factor : $SF_s = 1.50 [-]$

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-15.00	0.00	0.00	0.00	7.40	0.00
		7.50	0.00	7.50	-2.00	9.90	-2.00
		10.00	-2.00	10.00	0.00	10.10	0.00
		27.43	0.00				
2		7.40	0.00	7.40	-5.00	7.50	-5.00
		7.50	-2.00				

1

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
3		10.00	-2.00	10.00	-5.00	10.10	-5.00
		10.10	0.00				

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Arena Limo Arcillosa		31.00	29.42	18.38

Soil parameters - uplift

No.	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	Arena Limo Arcillosa		21.73		

Soil parameters

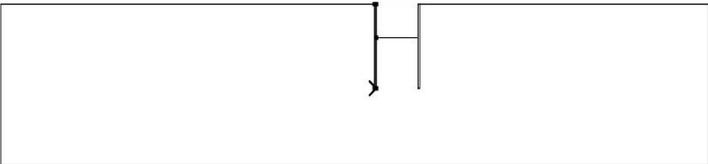
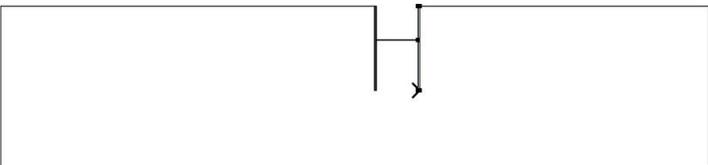
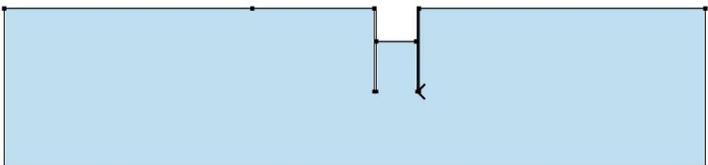
Arena Limo Arcillosa

Unit weight : $\gamma = 18.38$ kN/m³
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 31.00$ °
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 29.42$ kPa
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.73$ kN/m³

Rigid bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Bambú		5.99

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		7.40	-5.00	7.50	-5.00	Bambú 
		7.50	-2.00	7.50	0.00	
		7.40	0.00			
2		10.00	-5.00	10.10	-5.00	Bambú 
		10.10	0.00	10.00	0.00	
		10.00	-2.00			
3		10.10	-5.00	10.00	-5.00	Arena Limo Arcillosa 
		10.00	-2.00	9.90	-2.00	
		7.50	-2.00	7.50	-5.00	
		7.40	-5.00	7.40	0.00	
		0.00	0.00	-15.00	0.00	
		-15.00	-9.57	27.43	-9.57	
		27.43	0.00	10.10	0.00	

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not inputted.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1 (stage 1)

Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
7.52	-2.00	10.12	-5.29	12.44	-3.81	17.49	-0.90	19.65	-0.01
19.66	0.00								
The slip surface after optimization.									

Slope stability verification (Sarma)

Factor of safety = 9.30 > 1.50

Slope stability ACCEPTABLE

Analysis 2 (stage 1)

Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
-4.51	0.00	-3.69	-0.12	-2.77	-0.33	-0.18	-1.30	7.37	-5.59
9.71	-2.00								
The slip surface after optimization.									

Slope stability verification (Sarma)

Factor of safety = 10.42 > 1.50

Slope stability ACCEPTABLE

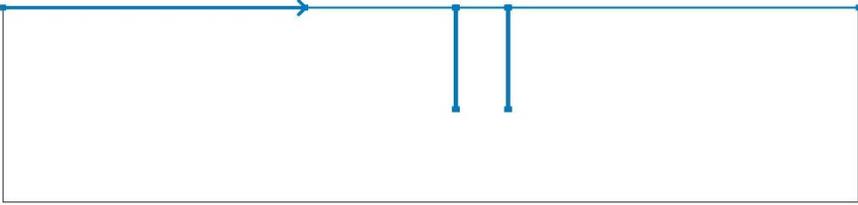
Input data (Stage of construction 2)

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		7.40	-5.00	7.50	-5.00	Bambú
		7.50	-2.00	7.50	0.00	
		7.40	0.00			
2		10.00	-5.00	10.10	-5.00	Bambú
		10.10	0.00	10.00	0.00	
		10.00	-2.00			
3		10.10	-5.00	10.00	-5.00	Arena Limo Arcillosa
		10.00	-2.00	9.90	-2.00	
		7.50	-2.00	7.50	-5.00	
		7.40	-5.00	7.40	0.00	
		0.00	0.00	-15.00	0.00	
		-15.00	-9.57	27.43	-9.57	
27.43	0.00	10.10	0.00			

Water

Water type : Pore pressure

No.	Pore pressure interface location	Coordinates of pore pressure interface points [m]						Pore press. [kPa]
		x	z	x	z	x	z	
1		-15.00	0.00	0.00	0.00	7.40	0.00	53.940
		7.40	-5.00	7.50	-5.00	7.50	0.00	
		10.00	0.00	10.00	-5.00	10.10	-5.00	
		10.10	0.00	27.43	0.00			

Tensile crack

Tensile crack not inputted.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 2)

Analysis 1 (stage 2)

Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
-9.87	0.00	-8.54	-0.26	-5.28	-0.90	2.90	-2.46	7.63	-4.86
9.95	-2.00								

The slip surface after optimization.

Slope stability verification (Sarma)

Factor of safety = 4.70 > 1.50

Slope stability ACCEPTABLE

Analysis 2 (stage 2)

Polygonal slip surface

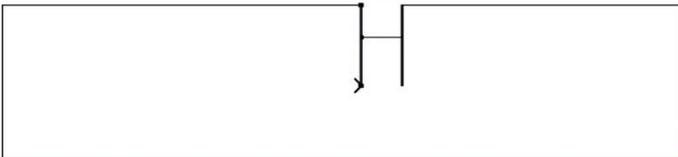
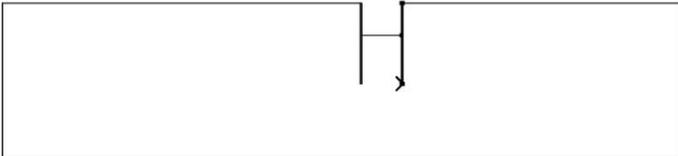
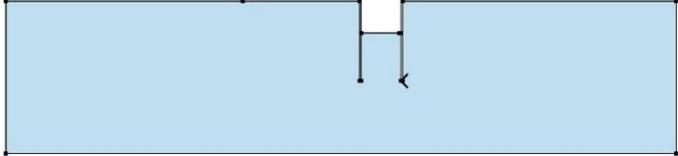
Coordinates of slip surface points [m]							
x	z	x	z	x	z	x	z
7.67	-2.00	9.99	-4.53	21.50	-0.74	22.11	-0.87
23.59	0.00					22.18	-0.89

The slip surface after optimization.

Slope stability verification (Sarma)
Factor of safety = 4.61 > 1.50
Slope stability ACCEPTABLE

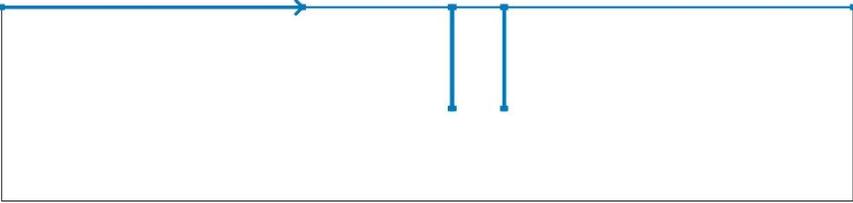
Input data (Stage of construction 3)

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		7.40	-5.00	7.50	-5.00	Bambú 
		7.50	-2.00	7.50	0.00	
		7.40	0.00			
2		10.00	-5.00	10.10	-5.00	Bambú 
		10.10	0.00	10.00	0.00	
		10.00	-2.00			
3		10.10	-5.00	10.00	-5.00	Arena Limo Arcillosa 
		10.00	-2.00	9.90	-2.00	
		7.50	-2.00	7.50	-5.00	
		7.40	-5.00	7.40	0.00	
		0.00	0.00	-15.00	0.00	
		-15.00	-9.57	27.43	-9.57	
27.43	0.00	10.10	0.00			

Water

Water type : Pore pressure

No.	Pore pressure interface location	Coordinates of pore pressure interface points [m]						Pore press. [kPa]
		x	z	x	z	x	z	
1		-15.00	0.00	0.00	0.00	7.40	0.00	53.940
		7.40	-5.00	7.50	-5.00	7.50	0.00	
		10.00	0.00	10.00	-5.00	10.10	-5.00	
		10.10	0.00	27.43	0.00			

Tensile crack

Tensile crack not inputted.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 3)

Analysis 1 (stage 3)

Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
-1.39	0.00	6.06	-6.06	7.29	-7.22	9.63	-3.00	11.29	0.00
Specified slip surface.									

Slope stability verification (Sarma)

Analysis has not been performed.

Analysis 2 (stage 3)

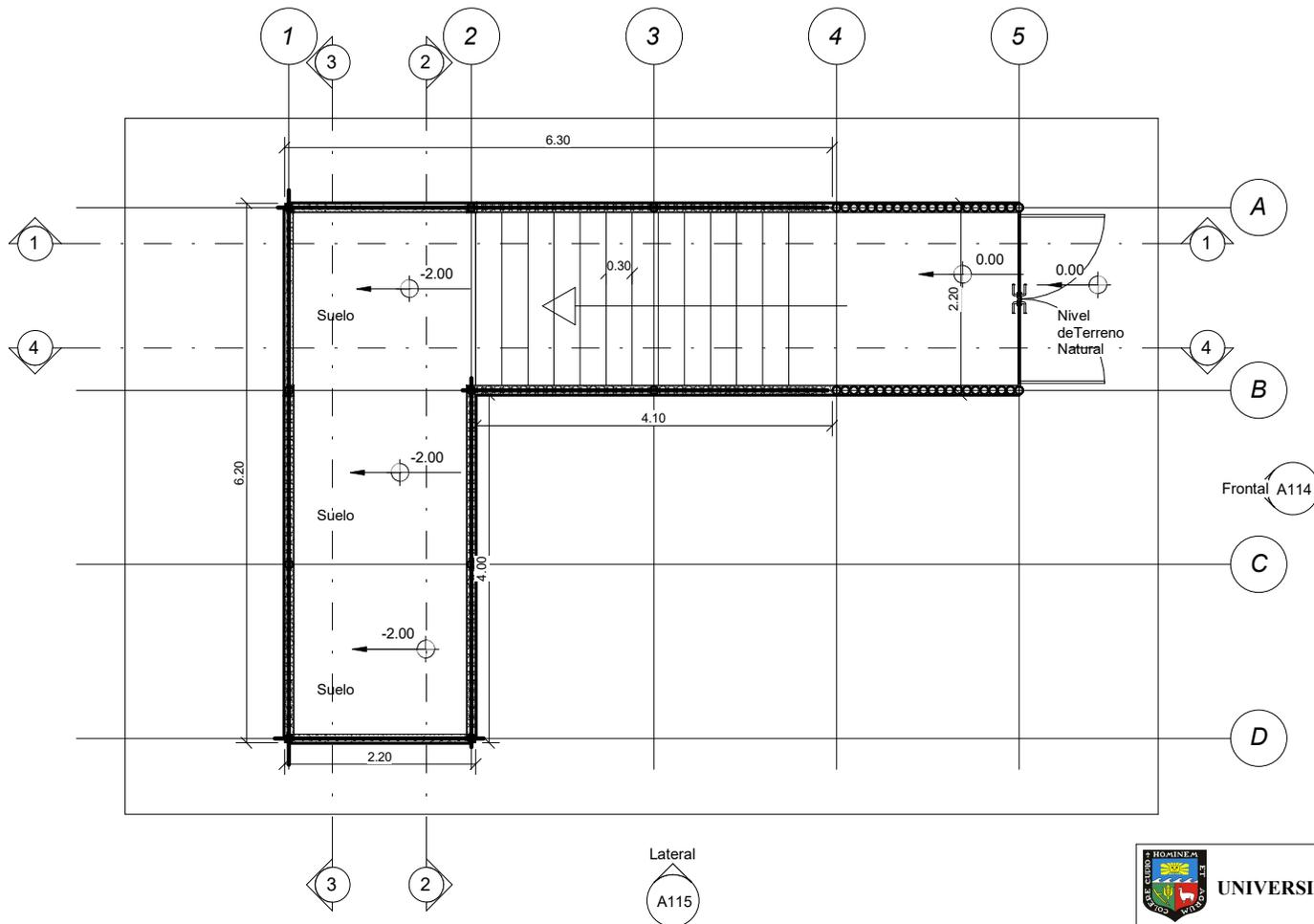
Polygonal slip surface

Coordinates of slip surface points [m]									
x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
6.37	0.00	7.94	-3.00	10.17	-7.25	20.84	-0.25	22.40	0.00
Specified slip surface.									

Slope stability verification (Sarma)
Analysis has not been performed.

Anexo 4: Plano de presentación

- Plano 01: Elementos empotrados a 3 metros
- Plano 02: Elementos empotrados a 1 metros
- Plano 03: Vista frontal
- Plano 04: Vista lateral
- Plano 05: Corte 1-1
- Plano 06: Corte 2-2
- Plano 07: Corte 3-3
- Plano 08: Corte 4-4
- Plano 09: Vista isométrica



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

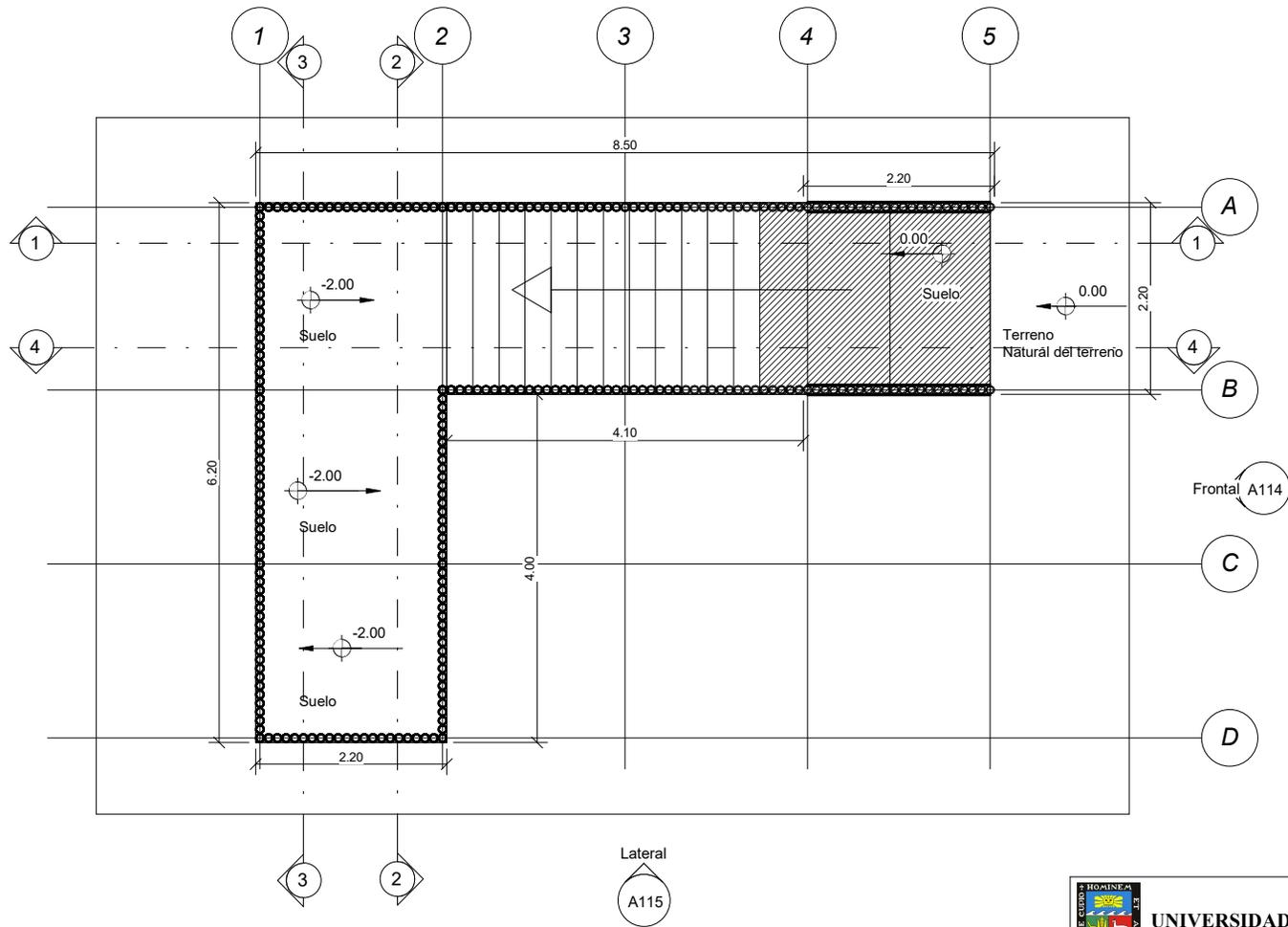
PLANO:
ELEMENTOS EMPOTRADOS A 3 METROS

ELABORADO POR:
BACH. JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE

ESCALA:
1/50

FECHA:
1/02/2022

Nº:
001



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

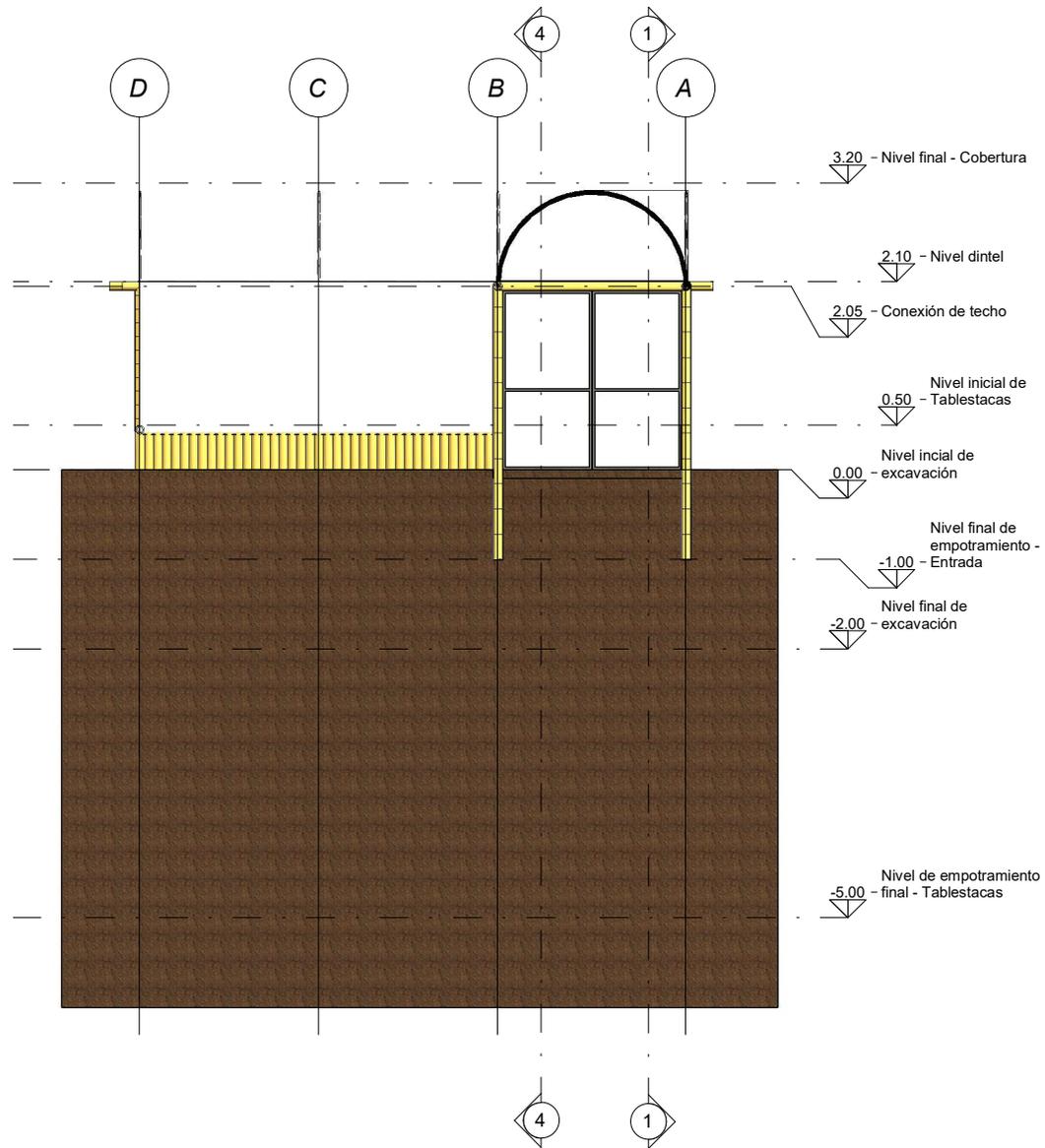
PLANO:
ELEMENTOS EMPOTRADOS A 1 METRO

ELABORADO POR:
BACH. JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE

ESCALA:
1/50

FECHA:
1/02/2022

Nº:
002



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

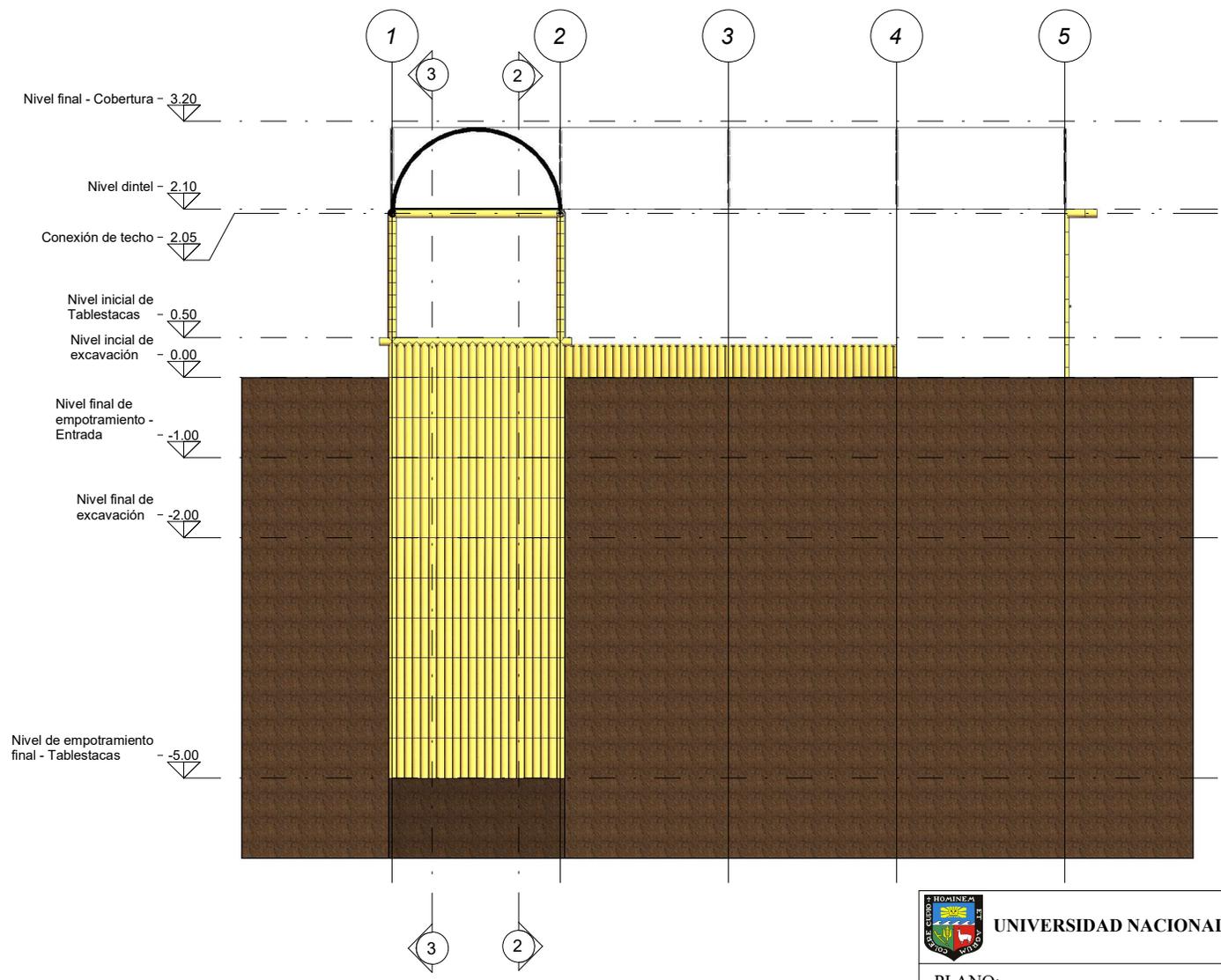
PLANO:
VISTA FRONTAL

ELABORADO POR:
BACH. JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE

ESCALA:
1/50

FECHA:
1/02/2022

Nº:
003



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

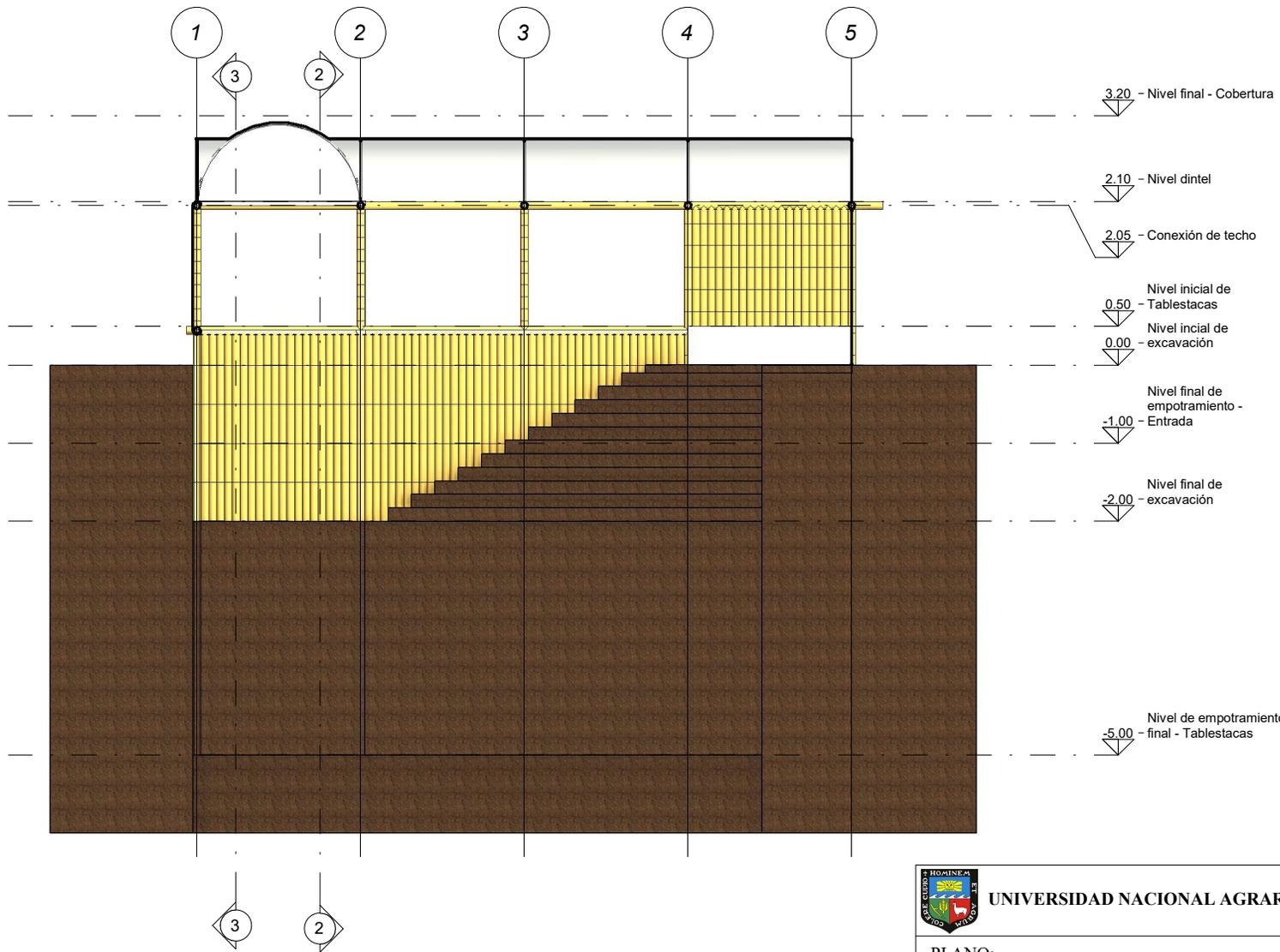
PLANO:
VISTA DE LATERAL

ELABORADO POR:
BACH. JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE

ESCALA:
1/50

FECHA:
1/02/2022

Nº:
004



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

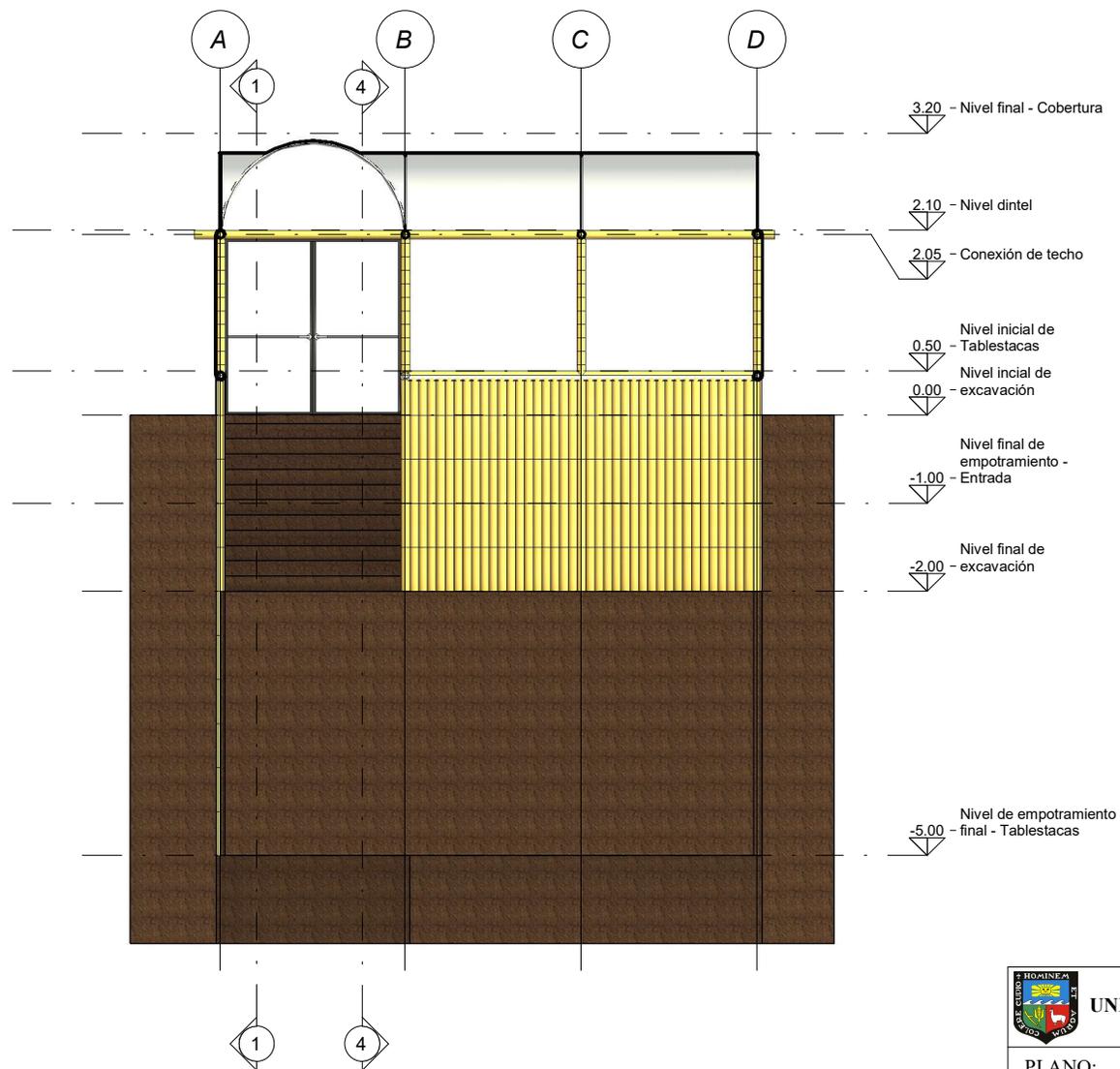
PLANO:
Corte 1-1

ELABORADO POR:
BACH. JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE

ESCALA:
1/50

FECHA:
1/02/2022

Nº:
005



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

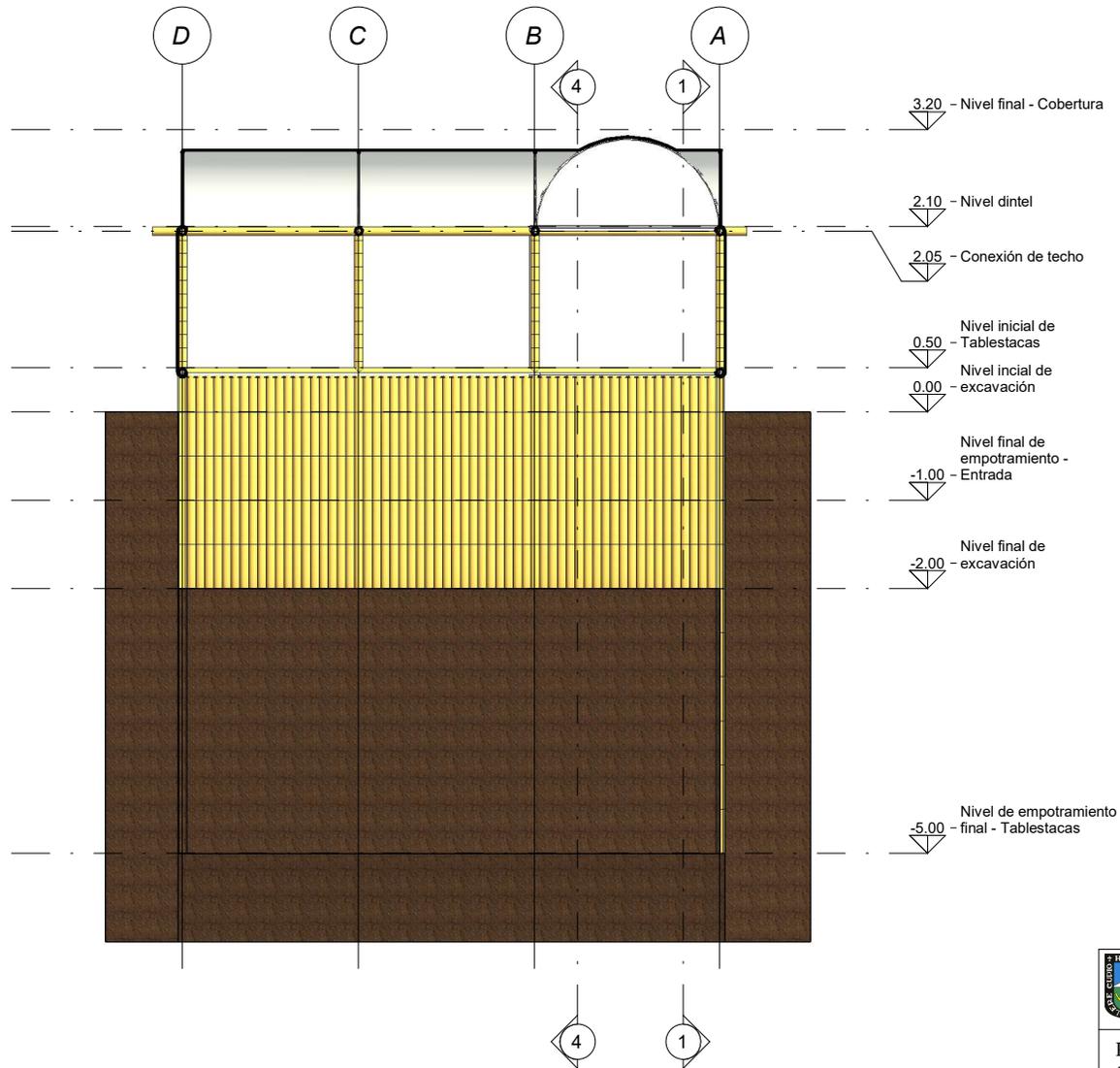
PLANO:
Corte 2-2

ELABORADO POR:
BACH. JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE

ESCALA:
1/50

FECHA:
1/02/2022

Nº:
006



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

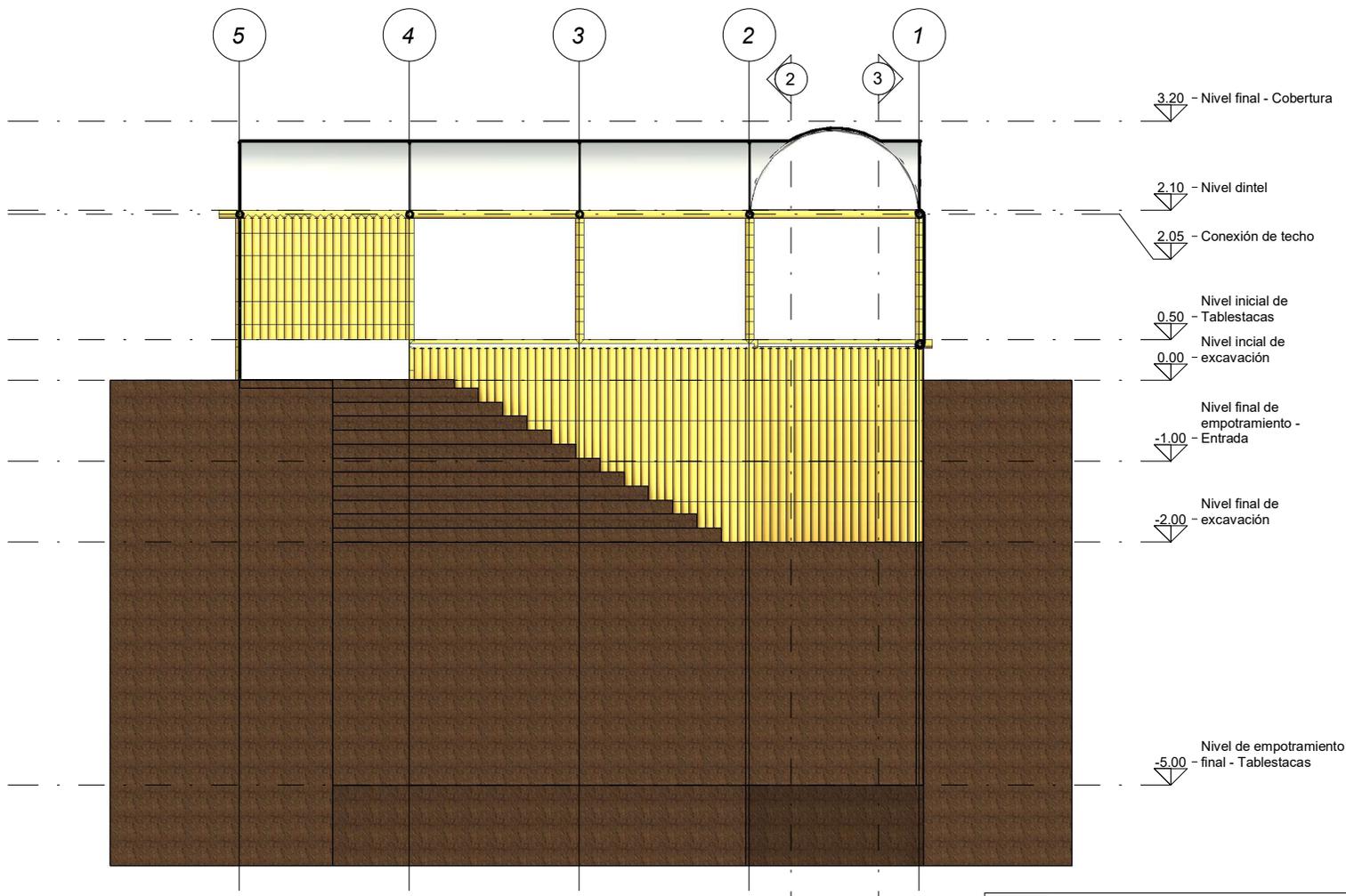
PLANO:
Corte 3-3

ELABORADO POR:
BACH. JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE

ESCALA:
1/50

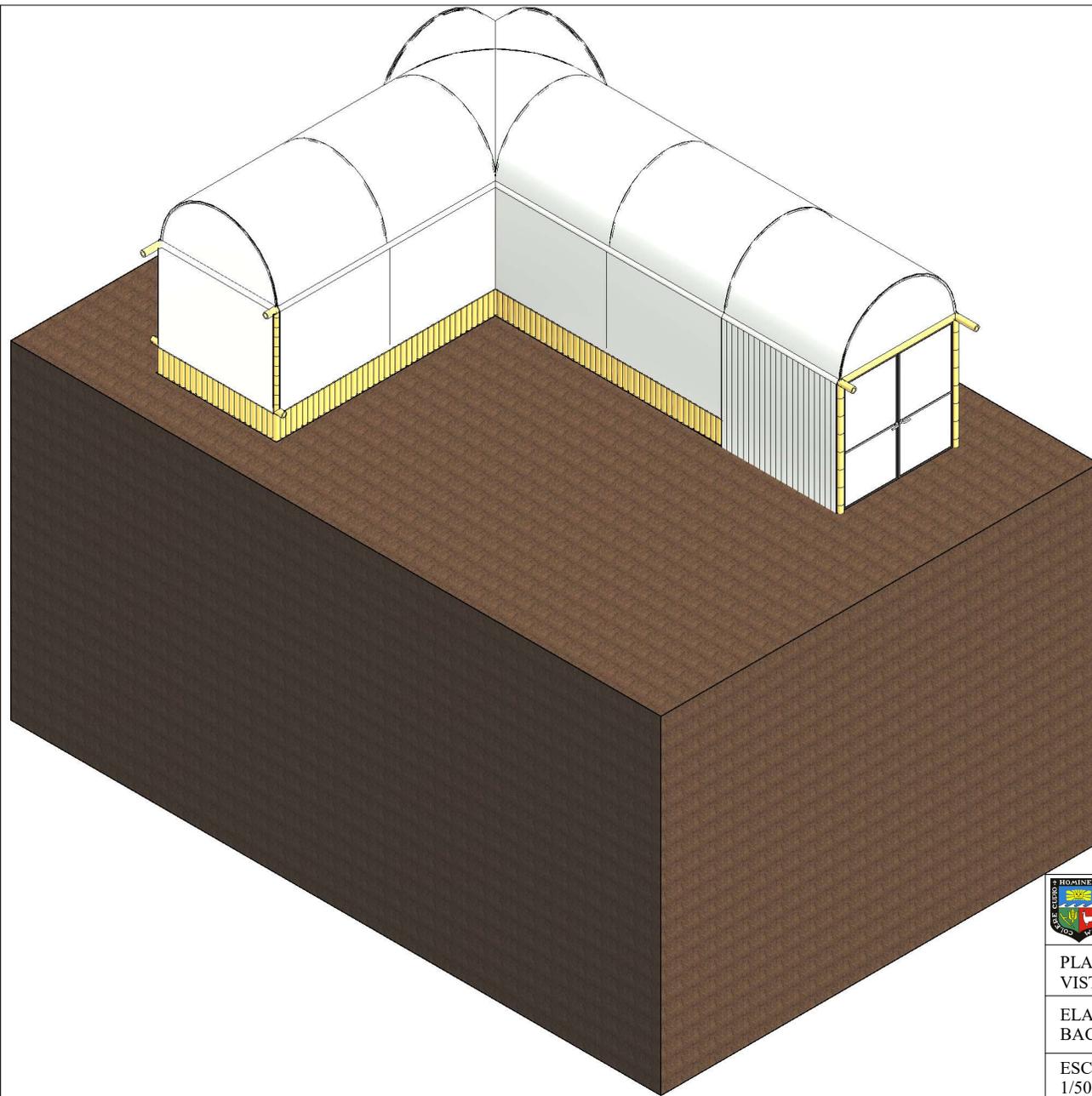
FECHA:
1/02/2022

Nº:
007



- 3.20 - Nivel final - Cobertura
- 2.10 - Nivel dintel
- 2.05 - Conexión de techo
- 0.50 - Nivel inicial de Tablestacas
- 0.00 - Nivel inicial de excavación
- 1.00 - Nivel final de empotramiento - Entrada
- 2.00 - Nivel final de excavación
- 5.00 - Nivel de empotramiento final - Tablestacas

 UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA		
PLANO: Corte 4-4		
ELABORADO POR: BACH. JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE		
ESCALA: 1/50	FECHA: 1/02/2022	N°: 008



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

PLANO:
VISTA ISOMETRICA

ELABORADO POR:
BACH. JUAN DIEGO SÁNCHEZ VERDE

ESCALA:
1/50

FECHA:
1/02/2022

Nº:
009