

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



**TESIS**

**COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA TEÓRICA Y  
EXPERIMENTAL DE PILOTES DE CONCRETO ARMADO A ESCALA  
HINCADOS EN SUELOS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE, 2024**

**PRESENTADO POR:**

Br. JOSE LUIS CCORIMANYA ZERRILLO  
Br. RONALD HUANCACHOQUE ARIAS

**PARA OPTAR AL TÍTULO  
PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ASESOR:**

Dr. Ing. ADAN WILBERT SOLORZANO  
MONTESINOS

**CUSCO - PERÚ**

**2025**



# Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

## INFORME DE SIMILITUD

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

El que suscribe, el **Asesor** Dr. Ing. ADAN WILBERT SOLIZANDO MONTESINOS.....  
..... quien aplica el software de detección de similitud al  
trabajo de investigación/tesis titulada: "COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA  
TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE PILOTES DE CONCRETO ARMADO A ESCALA HINCADOS  
EN SUELOS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE, 2024"

Presentado por: JOSE LUIS (CORIMANYA ZERRILLI)..... DNI N° 71497821;

presentado por: RONALD HUANCACHQUE ARIAS..... DNI N°: 48007158

Para optar el título Profesional/Grado Académico de INGENIERO CIVIL

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 2 veces, mediante el Software de Similitud, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso del Sistema Detección de Similitud en la UNSAAC** y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 7 %.

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

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

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

Cusco, 15 de ENERO de 20...26.....

Firma

Post firma ADAN WILBERT SOLIZANDO MONTESINOS

Nro. de DNI 23857089

ORCID del Asesor 0000-0001-7072-618X

### Se adjunta:

- Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
- Enlace del Reporte Generado por el Sistema de Detección de Similitud: oid: 27259:546544754

# JOSE Y RONALD CCORIMANYA Y HUANCACHOQUE

## COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE PILOTES DE CONCRETO ARMADO A ESCA...

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

---

### Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:546544754

195 páginas

Fecha de entrega

15 ene 2026, 3:22 p.m. GMT-6

43.641 palabras

Fecha de descarga

15 ene 2026, 3:27 p.m. GMT-6

212.133 caracteres

Nombre del archivo

COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE PILOTES DE CONC....pdf

Tamaño del archivo

11.6 MB

# 7% Similitud general

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

## Filtrado desde el informe

- ▶ Bibliografía
- ▶ Texto citado
- ▶ Coincidencias menores (menos de 20 palabras)

## Fuentes principales

- |    |   |
|----|---|
| 6% |  Fuentes de Internet                           |
| 1% |  Publicaciones                                 |
| 5% |  Trabajos entregados (trabajos del estudiante) |

## Marcas de integridad

### N.º de alertas de integridad para revisión

 **Carácteres reemplazados**

44 caracteres sospechosos en N.º de páginas

Las letras son intercambiadas por caracteres similares de otro alfabeto.

 **Texto oculto**

244 caracteres sospechosos en N.º de páginas

El texto es alterado para mezclarse con el fondo blanco del documento.

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

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

## DEDICATORIA

A Dios, por ser luz en mi camino, por darme fortaleza en los momentos de duda y por sostener mi espíritu con fe y esperanza. A Él le ofrezco mi más profundo agradecimiento y dedicación por este logro alcanzado. A mis padres Cirilo y Concepción, por su amor incondicional, por ser ejemplo de perseverancia y por enseñarme que el esfuerzo y la dedicación abren puertas. Gracias por estar siempre presentes, en cada paso y cada decisión. A mis familiares y amigos cercanos, por su compañía sincera, por brindarme apoyo sin condiciones y por llenar de optimismo los días más complejos. Su presencia fue un impulso invaluable.

Este logro no es solo mío, también es de ustedes. Lo comparto con todo mi cariño y eterna gratitud.

Jose Luis Ccorimanya Zerrillo

A Dios, por ser la luz que guía mi camino, fortalecer mi fe y brindarme la valentía necesaria para seguir adelante. Expreso mi más profundo agradecimiento y respeto al dedicarle este trabajo. A mis padres, por su apoyo incondicional, su ejemplo de vida y por inculcarme el valor del esfuerzo y la perseverancia. A mis hermanos menores, gracias por su compañía genuina y por llenar de alegría los momentos difíciles. Este logro también les pertenece, y lo comparto con ustedes con todo mi cariño y gratitud.

Ronald Huancachoque Arias

## **AGRADECIMIENTOS**

A la ilustre Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, Tricentenaria Casa de Estudios, y a la Facultad de Ingeniería Civil, expresamos nuestro más sincero agradecimiento por brindarnos el entorno académico y humano que favoreció nuestro crecimiento tanto profesional como personal, motivándonos a cumplir nuestras metas.

Al Dr. Ing. Adan Wilbert Solorzado Montesinos, nuestro asesor, le extendemos un especial reconocimiento por su constante respaldo a lo largo del desarrollo de esta investigación. Su orientación experta en el campo de la geotecnia, junto con su compromiso y capacidad en el acompañamiento académico, han sido fundamentales para lograr los aportes que esta tesis presenta.

Finalmente, agradecemos profundamente a todas las personas que, de una u otra forma, contribuyeron a la realización de este trabajo. Su apoyo y confianza fueron esenciales para seguir avanzando. Este logro no solo simboliza una meta alcanzada, sino también una nueva oportunidad para continuar aportando al conocimiento.

## RESUMEN

La investigación tuvo como objetivo comparar la resistencia teórica y experimental de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante. Se desarrolló bajo un enfoque cuantitativo y un diseño cuasiexperimental, considerando dos puntos de muestreo ubicados en la urbanización Los Nogales (C-01) y Tupac Amaru (C-02), en el distrito de San Sebastián, Cusco. El estudio se estructuró en tres etapas: la caracterización geotécnica de los suelos, el diseño de una mezcla de concreto con resistencia  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  para la fabricación de pilotes a escala, y el análisis sísmico con la determinación de cargas de servicio de una edificación de 11 niveles, considerando las condiciones geotécnicas de ambos puntos. Posteriormente, se elaboraron e hincaron pilotes a escala en los terrenos analizados.

Los resultados indicaron que, en el punto C-01, la resistencia experimental por fricción superó a la teórica en 43%, mientras que en el punto C-02 la resistencia teórica superó a la experimental en 25%. En cuanto a la capacidad por punta, la resistencia teórica fue significativamente mayor que la experimental en ambos puntos, con diferencias de 948% en C-01 y 274% en C-02.

Se concluye que la resistencia por fricción experimental no difiere significativamente de la teórica, pudiendo incluso superarla en suelos cohesivos por efectos de reconsolidación post-hinca. Sin embargo, la resistencia por punta presenta mayores discrepancias debido a efectos de escala y a la falta de estratos firmes en los pilotes experimentales.

**Palabras clave:** Pilotes, SPT, Capacidad portante, Suelos blandos

## ABSTRACT

The objective of this research was to compare the theoretical and experimental resistance of driven reinforced concrete piles at scale in soils with low bearing capacity. The study was conducted under a quantitative approach and a quasi-experimental design, considering two sampling points located in the Los Nogales urban area (C-01) and Tupac Amaru (C-02), in the district of San Sebastián, Cusco. The research was structured into three stages: geotechnical characterization of the soils, the design of a concrete mix with a compressive strength of  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  for the manufacture of scaled piles, and seismic analysis with the determination of service loads of an 11-story building, considering the geotechnical conditions of both points. Subsequently, scaled piles were fabricated and driven into the analyzed soils.

The results indicated that, at point C-01, the experimental friction resistance exceeded the theoretical resistance by 43%, whereas at point C-02 the theoretical resistance exceeded the experimental resistance by 25%. Regarding end-bearing capacity, the theoretical resistance was significantly higher than the experimental resistance at both points, with differences of 948% at C-01 and 274% at C-02.

It is concluded that the experimental friction resistance does not differ significantly from the theoretical resistance and may even exceed it in cohesive soils due to post-driving reconsolidation effects. However, the end-bearing resistance shows greater discrepancies due to scale effects and the lack of firm bearing strata for the experimental piles.

**Keywords:** *Piles, SPT, Bearing capacity, Soft soils*

## CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1. CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....</b>	<b>3</b>
1.1. <i>Descripción de la situación actual</i> .....	3
1.2. <i>Planteamiento del problema</i> .....	4
1.2.1. Problema general .....	5
1.2.2. Problemas específicos .....	5
1.3. <i>Justificación de la investigación</i> .....	5
1.4. <i>Objetivos de la investigación</i> .....	6
1.4.1. Objetivo general .....	6
1.4.2. Objetivos específicos .....	6
1.5. <i>Limitaciones y viabilidad de la investigación</i> .....	6
1.5.1. Limitación Espacial .....	6
1.5.2. Limitación Normativa .....	6
1.5.3. Limitación de equipos .....	6
1.6. <i>Antecedentes</i> .....	6
1.6.1. Internacional .....	6
1.6.2. Nacional .....	8
<b>2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>10</b>
2.1. <i>Suelos</i> .....	10
2.1.1. Suelos blandos .....	10
2.1.2. Fricción Negativa .....	11
2.2. <i>Cimentaciones</i> .....	11
2.2.1. Tipos de cimentación .....	12
2.2.4.1 <i>Cimentaciones superficiales</i> .....	12
2.2.4.2 <i>Cimentaciones profundas</i> .....	12
2.2.2. Métodos estáticos para calcular la capacidad de Pilotes .....	17
2.2.5.1 <i>Resistencia en la base del pilote</i> .....	18
2.2.5.2 <i>Resistencia en el eje del pilote</i> .....	18
2.2.3. Métodos dinámicos de Hinca .....	20
2.2.4. Modelamiento Físico y Leyes de Semejanza .....	24
<b>3. CAPÍTULO III HIPÓTESIS Y VARIABLES .....</b>	<b>26</b>
3.1. <i>Formulación de la hipótesis</i> .....	26

3.1.1. Hipótesis general .....	26
3.1.2. Hipótesis específicas .....	26
3.2. <i>Variables e indicadores</i> .....	26
3.2.1. Variable independiente .....	26
3.2.2. Variable dependiente .....	27
3.3. <i>Operacionalización de variables</i> .....	28
<b>4. CAPÍTULO IV METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>29</b>
4.1. <i>Método de la investigación</i> .....	29
4.2. <i>Tipo de investigación</i> .....	29
4.3. <i>Nivel de investigación</i> .....	29
4.4. <i>Diseño de la investigación</i> .....	30
4.5. <i>Naturaleza de datos</i> .....	30
4.6. <i>Técnicas de recolección de datos</i> .....	30
4.7. <i>Ensayos de control</i> .....	31
4.7.1. Cantidad de ensayos realizados .....	31
4.8. <i>Población y muestra</i> .....	31
<b>5. CAPÍTULO V DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>32</b>
5.1. <i>Estudios de mecánica de suelos</i> .....	32
5.1.1. Análisis granulométrico por tamizado .....	33
5.1.2. Análisis granulométrico por sedimentación .....	38
5.1.3. Humedad .....	41
5.1.4. Límites de Consistencia .....	43
5.1.5. Peso Específico de Solidos .....	45
5.1.6. Ensayo de SPT .....	47
5.1.7. Ensayo de corte directo .....	53
5.2. <i>Diseño de mezclas</i> .....	62
5.2.1. Análisis Granulométrico .....	63
5.2.2. Peso específico, absorción y humedad de agregado grueso .....	65
5.2.3. Peso específico, absorción y humedad de agregado fino .....	66
5.2.4. Peso unitario del agregado grueso .....	68
5.2.5. Peso unitario del agregado fino .....	69
5.2.6. Diseño de mezclas .....	70
5.2.7. Resistencia a compresión del concreto .....	73

5.3. <i>Modelado estructural</i> .....	75
5.3.1. Configuración estructural .....	75
5.3.2. Modelado desarrollado en ETABS .....	77
5.3.3. Análisis modal espectral.....	91
<b>6. CAPÍTULO VI RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>97</b>
6.1. <i>Clasificación de suelos</i> .....	97
6.2. <i>Resistencia del concreto</i> .....	98
6.3. <i>Análisis Estructural según norma E.030</i> .....	99
6.3.1. Análisis de irregularidades estructurales .....	100
6.4. <i>Diseño Teórico de pilotes</i> .....	112
6.5. <i>Elaboración de Pilotes a escala</i> .....	128
6.5.1. Equipos utilizados .....	129
6.5.2. Procedimiento .....	129
6.5.3. Toma de datos .....	137
<b>7. CAPÍTULO VII ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>152</b>
7.1. <i>Comparación de la resistencia teórica y experimental</i> .....	152
<b>8. CAPÍTULO VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>159</b>
8.1. <i>Conclusiones</i> .....	159
8.2. <i>Recomendaciones</i> .....	162
<b>9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>163</b>
<b>10. ANEXOS.....</b>	<b>166</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> <i>Tipo de Suelo en la ciudad de Cusco .....</i>	3
<b>Figura 2</b> <i>Cimentacion Profunda (Carson, 1965) .....</i>	13
<b>Figura 3</b> <i>Ubicación Geográfica de Primer Punto de Muestreo de Suelo .....</i>	32
<b>Figura 4</b> <i>Ubicación Geográfica de Segundo Punto de Muestreo de Suelo .....</i>	32
<b>Figura 5</b> <i>Pesaje de Muestra para Ensayo .....</i>	33
<b>Figura 6</b> <i>Vertido de Material y registro del peso retenido por cada tamiz .....</i>	34
<b>Figura 7</b> <i>Lectura del Hidrómetro .....</i>	39
<b>Figura 8</b> <i>Colocado de Muestra en Copa Casagrande .....</i>	43
<b>Figura 9</b> <i>Equipo SPT .....</i>	48
<b>Figura 10</b> <i>Toma muestra .....</i>	48
<b>Figura 11</b> <i>Preparación de Muestra para Ensayo de Corte Directo .....</i>	54
<b>Figura 12</b> <i>Colocación de Muestras al Equipo de Corte Directo .....</i>	54
<b>Figura 13</b> <i>Dispositivo del Ensayo de Corte Directo .....</i>	55
<b>Figura 14</b> <i>Registro de Pesos Retenidos de Agregado Grueso y Fino .....</i>	63
<b>Figura 15</b> <i>Desencofrado de Muestras de Concreto .....</i>	73
<b>Figura 16</b> <i>Rotura de Briqueta y Lectura de Datos .....</i>	74
<b>Figura 17</b> <i>Planta del Primer Nivel .....</i>	76
<b>Figura 18</b> <i>Vista en Corte de la Edificación a Analizar .....</i>	77
<b>Figura 19</b> <i>Sistema de Grillas de Edificación .....</i>	77
<b>Figura 20</b> <i>Altura de Entrepiso de Edificación .....</i>	78
<b>Figura 21</b> <i>Definición de Material de Concreto <math>f'c=245 \text{ kgf/cm}^2</math> .....</i>	78
<b>Figura 22</b> <i>Definición de Material de acero de Refuerzo <math>F_y= 4200 \text{ kg/cm}^2</math> .....</i>	79
<b>Figura 23</b> <i>Definición de Elementos Frame - Vigas y Columnas .....</i>	79
<b>Figura 24</b> <i>Definición de Columna de 30x90 cm .....</i>	80
<b>Figura 25</b> <i>Definición de Viga de 0.30x0.45 m .....</i>	80
<b>Figura 26</b> <i>Definición de Áreas de Acero en Programa ETABS .....</i>	81
<b>Figura 27</b> <i>Configuración de Secciones Tipo Wall para Muros de Corte .....</i>	81
<b>Figura 28</b> <i>Configuración de Secciones de losas Aligeradas y Macizas. .....</i>	82
<b>Figura 29</b> <i>Simulación computacional en Planta de las Losas de Entrepiso .....</i>	82
<b>Figura 30</b> <i>Modelo de Edificación 3D .....</i>	83
<b>Figura 31</b> <i>Asignación de Piers para Muros Estructurales y columnas .....</i>	84

<b>Figura 32</b> Piers definidos por cada Muro de Corte .....	84
<b>Figura 33</b> Establecimiento de esquemas de Carga .....	85
<b>Figura 34</b> Unidades de Albañilería en Edificación .....	86
<b>Figura 35</b> Definición de Cargas Uniformes en Losas .....	87
<b>Figura 36</b> Carga Uniforme en Losa de Primer Nivel .....	88
<b>Figura 37</b> Carga Uniforme en Losa de Nivel Típico .....	88
<b>Figura 38</b> Carga Uniforme en Losa de Techo .....	89
<b>Figura 39</b> Asignación de Brazos Rígidos .....	89
<b>Figura 40</b> Asignación de Diafragmas Rígidos .....	90
<b>Figura 41</b> Asignación de Empotramientos en la Base .....	91
<b>Figura 42</b> Asignación de Mesh en Losas .....	91
<b>Figura 43</b> Espectro de Respuesta para X y Y, con Valor de $R = 7$ .....	93
<b>Figura 44</b> Definición de Casos de Carga .....	94
<b>Figura 45</b> Establecimiento de Espectro de Respuesta en Dirección X-X .....	94
<b>Figura 46</b> Identificación de Modos de Vibración Estructural .....	95
<b>Figura 47</b> Definición de Masa o Peso de Edificación .....	96
<b>Figura 48</b> Resistencia a Compresión del Concreto .....	98
<b>Figura 49</b> Proporción de Resistencia a Compresión del Concreto .....	99
<b>Figura 50</b> Configuración estructural en Dirección X-X y Dirección Y-Y .....	99
<b>Figura 51</b> Espectro de Respuesta .....	100
<b>Figura 52</b> Definición de Cargas de Servicio .....	112
<b>Figura 53</b> Ubicación de las Columnas determinadas .....	114
<b>Figura 54</b> Datos de Suelo de C-01 - Los Nogales .....	116
<b>Figura 55</b> Datos de Pilote para C-01 - Los Nogales .....	117
<b>Figura 56</b> Esfuerzos Totales de Suelo C-01 - Los Nogales .....	117
<b>Figura 57</b> Presión de Poros de Suelo C-01 - Los Nogales .....	118
<b>Figura 58</b> Esfuerzos Efectivos de Suelo C-01 - Los Nogales .....	118
<b>Figura 59</b> Factor de Capacidad Portante C-01 - Los Nogales .....	119
<b>Figura 60</b> Cálculo de Tensión Efectiva en Capa de Pilote .....	119
<b>Figura 61</b> Resumen de Resultados - C01 - Los Nogales .....	121
<b>Figura 62</b> Datos de Suelo de C-02 - Tupac Amaru .....	123
<b>Figura 63</b> Datos de Pilote para C-02 - Tupac Amaru .....	123
<b>Figura 64</b> Esfuerzos Totales de Suelo C-02 - Tupac Amaru .....	124

<b>Figura 65 Presión de Poros de Suelo C-02 - Tupac Amaru.....</b>	124
<b>Figura 66 Esfuerzos Efectivos de Suelo.....</b>	125
<b>Figura 67 Factor de Capacidad Portante.....</b>	125
<b>Figura 68 Calculo de Tensión Efectiva en Capa de Pilote .....</b>	126
<b>Figura 69 Resumen de Resultados – C-02 .....</b>	127
<b>Figura 70 Preparación de Tubo de PVC SAP 6" para Pilote a Escala .....</b>	130
<b>Figura 71 Armado de Acero de Refuerzo para Pilotes a Escala .....</b>	130
<b>Figura 72 Culminación de Vaciado de Concreto en Pilotes a Escala .....</b>	131
<b>Figura 73 Desencofrado de Pilotes a Escala.....</b>	131
<b>Figura 74 Perfilado de Punta de Pilote previo a Proceso de Hincado.....</b>	132
<b>Figura 75 Dibujo técnico del pilote a escala .....</b>	133
<b>Figura 76 Preparación de Equipo de Hincado de Pilotes a Escala .....</b>	133
<b>Figura 77 Procedimiento de Hincado de Pilote en C-01 - Los Nogales .....</b>	134
<b>Figura 78 Hincado Total de Pilote C-01 - Los Nogales.....</b>	134
<b>Figura 79 Preparación de Equipo de Hincado de Pilotes a Escala - Tupac amaru ..</b>	135
<b>Figura 80 Procedimiento de Hincado de Pilote en C-02 - Tupac Amaru.....</b>	136
<b>Figura 81 Hincado Total de Pilote C-02 - Tupac Amaru .....</b>	136
<b>Figura 82 Resistencia por Fricción Lateral de Pilotes - Teórico .....</b>	152
<b>Figura 83 Resistencia por Fricción Lateral a Escala de Pilotes – Teórico.....</b>	153
<b>Figura 84 Resistencia por Fricción Lateral de Pilotes a Escala - Experimental.....</b>	153
<b>Figura 85 Resistencia por Fricción Lateral - Teórico y Experimental .....</b>	154
<b>Figura 86 Resistencia de Punta de Pilotes - Teórico .....</b>	156
<b>Figura 87 Resistencia de Punta a Escala de Pilotes - Teórico .....</b>	157
<b>Figura 88 Resistencia por Punta - Teórico y Experimental .....</b>	157

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Factor de Capacidad Portante $N_q$ .....	18
<b>Tabla 2</b> Coeficiente de presión Lateral $N_q$ .....	19
<b>Tabla 3</b> Angulo de fricción en el pilote .....	19
<b>Tabla 4</b> Coeficiente de adhesión .....	20
<b>Tabla 5</b> Cuadro de Operacionalización de las Variables.....	28
<b>Tabla 6</b> Cuadro de ensayos realizados en laboratorio .....	33
<b>Tabla 7</b> Análisis Granulométrico por tamizado - Los Nogales .....	35
<b>Tabla 8</b> Análisis Granulométrico por tamizado - Tupac Amaru.....	37
<b>Tabla 9</b> Granulometría por sedimentación – Los Nogales.....	40
<b>Tabla 10</b> Granulometría por sedimentación – Tupac Amaru.....	41
<b>Tabla 11</b> Humedad Natural de Suelo – Los Nogales .....	42
<b>Tabla 12</b> Humedad Natural de Suelo – Tupac Amaru.....	42
<b>Tabla 13</b> Limites de Consistencia - Los Nogales .....	44
<b>Tabla 14</b> Limites de Consistencia - Tupac Amaru.....	45
<b>Tabla 15</b> Peso Específico de Solidos - Nogales.....	46
<b>Tabla 16</b> Peso Específico de Solidos – Tupac Amaru .....	46
<b>Tabla 17</b> Numero de golpes del Ensayo de SPT C-01 - Los Nogales.....	50
<b>Tabla 18</b> Numero de golpes del Ensayo de SPT C-02 – Tupac Amaru .....	51
<b>Tabla 19</b> Factor $N_{60}$ del SPT - Los Nogales .....	52
<b>Tabla 20</b> Factor $N_{60}$ del SPT - Tupac Amaru.....	52
<b>Tabla 21</b> Ensayo de Corte Directo - Los Nogales .....	56
<b>Tabla 22</b> Ensayo de Corte Directo para Carga de 4.00 kg - Los Nogales .....	56
<b>Tabla 23</b> Esfuerzo Cortante y Normal para 8.00 kg y 12.00 kg - Los Nogales .....	57
<b>Tabla 24</b> Puntos Máximos de Esfuerzo Normal y Esfuerzo Cortante - Los Nogales .....	58
<b>Tabla 25</b> Ensayo de Corte Directo - Tupac Amaru .....	59
<b>Tabla 26</b> Ensayo de Corte Directo para Carga de 4.00 kg - Tupac Amaru .....	59
<b>Tabla 27</b> Esfuerzo Cortante y Normal para 8.00 kg y 12.00 kg - Tupac Amaru.....	60
<b>Tabla 28</b> Puntos Máximos de Esfuerzo Normal y Esfuerzo Cortante - Tupac Amaru .....	61
<b>Tabla 29</b> Rango de cohesión $Das$ y Terzaghi–Peck–Mesri:.....	62
<b>Tabla 30</b> Angulo de fricción según Bowles y NAVFAC DM-7 .....	62
<b>Tabla 31</b> Rangos de esfuerzo cortante bajo cargas bajas ( $Das$ , Bowles).....	62
<b>Tabla 32</b> Curva Granulométrica de Agregado Grueso .....	64

<b>Tabla 33 Curva Granulométrica de Agregado Fino .....</b>	65
<b>Tabla 34 Peso Específico y Porcentaje de Absorción de Agregado Grueso.....</b>	66
<b>Tabla 35 Peso Específico y Porcentaje de Absorción de Agregado Fino .....</b>	68
<b>Tabla 36 Peso Unitario Suelto de Agregado Grueso.....</b>	68
<b>Tabla 37 Peso Unitario Compactado o Varillado de Agregado Grueso .....</b>	69
<b>Tabla 38 Peso Unitario Suelto de Agregado Fino .....</b>	69
<b>Tabla 39 Peso Unitario Compactado o Varillado de Agregado Fino.....</b>	69
<b>Tabla 40 Resistencia del Concreto a 7, 14 y 28 días .....</b>	75
<b>Tabla 41 Cargas Distribuidas por Uso. Norma E.020 del RNE.....</b>	87
<b>Tabla 42 Rígidez por Piso y Dirección .....</b>	102
<b>Tabla 43 Irregularidad de Resistencia.....</b>	103
<b>Tabla 44 Irregularidad de Masa.....</b>	104
<b>Tabla 45 Resumen de Irregularidades en Altura.....</b>	105
<b>Tabla 46 Evaluación de Irregularidad por Torsión – Dirección X .....</b>	106
<b>Tabla 47 Evaluación de Irregularidad por Torsión – Dirección Y .....</b>	107
<b>Tabla 48 Irregularidades en planta .....</b>	108
<b>Tabla 49 Periodos y Modos de Vibración de la Edificación .....</b>	109
<b>Tabla 50 Derivas de Entrepiso en Dirección X-X .....</b>	111
<b>Tabla 51 Derivas de Entrepiso en Dirección Y-Y .....</b>	111
<b>Tabla 52 Cargas en Columnas por Servicio.....</b>	113
<b>Tabla 53 Densidad relativa de un suelo granular según el N60 .....</b>	115
<b>Tabla 54 Peso unitario de un suelo granular según el N60 .....</b>	115
<b>Tabla 55 Resistencia por Fricción Lateral del Pilote en Suelo granular .....</b>	120
<b>Tabla 56 Resistencia por Fricción Lateral del Pilote en Suelo cohesivos .....</b>	120
<b>Tabla 57 Número de Pilotes por Apoyo: C-01 Nogales .....</b>	122
<b>Tabla 58 Resistencia por Fricción Lateral del Pilote en suelo granular .....</b>	127
<b>Tabla 59 Número de Pilotes por Apoyo: C-02 Tupac Amaru .....</b>	128
<b>Tabla 60 Número de Golpes para Pilote a Escala en C-01 - Los Nogales .....</b>	137
<b>Tabla 61 Número de Golpes para Pilote a Escala en C-02 - Tupac Amaru .....</b>	138
<b>Tabla 62 Parámetros utilizados para el Pilote a Escala en C-01 Nogales .....</b>	141
<b>Tabla 63 Iteraciones método Hiley para el Pilote a Escala en C-01 Nogales .....</b>	141
<b>Tabla 64 Iteraciones método Janbu para el Pilote a Escala en C-01 Nogales .....</b>	142

<b>Tabla 65 Resultados de Capacidad de carga para el Pilote a Escala en C-01 Nogales</b> .....	142
<b>Tabla 66 Parámetros utilizados para el Pilote a Escala en C-02 Tupac Amaru.....</b>	143
<b>Tabla 67 Iteraciones método Hiley para el Pilote a Escala en C-02 Tupac Amaru....</b>	144
<b>Tabla 68 Iteraciones método Janbu para el Pilote a Escala en C-02 Tupac Amaru..</b>	144
<b>Tabla 69 Capacidad de carga para el Pilote a Escala en C-02 Tupac Amaru .....</b>	145
<b>Tabla 70 Factor de Corrección por Longitud.....</b>	146
<b>Tabla 71 N60 para Pilote a Escala en C-02 – Tupac Amaru.....</b>	147
<b>Tabla 72 Resistencia por Fricción Lateral de Pilote a Escala - C-02 Tupac Amaru...</b>	148
<b>Tabla 73 Coeficiente de adhesión <math>\alpha</math> vs. <math>cu</math>.....</b>	149
<b>Tabla 74 Capacidad de carga para los Pilotes a Escala en C-01 y C-02 .....</b>	151

## INTRODUCCIÓN

La cimentación o sub estructura de una edificación son aquellos elementos que transmiten cargas de manera vertical y horizontal al terreno, sin sobre pasar la capacidad de carga ni exceder los asentamientos permisibles de los suelos.

Existen casos patológicos que afectan la estabilidad de las cimentaciones según Basset (2021) las fallas en las cimentaciones se producen por la baja capacidad de carga del terreno, deficiencias o deterioro del elemento estructural, lo que podría conllevar a producir el colapso de la edificación.

Uno de los factores influyentes en la estabilidad de la cimentación es el tipo de suelo o estrato de apoyo de la edificación, tal es el caso de los suelos de baja capacidad portante o los suelos blandos según Provincial (2020) este tipo de suelo conlleva a problemas en la construcción y en el diseño de edificaciones, debido a que se generan asentamientos excesivos, lentitud de consolidación, poca permeabilidad entre otros. Existen medios de solución mediante mejoramiento del suelo o la implementación de las inclusiones rígidas en el terreno. Existen casos que necesitan de mayor capacidad portante evitando el asentamiento, entonces, se implementan estructuras como los pilotes que son elementos que permiten el traslado de las cargas hasta una profundidad adecuada, estos tienen forma de columna y se colocan verticalmente dentro del suelo, sirviendo como soporte para el elemento que les transmite las cargas.

Según Raddatz & Miranda (2014) Las técnicas estáticas para calcular la capacidad portante incluyen enfoques analíticos y semi empíricos. Los lugares de experimentación basada en pruebas de carga son relevantes para la validación de las metodologías. Una serie de proyectos de investigación y experimentos prueban la aplicabilidad de enfoques semi empíricos en diversas regiones con características geotécnicas comparables. Existen métodos de análisis de los pilotes que implica el estudio del modo de transmisión de las cargas, resistencias y participación de todos los elementos estructurales, según Diaz (2013) Reese y O'Neill plantearon un método para suelos no cementados basado en una perspectiva distinta a la convencional, asume que la resistencia por fricción lateral no depende del ángulo de fricción del suelo ni del número de golpes del ensayo SPT. Según su evaluación final, el ángulo de fricción converge hacia un valor constante, como consecuencia de las grandes alteraciones por corte generadas en la arena durante el proceso de excavación debido al alivio de

tensiones, lo cual concuerda plenamente con el desempeño físico del suelo frente a estas circunstancias.

Con el objetivo de lograr obtener un modelo analítico diversos autores proponen el análisis de la resistencia por fricción y la resistencia de la punta del pilote a través de ecuaciones de cálculo, según la Norma E.050 se debe de considerar uno de estos en función de las características del suelo, es decir, si es granular o cohesivo.

En esta investigación se compara la resistencia geotécnica teórica y experimental de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos que presentan baja capacidad de carga.

## 1. CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

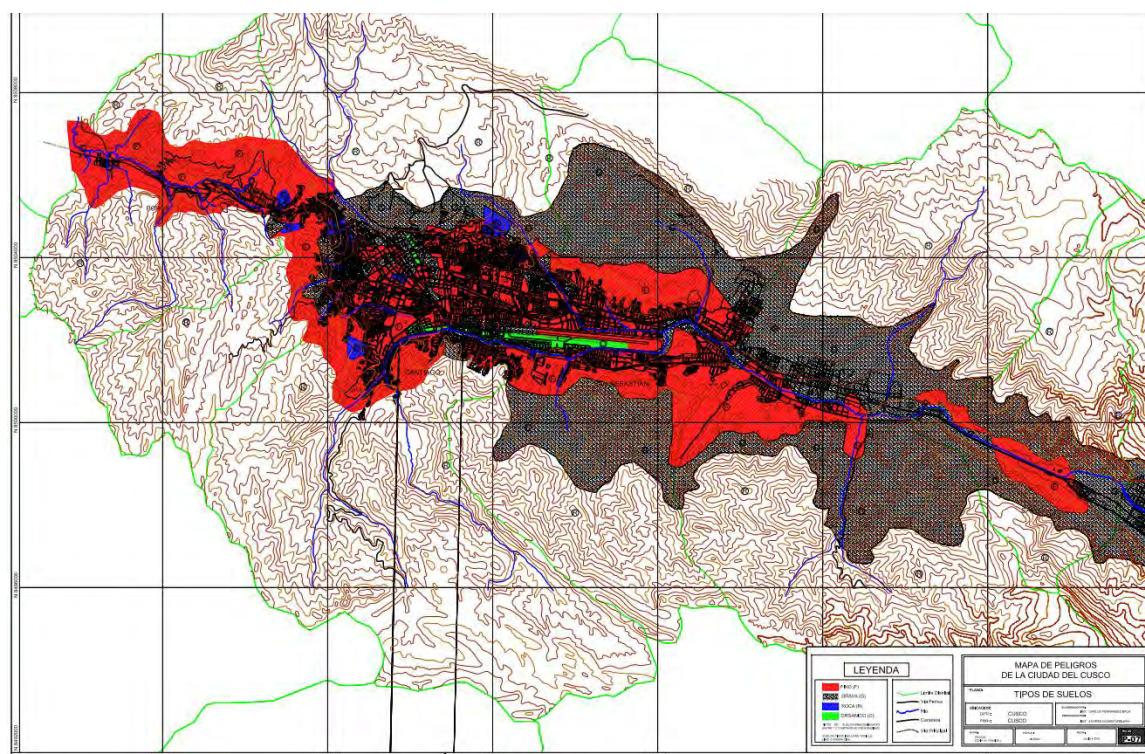
### 1.1. Descripción de la situación actual

El tipo de suelo presente en un terreno impone diversas restricciones para la ejecución de edificaciones y otras obras civiles, muchos de los ingenieros estructurales y geotécnicos utilizan cimentaciones superficiales, cuando se encuentra terreno con características de relleno o suelos blandos se propone una mejora a través de la estabilización del estrato y con la construcción de falsas zapatas, muy pocas veces se utilizan las cimentaciones profundas en edificaciones.

En la ciudad de Cusco, el sistema de información para la gestión del riesgo de desastres perteneciente al CENEPRED (2004) indica que el suelo en la ciudad de Cusco se encuentra en su mayor parte categorizado como suelo fino, esto conlleva a problemas de cimentación, mostrando baja capacidad de carga y asentamientos excesivos, esto implica excesivas dimensiones de peralte y dimensiones de zapatas en caso de cimentaciones superficiales incrementando de esta manera el costo de la obra.

**Figura 1**

*Tipo de Suelo en la ciudad de Cusco*



*Fuente: Ing. Carlos Fernandez Baca & Ing. Andres Gomez Noblega (2004).*

INDECI

La implementación de cimentaciones profundas en edificaciones en la ciudad del Cusco es escasa, debido a que el medio de análisis según la norma E.050 es muy limitado.

Las cimentaciones superficiales sobre suelos blandos presentan problemas asociados a asentamientos diferenciales o a asentamientos superiores a los considerados en el diseño estructural, lo que puede provocar patologías como grietas o fisuras, e incluso llegar a comprometer la estabilidad de la edificación.

El nivel freático complica considerablemente el diseño de cimentaciones, especialmente en suelos arcillosos. Al aplicar una carga, la presión intersticial aumenta, el agua fluye debido al gradiente hidráulico generado por dichas sobrepresiones, lo que produce cambios en el volumen del suelo. En suelos arenosos en estado suelto, la baja compacidad puede originar asentamientos significativos, lo que también implica riesgos para la estabilidad de la estructura.

## 1.2. Planteamiento del problema

Resulta fundamental determinar la resistencia del suelo que permita enfrentar adecuadamente los fenómenos anteriormente descritos. No obstante, en la práctica, dichas cargas suelen calcularse mediante fórmulas convencionales, que en muchos casos pueden no reflejar con precisión las exigencias reales del proyecto. Por esta razón, es común que los resultados obtenidos sean contrastados mediante métodos dinámicos basados en ensayos de carga dinámica, a fin de verificar si la estructura cumple con los requerimientos establecidos. A pesar de ello, durante la etapa de diseño se trabaja bajo condiciones de incertidumbre y enfoque probabilístico, y no existe hasta el momento una metodología que permita aplicar factores de corrección de forma uniforme y confiable en todos los proyectos.

Según Molina (2007) las deficiencias del suelo limoso son: baja resistencia, y alta compresibilidad que lo hacen muy problemático en ingeniería civil. Cuando se tiene un contexto similar con presencia de nivel freático en el suelo de la edificación la capacidad portante del suelo varía, por lo tanto, es importante plantear otros medios de solución para la cimentación de edificaciones, como es el caso de los cimientos profundos con pilotes vaciados *in situ* de concreto armado, la norma E.050 tiene 02 métodos de análisis de acuerdo a las características del suelo que trabaja por punta y por fricción lateral, sin embargo, el terreno se considera un material homogéneo y

tiene un comportamiento uniforme en toda su superficie. Los métodos clásicos consideran al suelo como un elemento completamente rígido sin sufrir deformaciones o variación de esfuerzos a través de la zona de contacto entre la cimentación y el suelo.

Esta investigación pretende analizar de manera teórica y experimental la resistencia estructural de pilotes hincados de concreto armado los cuales serán estudiados en suelos de composición fina donde predominara los limos y las arcillas, para realizar este análisis teórico se utilizaron métodos analíticos para suelos cohesivos y granulares.

### ***1.2.1. Problema general***

¿Cuál es la diferencia entre la resistencia teórica y experimental de pilotes hincados de concreto armado a escala reducida en suelos de baja capacidad portante?

### ***1.2.2. Problemas específicos***

- ¿Cuál es la resistencia por punta de pilotes hincados de concreto armado a escala reducida en suelos de baja capacidad portante?
- ¿Cuál es la resistencia por fricción lateral de pilotes hincados de concreto armado a escala reducida en suelos de baja capacidad portante?
- ¿Cuáles son las propiedades físicas de los suelos blandos donde se requiere emplazar pilotes hincados de concreto armado a escala?

## **1.3. Justificación de la investigación**

La presente investigación se fundamenta por su importancia técnica, así como por su originalidad y aporte a los conocimientos en el área de la geotecnia aplicada a la cimentación de una edificación.

Desde el enfoque técnico, se aporta al realizar la verificación experimental de los cálculos teóricos aplicado a un modelo a escala a fin de comparar y determinar si existe alguna variación con los resultados, de esta manera se podrá asegurar que los cálculos teóricos son correctamente desarrollados y confiables.

Este Proyecto de investigación ayudara a estudiantes y profesionales de la ingeniería civil al contar con un documento validado que realiza la comparación de la

resistencia geotécnica de los pilotes y como es su comportamiento como una cimentación profunda.

#### **1.4. Objetivos de la investigación**

##### **1.4.1. *Objetivo general***

Comparar la resistencia teórica y experimental de pilotes hincados de concreto armado a escala reducida en suelos de baja capacidad portante

##### **1.4.2. *Objetivos específicos***

- Calcular la resistencia por punta de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante.
- Calcular la resistencia por fricción lateral de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante.
- Determinar las propiedades físicas de los suelos blandos donde se requiere emplazar los pilotes hincados de concreto armado a escala.

#### **1.5. Limitaciones y viabilidad de la investigación**

##### **1.5.1. *Limitación Espacial***

Los ensayos se limitaron a 02 sitios de muestreo el Distrito de San Sebastián de la provincia y departamento del Cusco

##### **1.5.2. *Limitación Normativa***

La presente investigación se circumscribe a la aplicación de los lineamientos generales establecidos en reglamentos y manuales técnicos:

1. ASTM
2. NTP
3. MTC

##### **1.5.3. *Limitación de equipos***

La investigación se limita a usar los equipos disponibles en el laboratorio de la UNSAAC (Perayoc) esto implica que las dimensiones de los especímenes serán adecuadas a los equipos disponibles en dicho laboratorio.

#### **1.6. Antecedentes**

##### **1.6.1. *Internacional***

###### ***Antecedente internacional 1***

Santafé (2021) en su investigación titulada Análisis comparativo de metodologías de cálculo para el diseño de pilotes de concreto sometidos a carga lateral tuvo el

objetivo de analizar y comparar diversos métodos de cálculo para evaluar la fricción de los pilotes, es un estudio con enfoque cuantitativo aplicaron la teoría de elasticidad, método de Broms, Curvas P-Y y elementos finitos, la población y muestra es considerada un solo perfil estratigráfico el cual fue necesario para estimar sus características físicas y mecánicas, los resultados mostraron que, la teoría de elasticidad sobredimensiona el pilote, el método de Broms indica valores subdimensionadas, sin embargo, son más altos que los resultados obtenidos a través de los elementos finitos y las curvas P-Y. Se concluye que, los métodos desarrollados por curvas P-Y y elementos finitos revelaron comportamientos lineales de la carga lateral y no dependen de la dimensión longitudinal del pilote.

Esta investigación dio un alcance de las pruebas de laboratorio y parámetros geo mecánicos para la evaluación de los pilotes, muestra los diversos métodos de análisis para la estimación del comportamiento de pilotes a cargas laterales (sismos) en Ecuador.

### ***Antecedente internacional 2***

Rodríguez (2017) en su tesis de post grado denominado Cálculo de la capacidad de carga en pilotes y su evaluación por medio de pruebas de carga dinámica, la cual tuvo el objetivo de comparar métodos de análisis para la obtención de la capacidad de carga de pilotes, es una investigación cuantitativa, se utilizaron los métodos de American Petroleum Institute y la Federal Highway Administration y estos compararlos con las pruebas de carga dinámica a través de un equipo PDA, los resultados mostraron que para la capacidad de carga por punta de un pilote de 1.2 metros de diámetro y 30 m de longitud la capacidad por punta según API es 1587.40 toneladas, para FHWA es de 1587.31 toneladas y para CAPWAP es de 2364.20 toneladas, de otra parte, la capacidad por fuste para el mismo pilote según API es 4506.90 toneladas, para FHWA es de 10861.55 toneladas y para CAPWAP es de 1515.30 toneladas. Por último, se concluye que los criterios del sitio constituyen un parámetro crítico que no debe ser subestimado al momento de evaluar la capacidad de carga última del terreno. Los resultados alcanzados a través de pruebas de carga dinámica, aplicando las metodologías 'CASE' y 'CAPWAP', permiten una evaluación más práctica. La metodología 'CASE' proporciona una cuantificación preliminar de la capacidad de carga, útil para que el ingeniero de campo verifique el cumplimiento de los

requerimientos del diseño, mientras que la metodología 'CAPWAP' permite contrastar los resultados obtenidos con los valores estimados mediante métodos analíticos.

Esta investigación mostró diversos métodos para la estimación de la capacidad portante por punta y fricción lateral de un pilote y como estos pueden ser verificados en campo a través de pruebas dinámicas de carga.

### **1.6.2. *Nacional***

#### ***Antecedente Nacional 1***

Orellano & Paitan (2020) en su investigación Determinación y diseño del tipo de cimentación profunda con pilotes en puentes sobre suelos arenosos en Tumbes a través de un modelo computarizado tuvo el objetivo de diseñar y determinar la cimentación profunda que sea más eficaz en los puentes en suelos arenosos en la ciudad de Tumbes, es una investigación de enfoque cuantitativo, de diseño no experimental y de tipo aplicada, la población y muestra fue aplicada al puente Canoas, cuya característica es de vigas metálicas con estribos de 50 metros de luz y 16 m de altura, la cimentación comprende un encepado de 12 pilotes de tipo CPI-8, se realizaron ensayos SPT, muestreos con tubo Shelby y un estudio hidrológico a fin de determinar la socavación de la cimentación, los resultados mostraron que los pilotes soportan una carga de 266.70 toneladas este parámetro es de un encepado de 12 pilotes para el lado derecho, de otro extremo en el lado izquierdo se tiene una capacidad resistente de 251.60 toneladas. Se concluye que, el proyecto original contemplaba la construcción de un puente reticulado; sin embargo, se ha planteado una solución estructural alternativa que optimiza los tiempos de ejecución. La superestructura está compuesta por vigas metálicas y una losa de concreto. Las vigas de acero presentan un peralte de 2.30 metros y se disponen diafragmas transversales cada 10 metros a lo largo del tablero, que tiene una luz total de 50 metros. En cuanto a la subestructura, se ha definido la implementación de dos estribos de 16 m de altura, reforzados con contrafuertes y cimentados mediante pilotes profundos.

El aporte de esta investigación es la de la metodología de evaluación para obtener la capacidad resistente de los pilotes, se utilizó la metodología denominada FHWA 1999 que permite obtener la resistencia total del pilote, la cual iba a constar de 2 factores: resistencia por Punta y por Fuste.

## ***Antecedente Nacional 2***

Méndez (2019) en su investigación denominado evaluación estructural del sistema de cimentación con pilotes para edificios altos en Trujillo 2019 que tuvo el objetivo de determinar cuál es el mejor sistema o solución estructural de cimentación para edificios altos, es una tesis de tipo no experimental y descriptivo, la población y muestra de la investigación está representada por un edificio de 19 niveles y un sótano, ubicado en la ciudad de Trujillo, el cual esta cimentado sobre un terreno con una capacidad de carga admisible de  $3.8 \text{ kg/cm}^2$  a una profundidad de 5.00 metros., Los resultados alcanzados evidencian que la solución estructural adoptada consiste en una platea de cimentación de 20.35 metros de ancho por 21.38 metros de largo y un peralte de 0.95 metros, la cual se apoya sobre 90 pilotes tipo FRANKI, con un diámetro de 50 centímetros y una longitud de 22 metros. Se concluye que la capacidad de carga admisible, así como la cantidad y longitud de los pilotes, fueron adecuadamente determinadas, alcanzándose una capacidad admisible de 135 toneladas por pilote. Asimismo, se consideró el uso de un módulo de balasto adecuado para el análisis estructural de la cimentación.

El aporte de esta investigación es la de contar con métodos de diseño y comparativa entre una cimentación superficial a través de una platea de cimentación y una cimentación profunda realizada por pilotes.

## 2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 2.1. Suelos

#### 2.1.1. *Suelos blandos*

En geotecnia, el término suelos blandos se refiere a arcillas y limos que presentan baja resistencia al corte, alta compresibilidad, baja permeabilidad y gran deformabilidad, por lo que no es capaz de soportar cargas importantes sin desarrollar fallas o asentamientos excesivos; es decir, posee baja capacidad portante. Estos suelos suelen ser problemáticos para construcciones y cimentaciones porque se deforman mucho bajo la aplicación de cargas.

Para Alarco & Jimenez (2020) La arcilla constituye la mayor parte del suelo blando, indica que si el suelo está húmedo puede haber aguas poco profundas, se puede excavar con una pala para identificarlo, si penetra fácilmente la tierra es blanda y de poca resistencia. Además, la masa de suelo es friable y carece de cohesión, desintegrándose en polvo o granos sueltos a una presión extremadamente baja.

Según De la Cruz & Cornejo (2022) La capacidad de carga en cimientos se describe como la aptitud del suelo para resistir las cargas que le transmite una estructura. Técnicamente, se entiende como la máxima presión de contacto promedio que puede aplicarse sin que se produzcan fallas por corte del suelo ni asentamientos diferenciales excesivos entre la cimentación y el terreno. En este contexto, la capacidad de carga admisible debe basarse en uno de los criterios funcionales establecidos: cuando el objetivo principal del terreno de cimentación es resistir una tensión específica frente a la deformación, dicha capacidad se denomina carga de hundimiento. Si el objetivo es lograr un equilibrio entre la deformación del terreno y la tensión que se le aplica, entonces la capacidad portante debe determinarse utilizando criterios de asentamiento aceptables.

En términos prácticos, los suelos de baja capacidad portante pueden caracterizarse mediante rangos reducidos de los parámetros derivados del SPT y de la resistencia al corte. En suelos cohesivos blandos (arcillas y limos normalmente consolidados), valores de  $N_{60}$  inferiores a aproximadamente 4–6 golpes se asocian a consistencias muy blandas a blandas, mientras que la resistencia a la corte no drenada  $c_u$  suele encontrarse por debajo de 25–30 kPa.

En el caso de suelos granulares de baja densidad relativa, las arenas muy sueltas y sueltas presentan típicamente  $N_{60}$  menores a 10 golpes, con densidades relativas  $Dr$

inferiores a 40 % y ángulos de fricción drenados  $\varphi'$  del orden de 27–33°, lo que resulta en capacidades portantes admisibles reducidas y asentamientos relativamente elevados bajo cargas de servicio.

### **2.1.2. Fricción Negativa**

Para (Rodriguez J. B., 2005) La fricción negativa es un mecanismo de interacción suelo–cimentación directamente ligada a los asentamientos del terreno. En suelos blandos, donde la compresibilidad y los asentamientos de consolidación son grandes, existe una alta probabilidad de que el suelo se desplace más que la cimentación, por lo que la fricción de contacto tiende a transformarse en fricción negativa, generando cargas adicionales de compresión y mayores asentamientos en la cimentación.

## **2.2. Cimentaciones**

Para Fernandez & Hernandez (2020) El propósito principal de los cimientos, también conocidos como subestructura, es transferir cargas (peso propio, uso, viento/sismo) hacia el suelo de forma segura y con asentamientos controlados. En términos generales, el ingeniero estructural es responsable de determinar las cargas de la superestructura. Dado que la estructura necesita alcanzar su máximo potencial, conocer exactamente las solicitudes máximas que se pueden generar en la subestructura es fundamental para asegurar el desempeño deseado.

Según Da Casa & Echevarria (2022) Las propiedades mecánicas del suelo condicionan de manera directa el comportamiento y el diseño de las cimentaciones.

Los parámetros de resistencia al corte ( $c_u$ ,  $c'$ ,  $\varphi'$ ) controlan la capacidad última portante del terreno, tanto en cimentaciones superficiales como profundas, y permiten distinguir entre estratos competentes y suelos de baja capacidad portante.

Los parámetros de compresibilidad y deformabilidad ( $C_c$ ,  $C_r$ , módulos de deformación) gobiernan los asentamientos totales y diferenciales bajo cargas de servicio, de modo que, en numerosos casos, el criterio de servicio resulta más restrictivo que el de capacidad última. La permeabilidad y las condiciones de drenaje determinan si el problema debe abordarse en términos no drenados o drenados, la velocidad de consolidación y la posible aparición de fenómenos como la fricción negativa en cimentaciones profundas.

Finalmente, la combinación de estas propiedades dentro de un determinado perfil estratigráfico (sucesión de capas blandas y firmes) define el modo de trabajo de la cimentación, el tipo de solución más adecuada (superficial o profunda) y la necesidad,

o no, de aplicar técnicas de mejoramiento del terreno, el ángulo de fricción interna, ubicación del nivel freático y el tamaño de las cargas actuales, influyen en el tipo de cimentación que se elige.

La capacidad portante, que se determina a partir de todos estos datos y combinada con la uniformidad del terreno, sugiere emplear un tipo particular de cimentación. Existen dos tipos principales de cimentación: superficiales y profundas.

### **2.2.1. *Tipos de cimentación***

#### **2.2.4.1 *Cimentaciones superficiales***

Las cimentaciones superficiales son aquellos elementos estructurales encargados de transmitir las cargas de la edificación a los estratos más superficiales del terreno. Según la Norma E.050 (2018), este tipo de cimentación es viable cuando el suelo portante se encuentra a poca profundidad y posee la capacidad suficiente para evitar fallas por corte y controlar los asentamientos diferenciales.

Sin embargo, para las condiciones geotécnicas de esta investigación (suelos blandos o de baja capacidad portante descritos en el Capítulo I), el uso de cimentaciones superficiales resulta técnicamente inviable o económicoamente ineficiente.

En estos suelos, las zapatas requerirían dimensiones excesivas para no superar la capacidad admisible del terreno y aun así, estarían expuestas a asentamientos diferidos por consolidación que pondrían en riesgo la estabilidad de la estructura (Diaz, 2023). Esta limitante justifica la necesidad de implementar cimentaciones profundas (pilotes) que trasladen las cargas a estratos más competentes.

#### **2.2.4.2 *Cimentaciones profundas***

En geotecnia, una cimentación profunda es un tipo de cimentación diseñada para transferir las cargas de una estructura a estratos de suelo o roca más resistentes ubicados a gran profundidad, especialmente cuando los estratos superficiales no son capaces de soportar las cargas debido a su baja resistencia o alta compresibilidad.

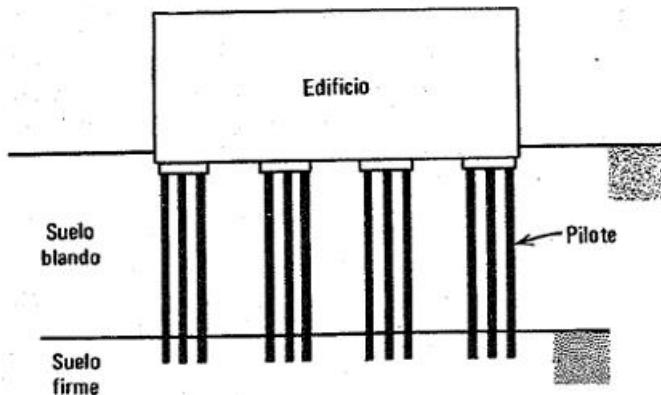
#### **Pilotes**

Los pilotes son piezas delgadas de cimentación que se hincan o se construyen en un agujero ya excavado en el suelo (pilotes de extracción creados *in situ*). Antes de que se introdujera el hormigón en la década de 1940, se construían con madera. La punta, el eje y el remate/soporte son los tres componentes de un pilote. Las condiciones del

terreno y la profundidad a la que se descubre una capa resistente determinan su funcionamiento.

**Figura 2**

*Cimentación Profunda (Carson, 1965)*



Según Cobelo & Fernández (2014) Las cimentaciones profundas apoyadas sobre pilotes presentan la particularidad de requerir un elemento de transición entre la superestructura y los pilotes, siendo común el uso de encepados o losas. Según el enfoque clásico de análisis y diseño, los pilotes se consideran los únicos elementos estructurales encargados de transmitir la totalidad de las cargas de la superestructura al suelo, mientras que los elementos de transición únicamente cumplen el propósito de distribuir dichas cargas de manera uniforme entre los pilotes, sin contribuir directamente a la resistencia del sistema.

### Tipos de Pilotes

De acuerdo con el (MTC, 2016), los pilotes pueden agruparse en tres categorías principales: a) pilotes hincados, que se introducen en el terreno mediante golpes de martillo y suelen ser de concreto o metálicos; b) pilotes ejecutados in situ, que se construyen perforando el suelo hasta la profundidad requerida, colocando la armadura y posteriormente vaciando el concreto en el interior de la perforación; y c) micropilotes.

#### a. Pilotes Hincados

Este tipo de pilotaje se basa en la instalación de elementos prefabricados de hormigón o perfiles metálicos, los cuales se insertan en el terreno mediante equipos de hincado.

Para su colocación, los elementos se disponen normalmente en posición vertical sobre la superficie y luego se “hincan” aplicando impactos repetidos con una maza o

martinete, lo que provoca su penetración progresiva hasta alcanzar la profundidad establecida.

Los pilotes prefabricados de concreto armado se proyectan principalmente para trabajar a compresión, mientras que los pilotes de concreto pretensado presentan buen desempeño a tracción. Estos últimos se emplean con frecuencia en estructuras como tablestacas y en situaciones donde el elemento debe permanecer sumergido.

**b. Pilotes vaciados *in situ***

Se denomina *in situ* cuando el procedimiento constructivo consiste en perforar el terreno, colocar la armadura de acero dentro del hueco y, finalmente, llenar con concreto.

Este método puede presentarse cuando el material en la zona de cimentación corresponde a un suelo friccional con una estructura poco estable o de cohesión débil. En tales condiciones, existe el riesgo de desprendimientos o desmoronamientos de las paredes de la perforación, por lo que es necesario implementar medidas para mantener su estabilidad durante la ejecución.

Según la forma de ejecución del vaciado, pueden distinguirse dos modalidades: pilotes de extracción, donde el suelo se retira durante la perforación, y pilotes de desplazamiento, donde el terreno se compacta o se empuja lateralmente. En ambos casos, se emplean técnicas específicas para asegurar la estabilidad de la excavación.

**c. Micropilotes**

Los micropilotes se caracterizan por su menor diámetro y por un procedimiento de ejecución específico. Entre sus ventajas destaca el uso de equipos más livianos, lo cual facilita su implementación en espacios reducidos o en zonas con restricciones de acceso, donde no es viable utilizar maquinaria de gran tamaño.

Adicionalmente, estos elementos suelen ejecutarse mediante inyección de lechada o concreto a través de un tubo que permite conducir el material desde la parte superior hasta el fondo de la perforación, favoreciendo el contacto y la adherencia con el terreno.

### **Capacidad de carga en pilotes**

Según la norma peruana E.050 Suelos del Reglamento Nacional de Edificaciones (2018) "La estimación de la capacidad de carga en pilotes deberá realizarse utilizando alguno de los métodos estáticos confiables comúnmente aceptados en el

campo de la Mecánica de Suelos. Para ello, la capacidad de carga por método estático se determinará aplicando la siguiente ecuación:

$$Q_U = Q_p + \sum Q_f$$

donde:

Qu: capacidad última del pilote

Qp: capacidad última por punta

$\Sigma Q_f$ : capacidad última por fricción en los estratos que intervienen en el efecto de fricción

### **Procedimientos teóricos para el Análisis de Pilotes**

Según la norma peruana E.050 Suelos del Reglamento Nacional de Edificaciones (2018)

#### **a) Consideraciones para el cálculo de la capacidad de carga**

Para la determinación de la capacidad portante de los pilotes, la normativa establece que no debe considerarse el aporte de estratos susceptibles a licuación ni de suelos de muy baja resistencia, tales como suelos orgánicos y turbas, así como aquellos materiales expuestos a procesos de erosión. En este sentido, el sistema de pilotaje debe ser concebido de manera que pueda absorber no solo las acciones derivadas de las cargas gravitacionales, sino también las solicitudes inducidas por eventos sísmicos, viento y otros efectos laterales que puedan presentarse durante la vida útil de la estructura

#### **b) Capacidad de carga del grupo de pilotes**

En el análisis de grupos de pilotes, es necesario evaluar el comportamiento conjunto del sistema, dado que la interacción entre elementos puede modificar la respuesta del suelo respecto a la condición de pilotes aislados. Así, en grupos de pilotes hincados que trabajan predominantemente por fricción en arcillas, corresponde analizar el efecto de grupo por la influencia de la proximidad entre pilotes y la redistribución de esfuerzos en el terreno. Asimismo, cuando se emplean pilotes por punta apoyados en un estrato competente de espesor reducido y subyacente a un material de menor resistencia, la capacidad portante debe verificarse considerando el posible mecanismo de punzonamiento del estrato resistente. De manera similar, para pilotes perforados debe contemplarse el efecto de grupo cuando la configuración geométrica y las condiciones del suelo indiquen una respuesta colectiva relevante.

### **c) Factores de seguridad**

La determinación de la carga admisible mediante procedimientos estáticos, a partir de la carga última estimada, requiere la aplicación de factores de seguridad definidos por la normativa. En términos generales, para pilotes individuales se adopta un factor mínimo de 2.0, mientras que para grupos de pilotes se emplean valores mayores, típicamente del orden de 3.0, debido a la incertidumbre adicional asociada a la interacción entre elementos y a la respuesta del suelo en conjunto. Por otro lado, cuando el análisis se relaciona con solicitudes de carácter dinámico, se adoptan factores más conservadores, del orden de 2.5. En el caso específico de pilotes hincados evaluados mediante fórmulas dinámicas, se utiliza el factor de seguridad correspondiente al método aplicado, manteniéndose como criterio que, para pilotes individuales, dicho factor no sea inferior a 2.

### **d) Espaciamiento de pilotes**

El espaciamiento mínimo entre pilotes se define como la distancia entre ejes y se expresa en función de la dimensión característica del elemento, representada por  $b$ , la cual corresponde al diámetro o a la mayor dimensión transversal del pilote. Bajo este criterio, el espaciamiento mínimo se incrementa en función de la longitud del pilote, adoptándose referencias expresadas como múltiplos de  $b$  para distintos rangos de longitud. Adicionalmente, cuando se trata de pilotes que trabajan principalmente por fricción, la separación mínima no debe ser menor a 1.20 m, con el fin de reducir interferencias entre zonas de deformación del terreno y asegurar un desempeño adecuado del grupo. No obstante, en condiciones particulares del proyecto, es posible proponer separaciones distintas a las mínimas recomendadas, siempre que ello se sustente mediante un análisis técnico que justifique su validez.

### **e) Fricción negativa**

La fricción negativa se define como el arrastre descendente que el suelo circundante puede ejercer sobre el pilote cuando se produce un asentamiento relativo del terreno respecto del elemento estructural. Este fenómeno suele desarrollarse en suelos compresibles y puede presentarse, por ejemplo, cuando se ejecuta el pilote dentro de un estrato granular sobre el que posteriormente se coloca un relleno que se consolida gradualmente, generando un desplazamiento hacia abajo del terreno alrededor del pilote. De igual manera, puede manifestarse cuando un relleno granular induce la consolidación de una arcilla subyacente, o cuando existe un estrato orgánico que,

debido a su comportamiento compresible, se consolida con el tiempo. Otra condición relevante ocurre cuando se produce el descenso del nivel freático, ya que el incremento del esfuerzo efectivo puede inducir consolidación en suelos cohesivos, lo que provoca el desarrollo de fuerzas de arrastre si el pilote se encuentra dentro de dicho estrato. En consecuencia, la fricción negativa incrementa la carga total que actúa sobre el pilote y debe ser considerada explícitamente en el diseño, especialmente en cimentaciones ejecutadas sobre suelos compresibles

#### **f) Análisis del efecto de la fricción negativa**

Para evaluar la fricción negativa se emplean métodos de naturaleza estática, enfocándose en la interacción lateral suelo–pilote responsable del arrastre descendente. En el diseño estructural y geotécnico, este efecto se incorpora como una carga adicional que se suma a la carga transmitida por la superestructura, con el propósito de representar de manera más realista las solicitudes que podrían actuar sobre el elemento durante el proceso de asentamiento del terreno

#### **Parámetros geotécnicos**

Según Alva (2015) los parámetros necesarios para la determinación de las propiedades mecánicas de los pilotes en los diseños son:

- Número de estratos
- Profundidad de sondaje o extracción de muestras
- Profundidad final de cada estrato
- Tipo de suelo
- Peso unitario de suelo
- Factor de seguridad

#### **2.2.2. Métodos estáticos para calcular la capacidad de Pilotes**

Según (Becker, 2016) los métodos estáticos para pilotes hincados determinan la capacidad última del sistema suelo pilote a partir de la mecánica de suelos (criterio Mohr–Coulomb) y de parámetros geotécnicos obtenidos en campo y/o laboratorio, la metodología NAVFAC descompone la capacidad axial última de un pilote en dos resistencias, eje (fricción/adhesión desarrollada a lo largo del perímetro) y punta (capacidad portante bajo la base). El cálculo se realiza con base en esfuerzos efectivos en suelos granulares y en condición no drenada en arcillas.

$$Q_{ult} = R_b + R_s$$

**Donde:**

$Q_u$ : Capacidad Ultima del pilote

$R_b$ : Resistencia en la base del pilote

$R_S$ : Resistencia en el eje del pilote

#### 2.2.5.1 **Resistencia en la base del pilote**

En suelos no-cohesivos está determinado por:

$$R_b = \sigma_{eft} N_q A_b$$

**Donde:**

$R_b$ : Resistencia en la base del pilote

$\sigma_{eft}$ : Esfuerzo efectivo en la base del pilote

$N_q$ : Factor de capacidad portante

$A_b$ : Área de la base del pilote

**Tabla 1**

Factor de Capacidad Portante  $N_q$

Ángulo de fricción interna $\phi$ [°]	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
Factor capacidad portante $N_q$ para pilotes impulsados	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
Factor capacidad portante $N_q$ para pilotes perforados	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

Para suelos cohesivos está determinado por:

$$R_b = N_c c_u A_b = 9c_u A_b$$

**Donde:**

$N_c$ : Factor de capacidad portante

$c_u$ : Cohesión no drenada del suelo debajo de la punta del pilote

$A_b$ : Área de la base del pilote

#### 2.2.5.2 **Resistencia en el eje del pilote**

Raddatz & Miranda (2014) la capacidad de carga de los pilotes hincados en suelos cohesivos, como arcillas y limos, se determina principalmente a partir de la fricción lateral desarrollada entre la superficie del pilote y el terreno. Es importante señalar que esta fricción lateral no siempre equivale al valor de la cohesión del suelo, ya que el

proceso de hincado puede modificar significativamente las propiedades físicas del material circundante. Además, la fricción lateral está influenciada tanto por las propiedades del material del pilote como por su geometría.

Para suelos no-cohesivos está determinada por:

$$R_s = \sum_{j=1}^n K_j \sigma_{ef,j} \tan \delta_j A_{s,j}$$

**Donde:**

$R_s$ : Resistencia en el eje del pilote

$K_j$ : Coeficiente de presión lateral

$\sigma_{ef,j}$ : Esfuerzo efectivo sobre la longitud de empotramiento

$\delta_{ef,j}$ : Ángulo de fricción interna en el pilote

$A_{s,j}$ : Área del eje del pilote

**Tabla 2**

Coeficiente de presión Lateral Nq

Valores de referencia del coeficiente  $K$  de la presión de tierra lateral

Tipo de pilotes	$K$ para pilotes compresivos	$K$ para tensión - uplifted piles
H-pilotes impulsado	0,5 - 1,0	0,3 - 0,5
Desplazamiento de pilote impulsado (redondo y cuadrado)	1,0 - 1,5	0,6 - 1,0
Desplazamiento de pilote cónico	1,5 - 2,0	1,0 - 1,3
Pilotes de impulsado a chorro	0,4 - 0,9	0,3 - 0,6
Pilote perforado (menor a 70 cm )	0,7	0,4

**Tabla 3**

Ángulo de fricción en el pilote

Ángulo de fricción en el pilote  $\delta$  [°]

Material del pilote	$\delta$ [°]
Pilotes de acero	20
Pilotes de madera	0,75 $\phi$
Pilotes de hormigón reforzados de acero	0,75 $\phi$

Donde:  $\phi$  - Ángulo de fricción interna del suelo

Para suelos cohesivos está dado por:

$$R_s = \sum_{j=1}^n \alpha_j c_{u,j} A_{s,j}$$

**Donde:**

$\alpha_j$ : Coeficiente de adhesión

$c_u$ : Cohesión sin drenar

$A_{sj}$ : Área del eje del pilote

**Tabla 4**  
Coeficiente de adhesión

Coeficiente de adhesión empírica  $\alpha$

Material del pilote	Consistencia del suelo	Rango de cohesión $c_u$ [ $kN/m^2$ ]	Coeficiente de adhesión $\alpha$ [-]
<b>Pilote de madera y hormigón</b>	Muy suave	0 - 12	0,00 - 1,00
	Suave	12 - 24	1,00 - 0,96
	Medio rígido	24 - 48	0,96 - 0,75
	Rígido	48 - 96	0,75 - 0,48
	Muy rígido	96 - 192	0,48 - 0,33
<b>Pilotes de acero</b>	Muy suave	0 - 12	0,00 - 1,00
	Suave	12 - 24	1,00 - 0,92
	Medio rígido	24 - 48	0,92 - 0,70
	Rígido	48 - 96	0,70 - 0,36
	Muy rígido	96 - 192	0,36 - 0,19

### 2.2.3. Métodos dinámicos de Hinca

El fundamento físico de las fórmulas dinámicas de hinca radica en el Principio de la Conservación de la Energía. La energía cinética entregada por el sistema de percusión (martillo) debe ser igual al trabajo realizado por el pilote para penetrar el suelo contra su resistencia, más las pérdidas de energía debidas al amortiguamiento, rebotes, deformación plástica en cojines, etc. Se expresa como:

$$E_{\text{entrada}} = W_{\text{util}} + E_{\text{perdidas}}$$

**Donde:**

- $E_{\text{entrada}}$ : Es la energía potencial o cinética neta del martillo al momento del impacto ( $\eta \cdot W \cdot H$ ).
- $W_{\text{util}}$ : Es el trabajo realizado para hundir el pilote una distancia  $s$  (el "set" o rechazo) contra la resistencia última del suelo  $Q$ , definida como  $Q \cdot s$
- $E_{\text{perdidas}}$ : Representa la energía disipada que no contribuye al hincado permanente.

Esta incluye:

1. Pérdidas por impacto inelástico (calor y deformación en la cabeza del pilote).
2. Pérdidas por compresión elástica temporal del pilote, suelo y del sistema de amortiguamiento o "cushion".

Para calcular la resistencia última del Pilote (resistencia por punta más resistencia por fuste) se han utilizado los métodos dinámicos basados en ENR, Hiley y Janbu, estos muestran fórmulas dinámicas basadas en lo que sucede durante la hinca (golpes

del martillo). Usan la energía del golpe ( $W \cdot H$ , con eficiencia  $\eta$ ) y la penetración por golpe (set,  $s$ ), también considera correcciones por deformaciones elásticas (cushion o almohadilla, equipo, pilote) y el quake del suelo.

Se desarrollaron empíricamente a partir de observaciones de campo durante la hinca y luego se calibraron/contrastaron contra pruebas de carga estática (las de mantenimiento de carga) para ver qué tan bien predecían la capacidad.

Es decir, son correlaciones que usan datos de golpes de hinca y que históricamente se han validado frente a pruebas estáticas.

Se calculan en obra, durante o al final de la hinca, a partir del set medido y los parámetros del equipo.

Los datos necesarios para la aplicación de estas fórmulas empíricas son:

$W$  = Peso del martillo [kN]

$H$  = Altura de caída por golpe [m]

$\eta$  = Eficiencia global del sistema de hinca (0–1)

$s$  = Penetración por golpe (set) al final de hinca [m]

$Q$  = Resistencia/Capacidad estimada por el método [kN]

**1) ENR (Engineering News Record):** Esta fórmula es una de las más antiguas y simples. Se desarrolló a finales del siglo XIX para pilotes de madera y martillos de caída libre, y relaciona la capacidad del pilote con la energía del martillo y la penetración por golpe en las últimas etapas de hinca, asume que todas las pérdidas de energía elástica y de impacto pueden agruparse en una única constante empírica ( $C_{ENR}$ )

**Fórmula empírica:**

$$Q = \frac{(\eta \cdot W \cdot H)}{(s + C_{ENR})}$$

Términos específicos:

- $C_{ENR}$  = Constante empírica que corrige pérdidas y compresiones del sistema.

Valores

tradicionales:

Para un martillo de caída:  $C_{ENR} \approx 0.025$  m ( $\approx 25$  mm)

Para un martillo de vapor:  $C_{ENR} \approx 0.0025$  m ( $\approx 2.5$  mm)

Estos valores de C son sustentados en la recopilación de literatura de Vulcan Iron Works que cita el texto original de A. M. Wellington. Ahí se transcribe la regla de la Engineering News (ENR) y se indica:

Para martillos de caída: en el denominador se usa “1 pulgada”.

Para martillos de vapor (steam hammers): Wellington señala que ese constante debe ser “1/10”, es decir, 0.1 pulgadas.

Esta fórmula es aplicable a pilotes hincados, donde Q representa la capacidad total (fuste + punta) para el set medido.

**2) Hiley (iterativo):** La fórmula de Hiley es una aproximación más rigurosa basada en la Mecánica de Impacto Newtoniana y la Ley de Hooke. A diferencia del ENR, Hiley desglosa la energía del martillo en:

- Energía útil para vencer la resistencia del suelo (capacidad del pilote).
- Energía almacenada elásticamente en el martillo, cojín, casquete, pilote y suelo (que se recupera en el rebote).
- Pérdidas por amortiguamiento y deformación plástica en los elementos de golpe.

**Fórmula práctica más usada:**

$$Q = \frac{(\eta \cdot W \cdot H)}{(s + C/2)}$$

donde  $C = C1 + C2 + C3$

Términos específicos:

❖ **C1 = Compresión del conjunto de golpeo (cushion o almohadilla y martillo) (m).**

$$C1 = \frac{Q}{k_{cushion}} + \frac{Q}{k_{martillo}}$$

- $k_{cushion}$  : Rigidez equivalente del cushion (kN/m). Indica cuánta fuerza produce una cierta deformación en esa almohadilla.  $k_{cushion} = (E \cdot A)/L$
- $k_{martillo}$ : Rigidez equivalente del martillo (kN/m) vista como resorte. Ambos valores normalmente los da el fabricante o se estiman como rigideces elásticas.  $k_{martillo} = (E \cdot A)/L$

❖ **C2 = Acortamiento elástico del pilote (m), Ley de Hooke:  $C2 = \frac{Q \cdot L}{A \cdot E}$**

L = longitud efectiva del pilote; A = área de sección; E = módulo del material del pilote (kN/m<sup>2</sup>).

❖ **C3 = Compresión del terreno (quake del suelo) (m). Valores típicos: 0.002–0.005 m según el suelo.**

Q resulta de la energía disponible y de la deformación elástica total del sistema; es una capacidad total. Goble, Rausche & Likins (1975–1980s) Desarrollo del PDA y el método CAPWAP.

En sus manuales indican valores típicos de quake:

- 2 mm para arena
- 2.5 a 5 mm para arcilla

FHWA – Federal Highway Administration - Design and Construction of Driven Pile Foundations – Vol. I & II (Hannigan, Goble, Likins, Rausche, 2006).

Allí se recomiendan valores de quake de 2–5 mm como referencia de diseño.

En la Norma ASTM D4945 (High-Strain Dynamic Testing of Piles) se menciona que en los análisis de onda (CAPWAP) se usan valores iniciales de quake de 2 mm (arena) y 2.5 a 5 mm (arcilla).

Q resulta de la energía disponible y de la deformación elástica total del sistema; es una capacidad total. Como C depende de Q, la ecuación se resuelve por iteración

**3) Janbu (iterativo):** Se basa en la teoría de que la energía potencial del martillo se transforma en trabajo de deformación del suelo y del pilote, introduce parámetros de corrección para representar mejor las pérdidas y el amortiguamiento del suelo

**Relación fundamental (SI):**

$$Q = \frac{\eta \cdot W \cdot H}{s + \Delta}$$

Términos específicos:

Deformación elástica total del sistema:  $\Delta = \delta_{\text{pilote}} + \delta_{\text{cushion}} + \delta_{\text{equipo}} + u_{\text{quake}}$

Definición de los términos en  $\Delta$ :

- $\delta_{\text{pilote}} = \text{Acortamiento elástico del pilote: } \frac{Q \cdot L}{A \cdot E} \text{ (m)}$
- $\delta_{\text{cushion}} = \text{Compresión del cushion: } \frac{Q}{k_{\text{cushion}}} \text{ (m)}$
- $\delta_{\text{equipo}} = \text{Compresión del conjunto metálico (helmet/anvil): } \frac{Q}{k_{\text{equipo}}} \text{ (m)}$
- $u_{\text{quake}} = \text{Quake del suelo (deformación elástica inicial) (m); típico 0.002–0.005}$
- Arenas densas: quake pequeño (p.ej. 2–3 mm)
- Arenas medias / limos: 3–5 mm
- Arcillas blandas: quake mayor (p.ej. 5–10 mm).

Como  $\Delta$  depende de  $Q$ , la ecuación se resuelve por iteración.

#### 2.2.4. Modelamiento Físico y Leyes de Semejanza

El análisis experimental mediante modelos físicos reducidos se fundamenta en la teoría de la similitud, la cual permite predecir el comportamiento de un prototipo real a partir de las observaciones realizadas en un modelo a escala. Según lo establecido por (Harris, 1999), para que la correlación sea válida, el diseño experimental debe satisfacer los requisitos de similitud geométrica, cinemática y dinámica derivados del análisis dimensional

##### Similitud Geométrica

La condición primaria para el modelamiento es la similitud geométrica, que exige una relación constante entre todas las dimensiones lineales homólogas del modelo ( $L_m$ ) y el prototipo ( $L_p$ ). Esta relación define el factor de escala geométrico ( $S_L$ ):

$$S_L = \frac{L_p}{L_m}$$

En esta investigación, se definió una escala de 1:6, resultando en un factor de escala lineal  $S_L = 6$ . Esto implica que dimensiones como el diámetro, la longitud y la penetración del pilote experimental son 6 veces menores que las del pilote teórico proyectado.

### **Similitud de Materiales y Esfuerzos**

Para modelos que involucran comportamiento inelástico y **falla el enfoque** más directo es utilizar materiales en el modelo con propiedades tensión-deformación idénticas a las del prototipo, dado que en los ensayos experimentales se utilizó concreto armado y suelo natural (no materiales sintéticos sustitutos), se asume la condición de Igualdad de Esfuerzos:

$$S_\sigma = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} = 1$$

Donde  $S_\sigma$  es la escala de esfuerzos. Esto implica que la resistencia unitaria del material (como el  $f'_c$  del concreto o la cohesión del suelo) se mantiene constante entre el modelo y la realidad.

### **Ley de Escala para la Capacidad de Carga (Fuerza)**

La relación de fuerzas ( $S_F$ ) se deriva de las escalas fundamentales de longitud y esfuerzo, basándose en la definición física de Fuerza ( $F = \text{Esfuerzo} \times \text{Área}$ ).

**1. Escala de Área ( $S_A$ ):** Dado que el área es una magnitud bidimensional ( $L^2$ ), su factor de escala es el cuadrado del factor lineal:

$$S_A = (S_L)^2 = 6^2 = 36$$

**2. Escala de Fuerza ( $S_F$ ):** Aplicando las condiciones de similitud dinámica para ensayos en campo gravitacional constante, la relación de fuerza resultante es:

$$S_F = S_\sigma \cdot S_A = 1 \times 36 = 36$$

### 3. CAPÍTULO III HIPÓTESIS Y VARIABLES

#### 3.1. Formulación de la hipótesis

##### 3.1.1. *Hipótesis general*

La resistencia geotécnica experimental de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante es comparable a la resistencia geotécnica teórica obtenida mediante métodos analíticos.

##### 3.1.2. *Hipótesis específicas*

- La resistencia por punta de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos blandos no tiene influencia significativa en la resistencia geotécnica.
- La resistencia por fricción lateral de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos blandos tiene influencia significativa en la resistencia geotécnica.
- Las propiedades físicas cumplen con los parámetros de los suelos blandos donde se requiere emplazar los pilotes de concreto armado a escala.

#### 3.2. Variables e indicadores

##### 3.2.1. *Variable independiente*

- **Suelos de baja capacidad portante**

##### Definición conceptual

Se acuerda a Alarco & Jimenez (2020) Estos suelos poseen características físicas y mecánicas de suelos blandos, de predominio limoso–arcilloso o arenoso de baja densidad, que presentan baja capacidad portante y alta compresibilidad, condicionando el diseño y comportamiento de cimentaciones profundas.

##### Definición operacional

Se operacionaliza mediante la determinación de propiedades físicas e índices (granulometría, contenido de humedad, límites de consistencia, peso unitario, gravedad específica) y propiedades mecánicas (ángulo de fricción interna, cohesión, resistencia al corte) obtenidas a partir de ensayos de laboratorio y de campo (SPT, corte directo, etc.) en los puntos de muestreo C-01 y C-02.

##### Dimensiones e indicadores

X1: Propiedades físicas: Clasificación del suelo (SUCS / AASHTO), Contenido de humedad (%), Absorción (%), Peso específico (kg/m<sup>3</sup>), Índice de plasticidad (IP)

X2: Propiedades mecánicas: Angulo de fricción interna (°), Cohesión (kg/cm<sup>2</sup>), Resistencia al corte (kg/cm<sup>2</sup>)

### **3.2.2. Variable dependiente**

- Resistencia geotécnica de pilotes hincados de concreto armado a escala

#### Definición conceptual

Para Gaviria & Gomez (2009) Capacidad de carga geotécnica que desarrollan los pilotes hincados de concreto armado, resultante de la combinación de la resistencia por punta y la resistencia por fricción lateral movilizadas en el contacto suelo–pilote, para soportar las cargas de servicio transmitidas por la superestructura.

#### Definición operacional

Se operacionaliza mediante la comparación cuantitativa entre la resistencia teórica por punta y por fricción lateral, calculada con métodos analíticos según la Norma E.050, y la resistencia experimental obtenida a partir de fórmulas dinámicas de hincado (ENR, Hiley, Janbu) aplicadas a pilotes de concreto armado a escala 1:6 instalados en los puntos C-01 y C-02.

#### Dimensiones e indicadores

Y1: Diseño geométrico de pilotes: Diámetro de pilotes (m), Profundidad de cimentación (m),

Y2: Diseño Geotécnico de pilotes: Capacidad por punta (kg/cm<sup>2</sup>), Capacidad por fuste (kg/cm), Número de golpes(N), Penetración(set).

### 3.3. Operacionalización de variables

**Tabla 5**  
Cuadro de Operacionalización de las Variables

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS
<u>Variable independiente:</u> Suelos de baja capacidad portante	X1: Propiedades físicas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Contenido de humedad (%)</li> <li>• Absorción (%)</li> <li>• Peso específico (kg/m<sup>3</sup>)</li> <li>• Índice de plasticidad (IP)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Revisión documentaria de Manual de ensayos</li> <li>• Ensayos de laboratorio</li> <li>• Análisis de informes geotécnicos</li> </ul>
	X2: Propiedades mecánicas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ángulo de fricción interna (°)</li> <li>• Cohesion (kg/cm<sup>2</sup>)</li> <li>• Resistencia mecánica (kg/cm<sup>2</sup>)</li> </ul>	
<u>Variable dependiente:</u> Resistencia geotécnica de pilotes hincados de concreto armado a escala	Y1: Diseño geométrico de pilotes	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Diámetro de pilotes (m)</li> <li>• Profundidad de cimentación (m)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cálculos Analíticos (NAVFAC)</li> <li>• Métodos Dinámicos de Hinca (ENR, Hiley, Janbu).</li> <li>• Registro de hincado</li> </ul>
	Y2: Diseño geotécnico de pilotes	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Capacidad por punta (Tonf)</li> <li>• Capacidad por fuste (Tonf)</li> <li>• Número de golpes(N)</li> <li>• Penetración por golpe (set)</li> </ul>	

## 4. CAPÍTULO IV METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

### 4.1. Método de la investigación

El presente estudio adopta un método cuasiexperimental de tipo comparativo, debido a que contrasta la capacidad geotécnica estimada mediante métodos analíticos con la capacidad inferida experimentalmente a partir del registro de hincado y el uso de fórmulas dinámicas (Hiley, ENR y Janbu). Este enfoque no contempla asignación aleatoria de unidades experimentales, ya que los ensayos se ejecutan en puntos de muestreo definidos y bajo condiciones de campo que no pueden controlarse por completo. La comparación se realiza mediante diferencias absolutas y porcentuales entre resultados teóricos y experimentales, distinguiendo aporte por punta y por fuste/fricción lateral.

(Manterola & Otzen, 2015) Este tipo de diseño de investigación es aquella en el cual se tiene un objetivo a poner a prueba mediante la formulación de una hipótesis modificando al menos una variable independiente donde por razones de logísticas y éticas no se pueden asignar unidades de investigación de manera aleatoria, si no en base a las particularidades de la investigación y a criterio analítico de los investigadores se selecciona el número de muestras.

### 4.2. Tipo de investigación

En concordancia con los objetivos establecidos en la investigación y la naturaleza del problema abordado, Se trata de un estudio de carácter *Aplicado*, este tipo de investigación se centra en dar solución a problemas específicos y reales mediante la búsqueda de soluciones prácticas.

La investigación es de tipo aplicada, porque se orienta a brindar evidencia técnica sobre la confiabilidad del cálculo de capacidad geotécnica de pilotes hincados en suelos de baja capacidad portante, mediante la comparación entre métodos teóricos y verificación experimental.

### 4.3. Nivel de investigación

El nivel de la investigación es descriptivo, porque busca medir, presentar y describir los valores de resistencia/capacidad obtenidos tanto por métodos analíticos como por fórmulas empíricas dinámicas aplicadas al proceso de hinca; adicionalmente, el estudio adopta un alcance comparativo al contrastar cuantitativamente ambos resultados en

dos condiciones de suelo (C-01 y C-02), verificando la correspondencia entre el cálculo teórico y la observación experimental

(Vásquez, 2005) La investigación descriptiva permite examinar la naturaleza de un fenómeno, así como la manera en que se manifiestan sus componentes, mediante la medición de uno o más de sus atributos.

#### **4.4. Diseño de la investigación**

El diseño del estudio es transversal, dado que la obtención de datos (ensayos de campo y laboratorio, fabricación e instalación de pilotes a escala, y cálculo de capacidades mediante métodos analíticos y dinámicos) se realiza en un periodo único de evaluación.

Según Rodríguez & Mendivelso (2018) Se clasifica como un estudio observacional de base individual que suele tener un doble propósito: descriptivo y analítico. Evalúa la información del estudio en un marco temporal específico.

#### **4.5. Naturaleza de datos**

El enfoque de la investigación es cuantitativo, debido a que se basa en mediciones numéricas de propiedades del suelo, parámetros geotécnicos y resistencias del pilote, así como en el procesamiento y comparación de resultados mediante métodos analíticos y fórmulas dinámicas, con el propósito de contrastar la resistencia teórica y experimental.

Para Hernández & Baptista (2014) este método se basa en el procesamiento de información numérico con el fin de corroborar o comprobar una hipótesis previamente formulada, se utilizan técnicas numéricas y análisis estadísticos con el propósito de corroborar teorías.

#### **4.6. Técnicas de recolección de datos**

- Bibliográficas: Revisión y análisis de fuentes técnicas y científicas relevantes al estudio.
- Metodológicas: Evaluación de procedimientos y normas aplicables a Cimentaciones profundas y ensayos geotécnicos.
- Empíricas: Ejecución de pruebas experimentales para validar la hipótesis y obtener evidencias.

## 4.7. Ensayos de control

### 4.7.1. Cantidad de ensayos realizados

Se realizarán la cantidad necesaria de ensayos según la disposición de la norma E.050 (2018) que categoriza el número de puntos dependiendo de la clasificación de la edificación, numero de niveles y el área a construir, a criterio de los investigadores se propone lo siguiente:

- 02 ensayos SPT en las zonas de estudio a una profundidad por encima de los 10.0 m.

Se realizarán el análisis de 04 pilotes a escala según las dimensiones determinadas de la edificación, es necesario contar con estos valores para prefabricar un pilote de C.A a escala y a través del método de hinca verificar la resistencia obtenida y comparar los resultados con modelos analíticos.

- 04 ensayos de resistencia de pilote pre fabricado a escala

## 4.8. Población y muestra

### • Población

La población de estudio está constituida por los suelos de baja capacidad portante del distrito de San Sebastián (Cusco) en los que se pretende evaluar, de manera teórica y experimental, el comportamiento resistente de pilotes hincados de concreto armado a escala.

### • Muestra

La muestra se delimitó a dos puntos de muestreo (sitios de estudio) ubicados en: C-01: Urbanización Los Nogales y C-02: Urbanización Túpac Amaru, ambos en San Sebastián; esta delimitación se sostiene además en la limitación espacial del trabajo (02 sitios).

## 5. CAPÍTULO V DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

### 5.1. Estudios de mecánica de suelos

El estudio se basó en dos tipos de suelo, previamente se realizaron visitas de campo donde se verificó el suelo fino de mala calidad, de acuerdo a testimonios de los propietarios y vecinos, el lugar es una zona de relleno con tierra.

Se realizó 02 ensayo SPT, perforando hasta 10 m de profundidad, el primer ensayo se realizó en un parque ubicado en la Urb. Los Nogales, exactamente en la intersección de las calles Wari, Nazca y Los nogales con coordenadas UTM (182154.00m E, 8501263.00 m S, Zona 19), el segundo ensayo se realizó en un parque ubicado en la Urb. Túpac Amaru, exactamente en la intersección de las calles Tinta y Tupac Katari con coordenadas UTM (184951.31 m E, 8501434.83.00 m S, Zona 19).

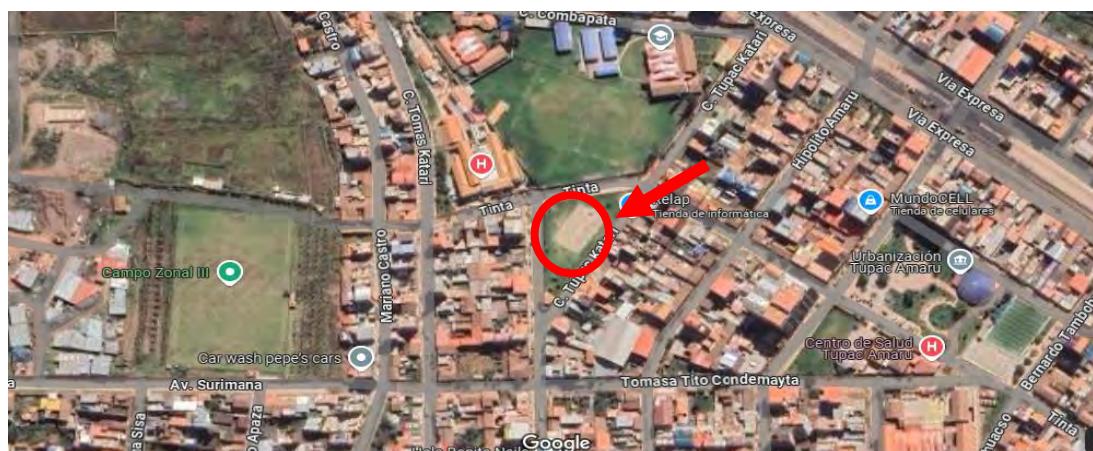
**Figura 3**

*Ubicación Geográfica de Primer Punto de Muestreo de Suelo*



**Figura 4**

*Ubicación Geográfica de Segundo Punto de Muestreo de Suelo*



Se realizaron los siguientes estudios con respecto a los dos puntos de muestreo

**Tabla 6**  
*Cuadro de ensayos realizados en laboratorio*

NOMBRE	NORMA	CANTIDAD
Análisis granulométrico - tamizado	MTC E-107	4
Análisis granulométrico - sedimentación	MTC E-109	2
Contenido de humedad	NTP 339.127	2
Límites de consistencia	NTP 339.129	2
Clasificación de suelos método SUCS	ASTM D-2487	4
Peso específico de sólidos	ASTM D854 - 58	2
Densidad de campo (método de cono de arena)	NTP 339.144	1
Ensayo de SPT	(UNE-EN ISO 22476-3:2006 o ASTM D1586)	2
Ensayo de corte directo	NTP 339.171 (ASTM 3080-90, INVE 154-07)	2

### 5.1.1. Análisis granulométrico por tamizado

#### Procedimiento

Se realizó un proceso de cuarteo para la preparación de la muestra más representativa, después se continuó con un lavado de material fino mediante una malla N°200 con fin de retirar partículas finas de los gruesos y material orgánico

**Figura 5**

*Pesaje de Muestra para Ensayo*



Seguidamente la muestra fue llevada al horno y fue secado, luego se procede a una limpieza de los tamices a utilizar con un cepillo a fin de evitar el error en el cálculo de los pesos retenidos.

Posteriormente, la muestra fue colocada en la columna de tamices, dispuestos en orden descendente desde el tamiz de 3" hasta el tamiz N° 200. Durante esta operación, se distribuyó cuidadosamente el material realizando movimientos circulares y de lado a lado, con el fin de prevenir la pérdida de suelo.

### Figura 6

*Vertido de Material y registro del peso retenido por cada tamiz*



Una vez concluido el tamizado, los tamices fueron retirados uno por uno con sumo cuidado para proceder al pesaje del material retenido en cada uno. Con la ayuda de un cepillo metálico, se limpió el contenido de cada tamiz, depositando las fracciones de suelo retenidas en un recipiente metálico, con el objetivo de registrarlas y analizarlas posteriormente.

Posterior a ello se registra los pesos retenidos en hojas de cálculo que se muestran a continuación para luego procesarlos.

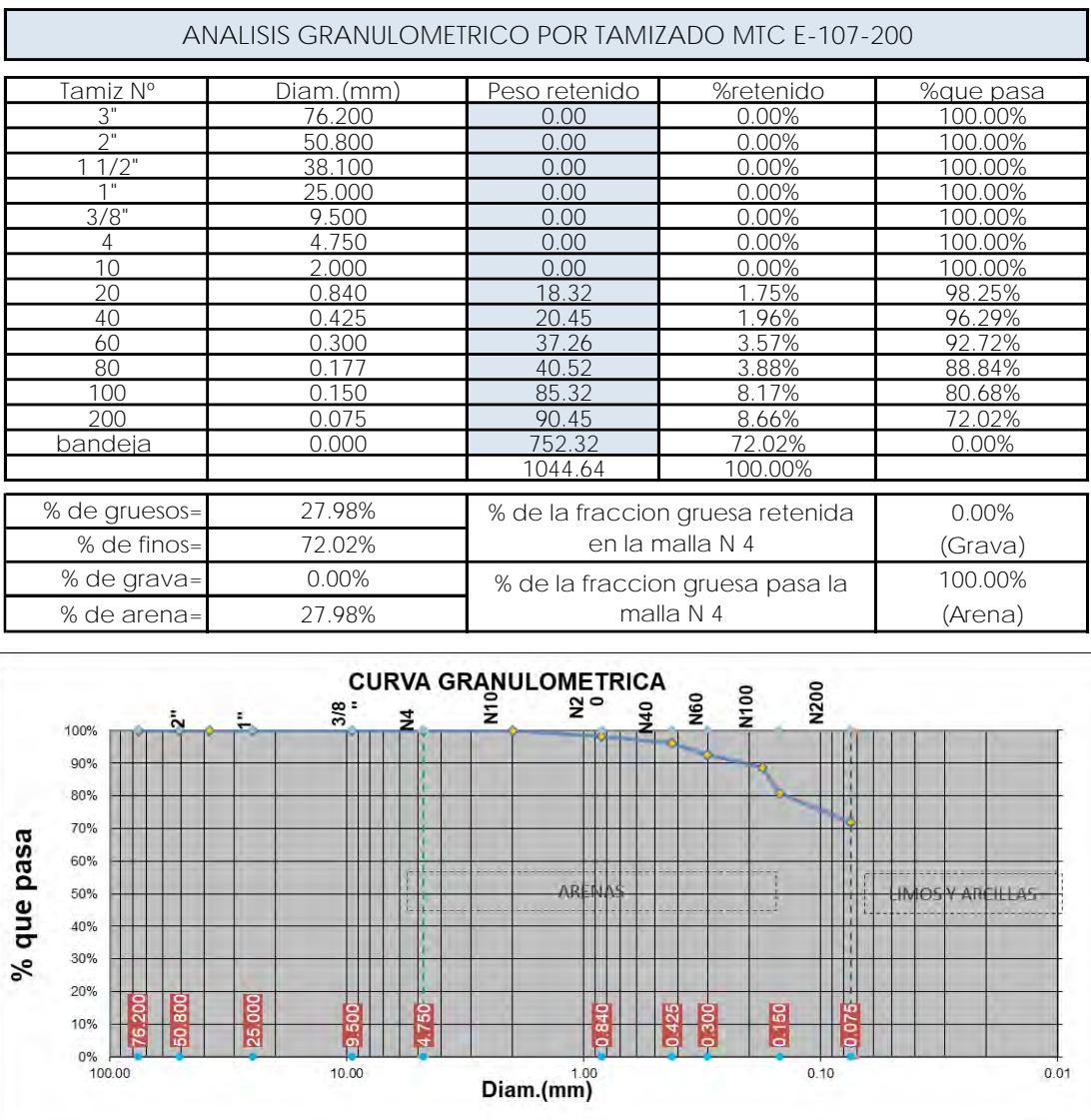
### Toma de datos

Para el material obtenido de la ubicación de los Nogales se tiene la siguiente curva granulométrica:

**Tabla 7***Análisis Granulométrico por tamizado - Los Nogales*

<b>SUCS</b>	<b>CH</b>
<b>PUNTO</b>	<b>C-01</b>
<b>UBICACIÓN</b>	<b>NOGALES</b>

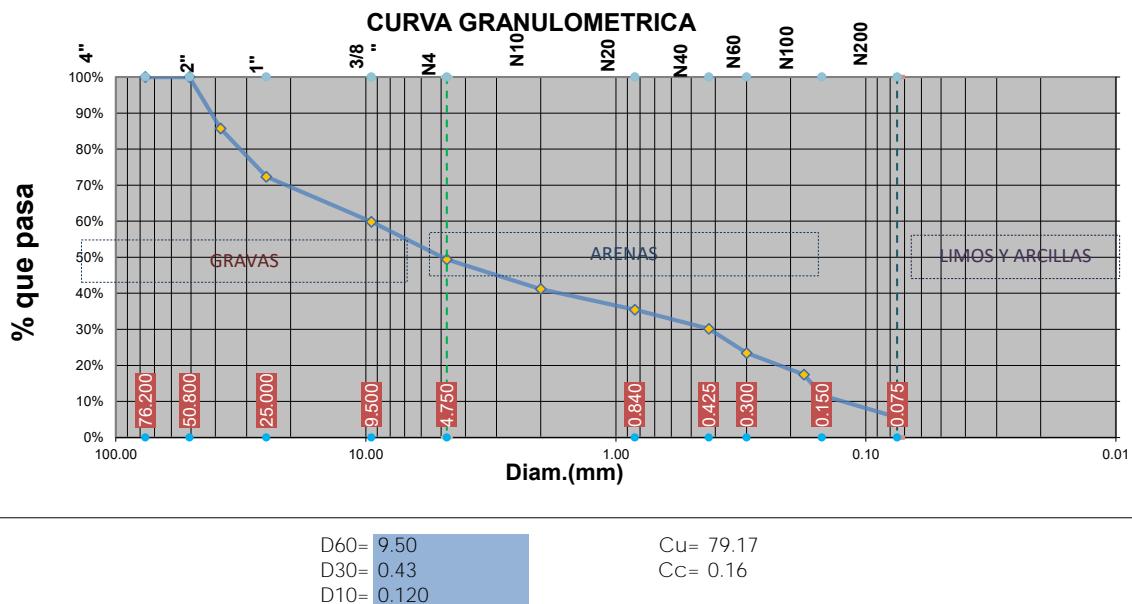
PESO INICIAL=	1050.00 gr
% de perdidas=	1.07%
Peso despues de lavado	1044.64 gr



<b>SUCS</b>	<b>GW-GM</b>
<b>PUNTO</b>	<b>C-01</b>
<b>UBICACIÓN</b>	<b>NOGALES</b>

PESO INICIAL=	1490.00 gr
% de perdidas=	1.62%
Peso despues de lavado	1481.91 gr

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO MTC E-107-200				
Tamiz N°	Diam.(mm)	Peso retenido	%retenido	%que pasa
3"	76.200	0.0	0.00%	100.00%
2"	50.800	0.0	0.00%	100.00%
1 1/2"	38.100	211.7	14.29%	85.71%
1"	25.000	198.2	13.38%	72.34%
3/8"	9.500	185.4	12.51%	59.83%
4	4.750	154.8	10.45%	49.38%
10	2.000	121.26	8.18%	41.20%
20	0.840	85.26	5.75%	35.44%
40	0.425	78.45	5.29%	30.15%
60	0.300	99.77	6.73%	23.42%
80	0.177	88.28	5.96%	17.46%
100	0.150	85.56	5.77%	11.69%
200	0.075	90.88	6.13%	5.55%
bandeja	0.000	82.32	5.55%	0.00%
		1481.91	100.00%	
% de gruesos=	94.45%	% de la fraccion gruesa retenida en la malla N 4		53.60%
% de finos=	5.55%			(Grava)
% de grava=	50.62%	% de la fraccion gruesa pasa la malla N 4		46.40%
% de arena=	43.83%			(Arena)



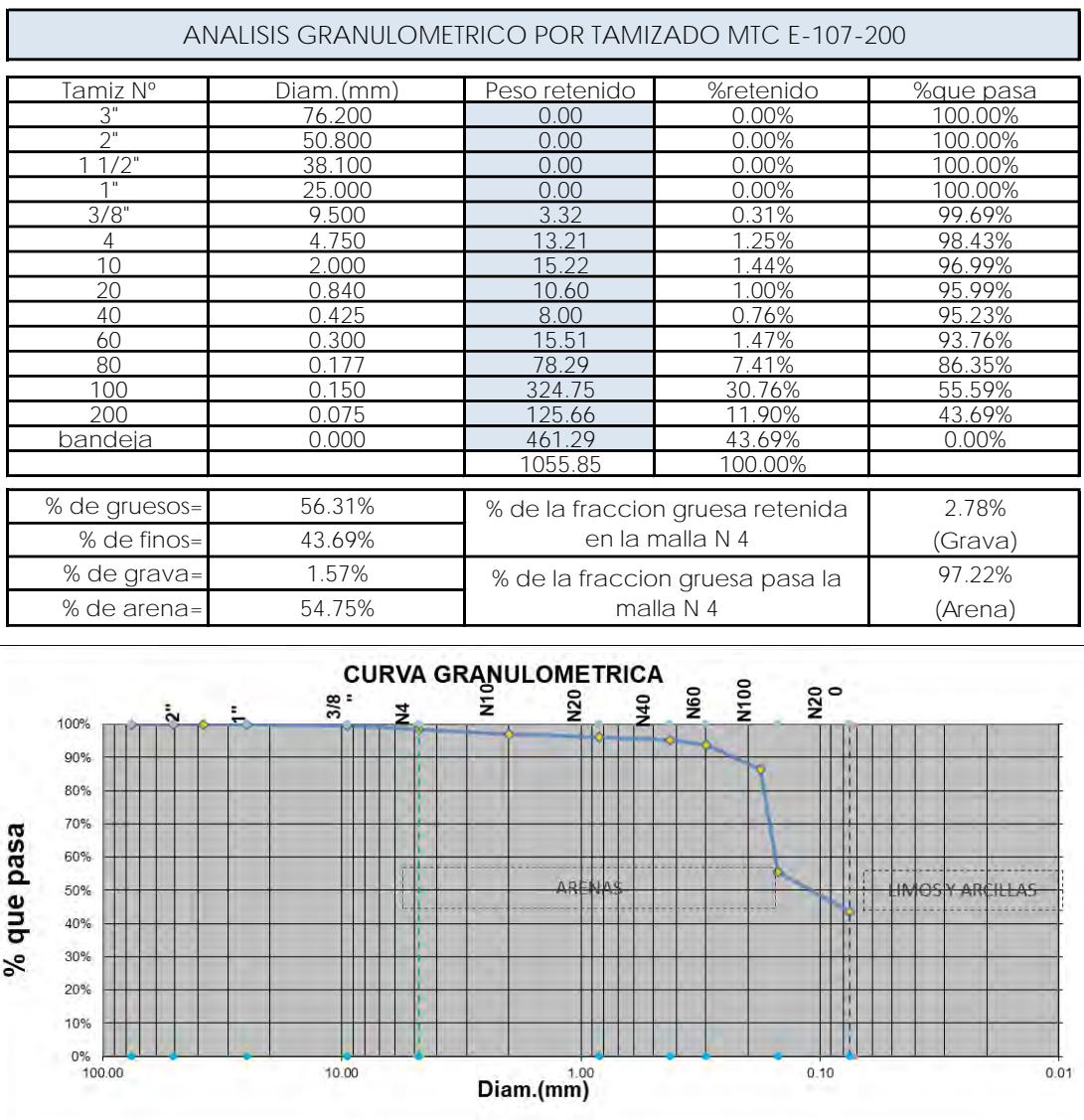
Se ha presentado el análisis granulométrico para el suelo extraído a 5m y 10m de profundidad.

De otro lado para las muestras obtenidas en el punto de Tupac Amaru la curva granulométrica es la siguiente:

**Tabla 8***Análisis Granulométrico por tamizado - Tupac Amaru*

<b>SUCS</b>	<b>SM</b>	
<b>PUNTO</b>	<b>C-02</b>	
<b>UBICACIÓN</b>	<b>TUPAC AMARU</b>	

PESO INICIAL=	1060.00 gr
% de perdidas=	0.83%
Peso despues de lavado	1055.85 gr



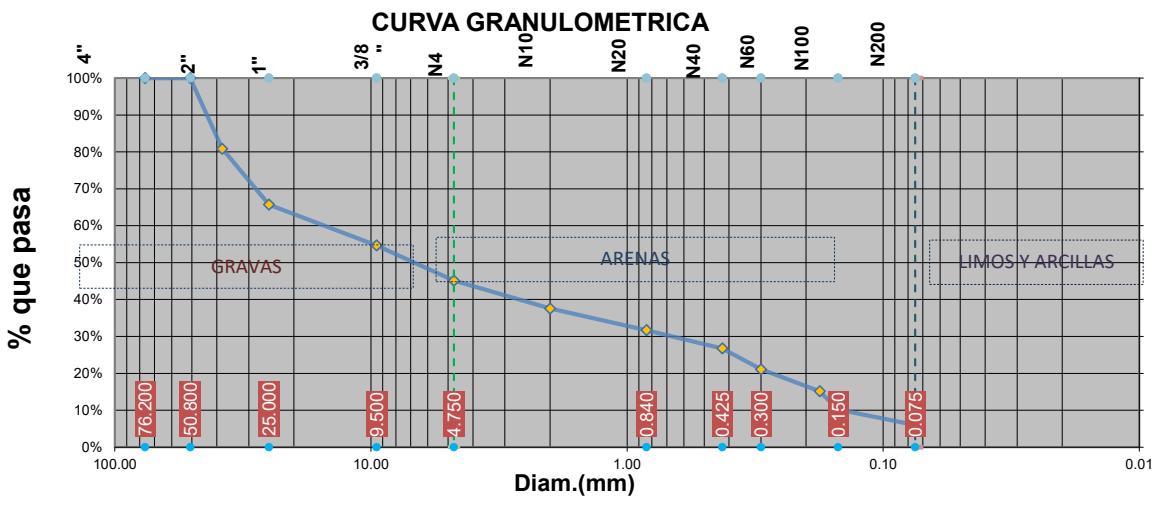
<b>SUCS</b>	<b>GW-GM</b>
<b>PUNTO</b>	<b>C-02</b>
<b>UBICACIÓN</b>	<b>TUPAC AMARU</b>

PESO INICIAL=	1320.00 gr
% de perdidas=	1.50%
Peso despues de lavado	1312.51 gr

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO MTC E-107-200				
Tamiz N°	Diam.(mm)	Peso retenido	%retenido	%que pasa
3"	76.200	0.0	0.00%	100.00%
2"	50.800	0.0	0.00%	100.00%
1 1/2"	38.100	251.3	19.15%	80.85%
1"	25.000	198.8	15.15%	65.71%
3/8"	9.500	145.3	11.07%	54.63%
4	4.750	124.9	9.52%	45.12%
10	2.000	98.77	7.53%	37.59%
20	0.840	77.12	5.88%	31.72%
40	0.425	65.23	4.97%	26.75%
60	0.300	74.20	5.65%	21.09%
80	0.177	77.88	5.93%	15.16%
100	0.150	65.23	4.97%	10.19%
200	0.075	55.28	4.21%	5.98%
bandeja	0.000	78.46	5.98%	0.00%
		1312.51	100.00%	

% de gruesos=	94.02%	% de la fraccion gruesa retenida en la malla N 4	58.37% (Grava)
% de finos=	5.98%		
% de grava=	54.88%	% de la fraccion gruesa pasa la malla N 4	41.63% (Arena)
% de arena=	39.14%		



D60= 25.00  
D30= 0.84  
D10= 0.120

Cu= 208.33  
Cc= 0.24

### 5.1.2. Análisis granulométrico por sedimentación

Este método se usa para medir las partículas finas (limos y arcillas) que pasan el tamiz No. 200 (menores a 0.075 mm), se basa en la Ley de Stokes, la cual establece que las partículas más grandes y pesadas se sedimentan (caen al fondo) más rápido en un fluido que las partículas pequeñas. Midiendo la densidad del agua con el suelo

en suspensión a lo largo del tiempo, se puede calcular qué tamaño de partículas quedan flotando.

### Equipo utilizado

- Hidrómetro: Graduado para leer gravedad específica (152 H).
- Agitador Mecánico: Con vaso y aspas para dispersar la muestra.
- Cilindro de Sedimentación: Probeta de vidrio marcada a 1000 mL para la suspensión.
- Defloculante: Solución de hexametafosfato de sodio (40 g/L) para evitar que las partículas se agrupen (floculen).
- Agua destilada a la temperatura de ensayo (ideal 20 °C)

### Procedimiento

Se utiliza la fracción de suelo que pasa el tamiz N° 200 (0.075mm), aproximadamente 75-100 g para suelos arenosos y 50-60 g para limos y arcillas.

Colocar la muestra en un recipiente, añadir 125ml de agua destilada con 40 gr de defloculante y dejar en remojo toda una noche, transferir la muestra al vaso del agitador y agitarlo durante 1 minuto.

Transferir completamente la suspensión al cilindro de sedimentación de 1000 ml y completar con agua destilada hasta la marca, tapar el cilindro y agitar de arriba hacia abajo durante un minuto asegurándonos que no quede sedimentos en el fondo ni en las paredes.

Colocar el cilindro en la mesa y comenzar a tomar lecturas con el hidrómetro tipo 152 H a intervalos de tiempo de 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480, 1440 y 2880 minutos para calcular el porcentaje de partículas en suspensión.

### Figura 7

#### *Lectura del Hidrómetro*



## Toma de datos

Se realizan correcciones a las lecturas del hidrómetro (por menisco, por temperatura y por agente defloculante), se calcula el diámetro de la partícula (D) usando la fórmula basada en la Ley de Stokes y se calcula el porcentaje que pasa correspondiente a ese diámetro.

El resultado final de este ensayo permite dibujar la parte final de la Curva Granulométrica, permitiendo identificar qué porcentaje exacto de la muestra es Limo y qué porcentaje es Arcilla, datos cruciales para determinar el comportamiento del suelo bajo cargas.

**Tabla 9**

### Granulometría por sedimentación – Los Nogales

#### ANALISIS GRANULOMETRICO POR SEDIMENTACION MTC E-109-200

$$a = \frac{Gs (1.65)}{(Gs - 1)2.65}$$

$$Ft = -4.85 + 0.25t$$

$$Rcp = R + Ft - Fz$$

$$D (\text{mm}) = K \sqrt{(L/t)}$$

$$Rcl = R + Fm$$

Fz=corrección por cero o defloculante

Fz= 7 g/l

Fm=corrección por menisco

Fm= 1

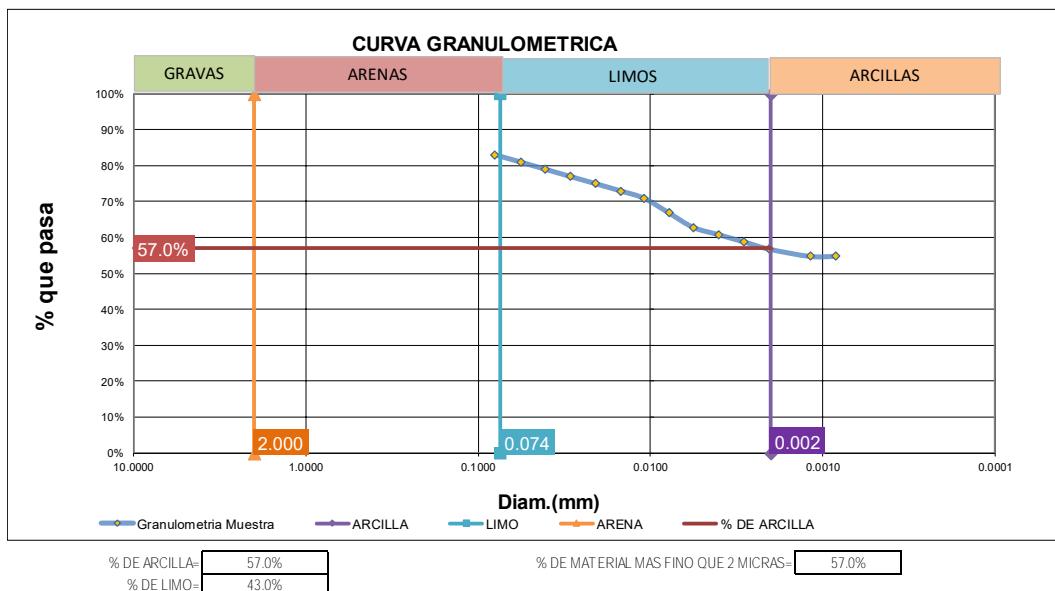
a=corrección por Gs

a= 1.01

Gs= 2.6

Gs= 1.01

Tiempo	Lectura Hidrometro	Temperatura	Ft=-4.85+0.25xt	Rcp	% que pasa a <u>Rpcx100</u> 50	Rcl	L Profundidad efectiva	Ac Actividad fc(t,Gs,Gw y m)	D(mm)
0.25 min	48	20.00 °C	0.15	41.15	83.123%	49	8.30	0.0139	0.0799
0.5 min	47	20.00 °C	0.15	40.15	81.103%	48	8.40	0.0139	0.0568
1 min	46	20.00 °C	0.15	39.15	79.083%	47	8.60	0.0139	0.0406
2 min	45	20.00 °C	0.15	38.15	77.063%	46	8.80	0.0139	0.0291
4 min	44	20.00 °C	0.15	37.15	75.043%	45	8.90	0.0139	0.0207
8 min	43	20.00 °C	0.15	36.15	73.023%	44	9.10	0.0139	0.0148
15 min	42	20.00 °C	0.15	35.15	71.003%	43	9.20	0.0139	0.0109
30 min	40	20.00 °C	0.15	33.15	66.963%	41	9.50	0.0139	0.0078
60 min	38	20.00 °C	0.15	31.15	62.923%	39	9.90	0.0139	0.0056
120 min	37	20.00 °C	0.15	30.15	60.903%	38	10.10	0.0139	0.0040
240 min	36	20.00 °C	0.15	29.15	58.883%	37	10.20	0.0139	0.0029
480 min	35	20.00 °C	0.15	28.15	56.863%	36	10.40	0.0139	0.0020
1440 min	34	20.00 °C	0.15	27.15	54.843%	35	10.50	0.0139	0.0012
2880 min	34	20.00 °C	0.15	27.15	54.843%	35	10.50	0.0139	0.0008



**Tabla 10***Granulometría por sedimentación – Tupac Amaru*

## ANALISIS GRANULOMETRICO POR SEDIMENTACION MTC E-109-200

$$a = \frac{Gs(1.65)}{(Gs-1)2.65}$$

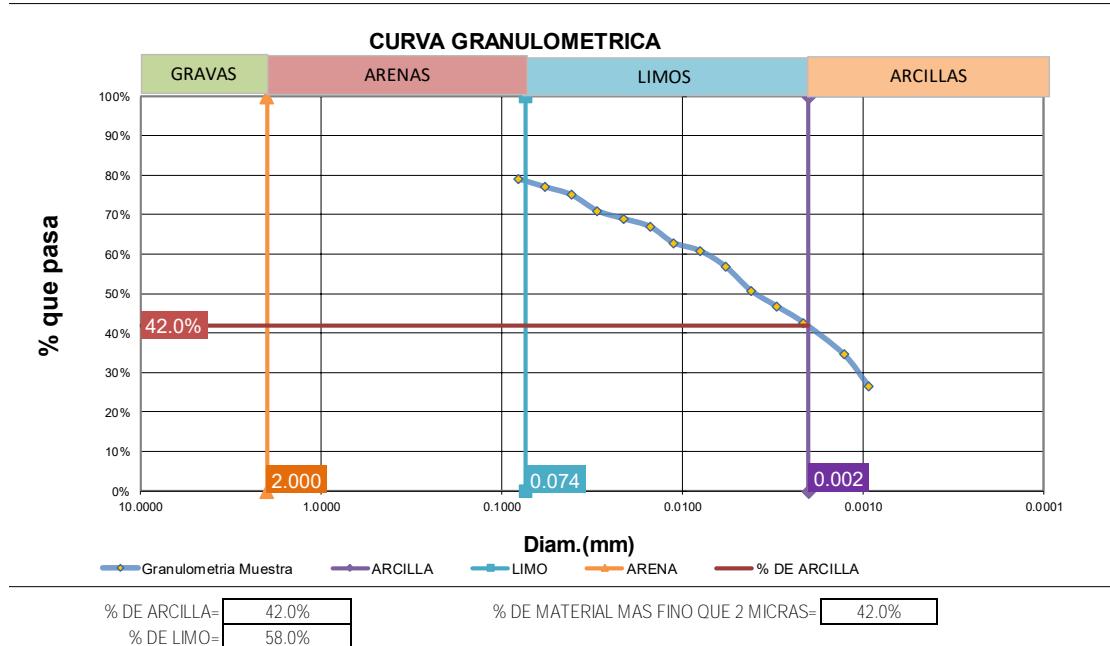
$$Rcp = R + Ft - Fz$$

$$Ft = -4.85 + 0.25t$$

$$Rcl = R + Fm$$

Fz=corrección por cero o defloculante  
Fz= 7  
Fm=corrección por menisco  
Fm= 1  
a=corrección por Gs  
a= 1.01  
Gs= 2.6

Tiempo	Lectura Hidrometro	Temperatura	Ft=-4.85+0.25xt	Rcp	% que pasa $\frac{a \cdot Rcp \times 100}{50}$	Rcl	L Profundidad efectiva	Actividad $fc(t, Gs, Gw y \dots)$	D(mm)
0.25 min	46	20.00 °C	0.15	39.15	79.083%	47	8.60	0.0139	0.0813
0.5 min	45	20.00 °C	0.15	38.15	77.063%	46	8.80	0.0139	0.0581
1 min	44	20.00 °C	0.15	37.15	75.043%	45	8.90	0.0139	0.0413
2 min	42	20.00 °C	0.15	35.15	71.003%	43	9.20	0.0139	0.0297
4 min	41	20.00 °C	0.15	34.15	68.983%	42	9.40	0.0139	0.0212
8 min	40	20.00 °C	0.15	33.15	66.963%	41	9.50	0.0139	0.0151
15 min	38	20.00 °C	0.15	31.15	62.923%	39	9.90	0.0139	0.0113
30 min	37	20.00 °C	0.15	30.15	60.903%	38	10.10	0.0139	0.0080
60 min	35	20.00 °C	0.15	28.15	56.863%	36	10.40	0.0139	0.0058
120 min	32	20.00 °C	0.15	25.15	50.803%	33	10.90	0.0139	0.0042
240 min	30	20.00 °C	0.15	23.15	46.763%	31	11.20	0.0139	0.0030
480 min	28	20.00 °C	0.15	21.15	42.723%	29	11.50	0.0139	0.0021
1440 min	24	20.00 °C	0.15	17.15	34.643%	25	12.20	0.0139	0.0013
2880 min	20	20.00 °C	0.15	13.15	26.563%	21	12.90	0.0139	0.0009

**5.1.3. Humedad****Procedimiento**

El procedimiento inicia con el pesaje de la cápsula de aluminio vacía. Luego, se coloca la muestra de suelo en el recipiente y se realiza un segundo pesaje. Posteriormente, las muestras son colocadas en un horno a 100 °C, con el propósito de realizar el secado completo y cuantificar la masa del suelo en estado seco.

Transcurrido el tiempo de secado en horno, se retiran las muestras de suelo y se pesa el suelo seco. Esta medición permite obtener el peso seco del material ensayado, el cual, al compararse con el peso húmedo, servirá para calcular el porcentaje de agua del suelo.

### Toma de datos

Para la muestra obtenida de la ubicación de los Nogales se tiene los siguientes resultados del contenido de humedad:

**Tabla 11**

*Humedad Natural de Suelo – Los Nogales*

HUMEDAD NATURAL				
NTP-339.127 - ASTM-D2216				
	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	PROMEDIO
<b>PESO DE CAPSULA</b>	31.25	28.69	23.50	
<b>PESO CAPS + MATERIAL HUMEDO</b>	156.68	156.27	158.85	
<b>PESO CAPS + MATERIAL SECO</b>	113.9	112.97	113.79	
<b>PESO DEL AGUA</b>	42.78	43.30	45.06	
<b>PESO DEL SUELO SECO</b>	82.65	84.28	90.29	
<b>CONTENIDO DE AGUA (%)</b>	<b>51.76</b>	<b>51.38</b>	<b>49.90</b>	<b>51.01</b>

El porcentaje de humedad para esta muestra se tiene en promedio el 51.01%.

De otra parte, para la muestra obtenida de la ubicación de Tupac Amaru se tiene los siguientes resultados del contenido de humedad:

**Tabla 12**

*Humedad Natural de Suelo – Tupac Amaru*

HUMEDAD NATURAL				
NTP-339.127 - ASTM-D2216				
	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	PROMEDIO
<b>PESO DE CAPSULA</b>	23.65	25.98	22.47	
<b>PESO CAPS + MATERIAL HUMEDO</b>	160.84	158.41	158.51	
<b>PESO CAPS + MATERIAL SECO</b>	121.26	120.69	118.59	
<b>PESO DEL AGUA</b>	39.58	37.72	39.92	
<b>PESO DEL SUELO SECO</b>	97.61	94.71	96.12	
<b>CONTENIDO DE AGUA (%)</b>	<b>40.55</b>	<b>39.83</b>	<b>41.53</b>	<b>40.64</b>

El porcentaje de humedad para esta muestra se tiene en promedio el 40.64%.

#### 5.1.4. Límites de Consistencia

##### Equipos utilizados

- La copa de Casagrande, empleada en los ensayos de límite líquido, cuenta con características como: cuchara de bronce, funcionamiento eléctrico, sincronización de dos golpes por segundo y una altura de caída de 1 cm.

- Acanalador
- Tamiz N° 4
- Recipientes metálicos para las muestras
- Horno de secado 110° C
- Placa de vidrio

##### Procedimiento

Para esta prueba de ensayo, se extrajo una porción representativa de suelo previamente secado al aire libre, la cual fue tamizada a través de la malla N° 40 hasta alcanzar una masa estimada de 250 gramos. Posteriormente, la muestra tamizada se colocó en un recipiente de porcelana y homogeneizada con la adición controlada de agua, hasta alcanzar una consistencia que se encuentra por encima del límite líquido.

**Figura 8**

Colocado de Muestra en Copa Casagrande



Se ejecuta el ensayo utilizando el dispositivo de Casagrande, aplicando aproximadamente dos golpes por segundo y controlando la cantidad de impactos necesarios hasta que ambas porciones de la muestra de suelo se unan en el centro de la copa. Luego, con el acanalador se realiza un corte para extraer la muestra, la cual se coloca en recipientes destinados a su desecación en horno. Este procedimiento se repite, hasta obtener cuatro porciones representativas por cada punto.

De otra parte, para realizar el ensayo del límite plástico, se utiliza la muestra restante del suelo empleado en el ensayo del límite líquido, humedeciéndola gradualmente hasta alcanzar una consistencia plástica adecuada. A continuación, se forman pequeñas masas de suelo con forma elipsoidal, utilizando la palma de la mano, asegurándose de que no presenten grietas. Estas masas se moldean hasta obtener filamentos o bastoncillos con un diámetro aproximado de 1/8" (3 mm).

### Toma de datos

Para la muestra obtenida de la ubicación de los Nogales se tiene los siguientes resultados de límites de consistencia:

**Tabla 13**

#### *Limites de Consistencia - Los Nogales*

LIMITES DE CONSISTENCIA

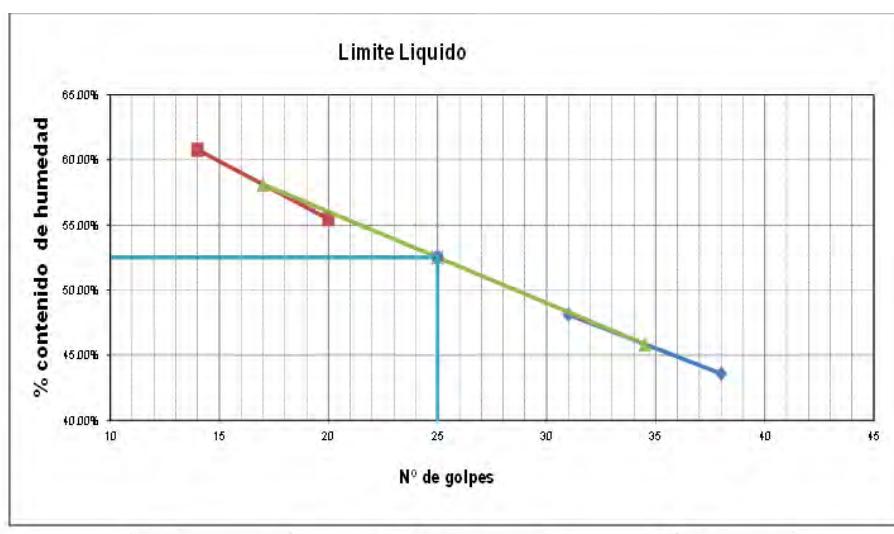
SUCS	CH
PUNTO	C-01
UBICACIÓN	NOGALES

LIMITE PLASTICO

Nº de lata	1	2	3
peso de suelo húmedo + lata(gr)	29.82	28.97	28.80
peso de suelo seco + lata(gr)	28.90	28.25	28.15
peso de lata(gr)	22.13	22.89	23.59
peso de suelo seco(gr)	6.77	5.36	4.56
peso de suelo húmedo(gr)	7.69	6.08	5.21
peso de agua(gr)	0.92	0.72	0.65
contenido de humedad	13.59%	13.43%	14.25%

LIMITE LIQUIDO MTC E-110

Nº de lata	1	2	3	4
peso de suelo húmedo + lata(gr)	95.34	100.07	98.19	90.04
peso de suelo seco + lata(gr)	73.97	74.61	70.81	64.87
peso de lata(gr)	24.95	21.71	21.45	23.46
peso de suelo seco(gr)	49.02	52.90	49.36	41.41
peso de suelo húmedo(gr)	70.39	78.36	76.74	66.58
peso de agua(gr)	21.37	25.46	27.38	25.17
contenido de humedad	43.59%	48.13%	55.47%	60.78%
Numero de golpes:N	38	31	20	14
LL aproximado	45.86%	49.40%	53.99%	56.66%



Para la muestra obtenida de la ubicación de Tupac Amaru se tiene los siguientes resultados de los límites de consistencia:

**Tabla 14**

*Límites de Consistencia - Tupac Amaru*

LIMITES DE CONSISTENCIA	SUCS	SM	UBICACIÓN
	PUNTO	C-02	
	UBICACIÓN	TUPAC AMARU	
<b>LIMITE PLASTICO</b>			
Nº de lata	1	2	3
peso de suelo húmedo + lata(gr)	28.84	30.56	29.95
peso de suelo seco + lata(gr)	28.01	29.59	29.12
peso de lata(gr)	23.37	24.04	23.78
peso de suelo seco(gr)	4.64	5.55	5.34
peso de suelo húmedo(gr)	5.47	6.52	6.17
peso de agua(gr)	0.83	0.97	0.83
contenido de humedad	17.89%	17.48%	15.54%
<b>LIMITE LIQUIDO MTC E-110</b>			
Nº de lata	1	2	3
peso de suelo húmedo + lata(gr)	47.04	56.65	50.15
peso de suelo seco + lata(gr)	42.82	50.93	45.51
peso de lata(gr)	21.99	24.00	24.69
peso de suelo seco(gr)	20.83	26.93	20.82
peso de suelo húmedo(gr)	25.05	32.65	25.46
peso de agua(gr)	4.22	5.72	4.64
contenido de humedad	20.26%	21.24%	22.29%
Número de golpes:N	34	25	18
LL aproximado	21.03%	21.24%	21.42%

**Limite Líquido**

Nº de golpes

% contenido de humedad

LL = 21.58%      LP = 16.97%      IP = 4.61%

### 5.1.5. Peso Específico de Solidos

#### Procedimiento

El ensayo tiene como finalidad obtener el peso específico de suelos cuya dimensión de partícula es inferior a 4.75 mm (tamiz N.º 4), utilizando un picnómetro. La gravedad

específica de los sólidos del suelo se interpreta como una relación entre la densidad de las unidades particuladas del suelo y la densidad del agua a temperatura estándar.

La muestra se seca y se pasa por el tamiz N° 4, posteriormente empleando un embudo, se introduce cuidadosamente en el picnómetro, evitando pérdidas. Finalmente, se registra el peso del picnómetro con el suelo seco.

### Toma de datos

Para la muestra obtenida de la ubicación de los Nogales se tiene los siguientes reportes de gravedad específica de sólidos:

**Tabla 15**

*Peso Específico de Solidos - Nogales*

SUCS	CH	PUNTO	C-01	UBICACIÓN	NOGALES
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS ASTM D854 - 58					
Peso Específico de masa (Pem)					
Ws= Peso del sólido pasante del tamiz N°4, g	100.00 gr				
Wo= Peso inicial del picnómetro con agua , g	500.00 gr				
Wf= Peso final de la mezcla (Picnómetro con agua y suelo), g	562.32 gr				
$\gamma_w$ = Peso específico del agua	1.00 g/cm <sup>3</sup>				
$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s}{\frac{W_0 + W_s - W_f}{\gamma_w}}$		= 2.65 g/cm <sup>3</sup>			

Siendo el peso específico 2.65 g/cm<sup>3</sup>

De otra parte, para la muestra obtenida de la ubicación de Tupac Amaru se tiene los siguientes resultados de gravedad específica de sólidos:

**Tabla 16**

*Peso Específico de Solidos – Tupac Amaru*

SUCS	SM	PUNTO	C-02	UBICACIÓN	TUPAC AMARU
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS ASTM D854 - 58					
Peso Específico de masa (Pem)					
Ws= Peso del sólido pasante del tamiz N°4, g	100.00 gr				
Wo= Peso inicial del picnómetro con agua , g	500.00 gr				
Wf= Peso final de la mezcla (Picnómetro con agua y suelo), g	562.05 gr				
$\gamma_w$ = Peso específico del agua	1.00 g/cm <sup>3</sup>				
$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s}{\frac{W_0 + W_s - W_f}{\gamma_w}}$		= 2.64 g/cm <sup>3</sup>			

Siendo el peso específico 2.64 g/cm<sup>3</sup>

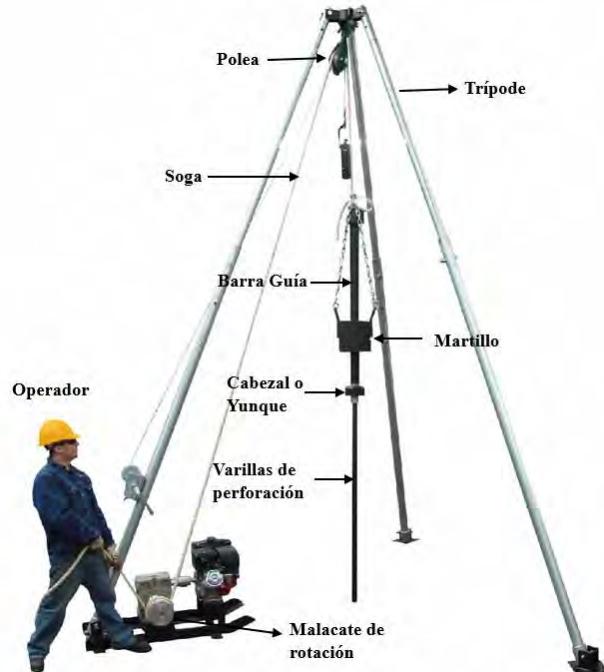
### 5.1.6. *Ensayo de SPT*

El ensayo de Penetración Estándar (SPT, por sus siglas en inglés) es un conjunto de procedimientos in-situ orientados a caracterizar mecánicamente las diferentes capas del suelo mediante mediciones directas. Se trata de una de las pruebas más empleadas en ingeniería, cuyo propósito central es contabilizar los golpes requeridos para hincar el muestreador de caña partida y recuperar una porción representativa del terreno evaluado. Además, el SPT aporta información clave para delimitar la posición y el espesor de los estratos, identificar el nivel freático, obtener muestras de suelo para análisis de laboratorio, estimar la resistencia a la penetración en suelos no cohesivos y anticipar posibles problemáticas durante la ejecución de la obra o en su comportamiento posterior. Terzaghi, K. & Peck, R.B, 1967). Los equipos a utilizarse son:

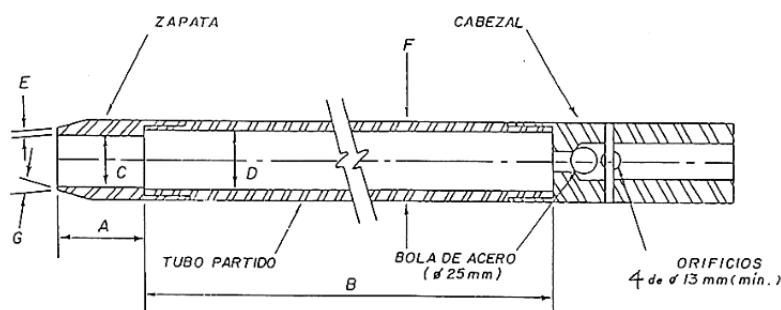
#### **Equipos de perforación**

- Martinete (equipo de hincado): Formado por un martillo, una barra guía y un cabezal de golpeo. El martillo de 140 lb (63.5 kg), al caer entrega la energía necesaria para la penetración y el muestreo. La barra guía asegura una caída vertical y controlada del martillo. El cabezal o yunque es una pieza cilíndrica que recibe el impacto y transfiere la energía a las varillas de perforación.
  - Varillas de Muestreo: Estas varillas o tubos de perforación de acero conectada a la toma muestra de caña partida.
  - Malacate de rotación: Es un sistema de caída del martillo semi-automático para producir el desplazamiento vertical del sistema. Todos estos componentes del sistema de perforación son sostenidos por un trípode.
- ✓ Toma muestra: Muestreador de caña partida destinado a recuperar porciones de suelo. Consta de un tubo bipartido longitudinalmente provisto de una punta endurecida en el extremo inferior y de un acople roscado en la parte superior para conectar las varillas de muestreo necesarias durante la hincada y la extracción.
- ✓ Recipientes para muestras, Hoja de datos, Cinta métrica, Tiza

**Figura 9**  
*Equipo SPT*



**Figura 10**  
*Toma muestra*



### Procedimiento

Primeramente, se perfora en el punto donde se requiere evaluar el suelo hasta alcanzar la profundidad prevista para la prueba. Esta etapa puede ejecutarse con una perforadora, un taladro manual o un posteador. Al llegar a la cota objetivo, se ubica el y se limpian las paredes y el fondo del hueco. Luego se retira la barra de perforación y se coloca el muestreador de tubo bipartido y cabeza de acople. Este se enrosca al

extremo de la tubería de perforación y se deja descender dentro del hueco en el punto evaluado. A continuación, se instala el martillo y el cabezal en la parte superior y se aplica un golpe suave de asentamiento. La parte expuesta de la tubería se marca en tres segmentos de 6" (15 cm) para facilitar el conteo de golpes por cada tramo. Después, se deja caer el martillo desde 30" (76 cm) sobre la cabeza de golpeo, de modo que el muestrador avance las primeras 6".

Se registra el número de golpes para los primeros 15 cm ( $N_{0-15}$ ), luego para 15–30 cm ( $N_{15-30}$ ) y hasta completar 18" (45 cm) ( $N_{30-15}$ ). Dado que el muestrador mide 24" (60 cm), con frecuencia se alcanza también el tramo 45–60 cm ( $N_{45-60}$ ). Es importante considerar que los golpes del primer tramo ( $N_{0-15}$ ) no deben usarse por posibles efectos de fricción en las paredes del sondeo o por la perturbación del terreno, y que el último tramo ( $N_{45-60}$ ) puede descartarse por sobre compactación. Por ello, el valor N del ensayo se obtiene con los tramos  $N_{15-30}$  y  $N_{30-45}$ .

Concluida la hincada, se extrae la muestra, se abre longitudinalmente el tubo partido y se coloca el material en un recipiente hermético rotulado con el número de punto y de sondeo correspondiente. En la hoja de registro deben consignarse el número de sondeo, número de muestra, profundidad y golpes, una descripción breve del material (tipo de suelo), su condición y cualquier otra observación relevante. Finalmente, las muestras deben protegerse de cambios de temperatura durante el transporte al laboratorio para su análisis.

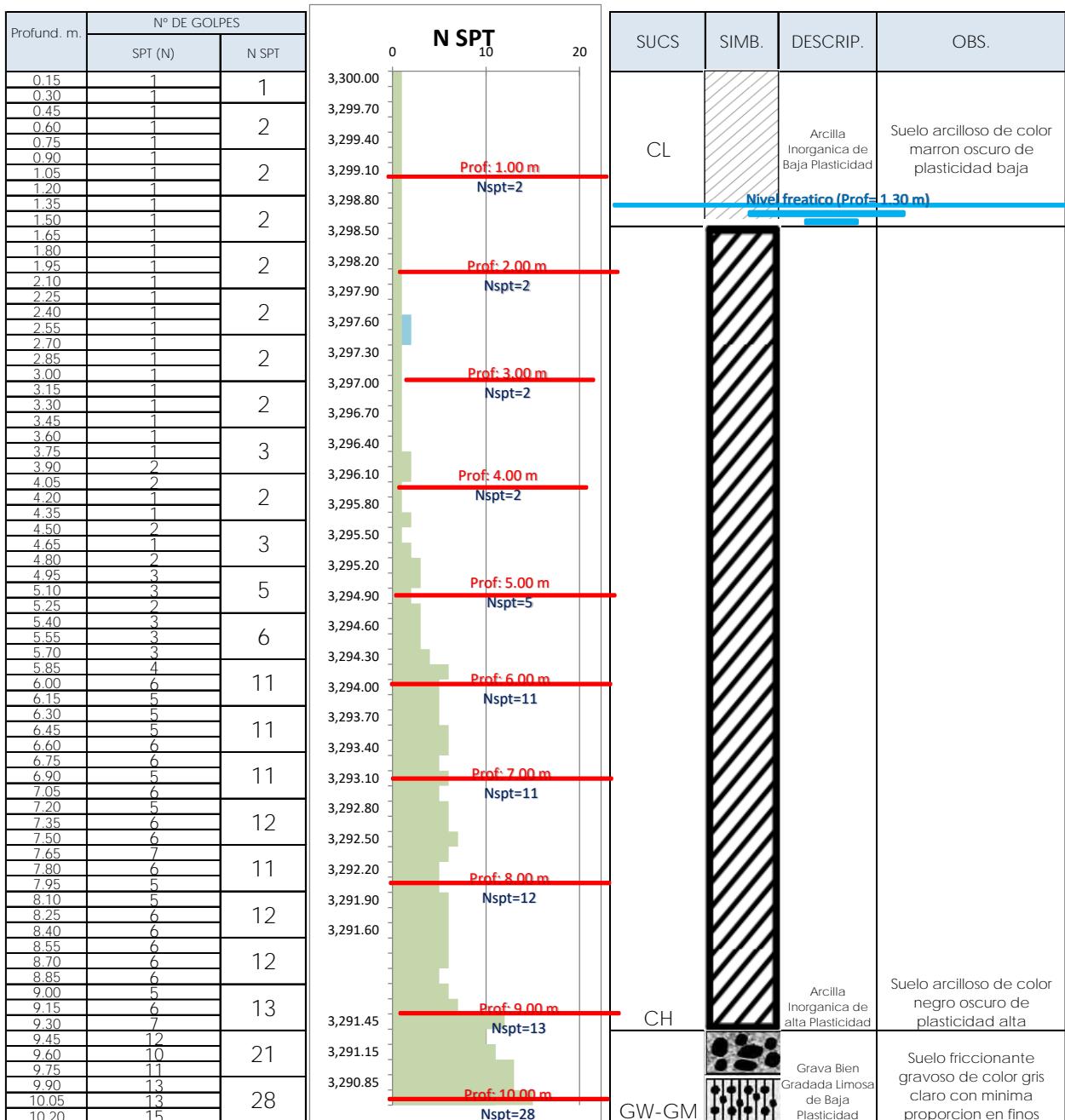
### **Toma de datos**

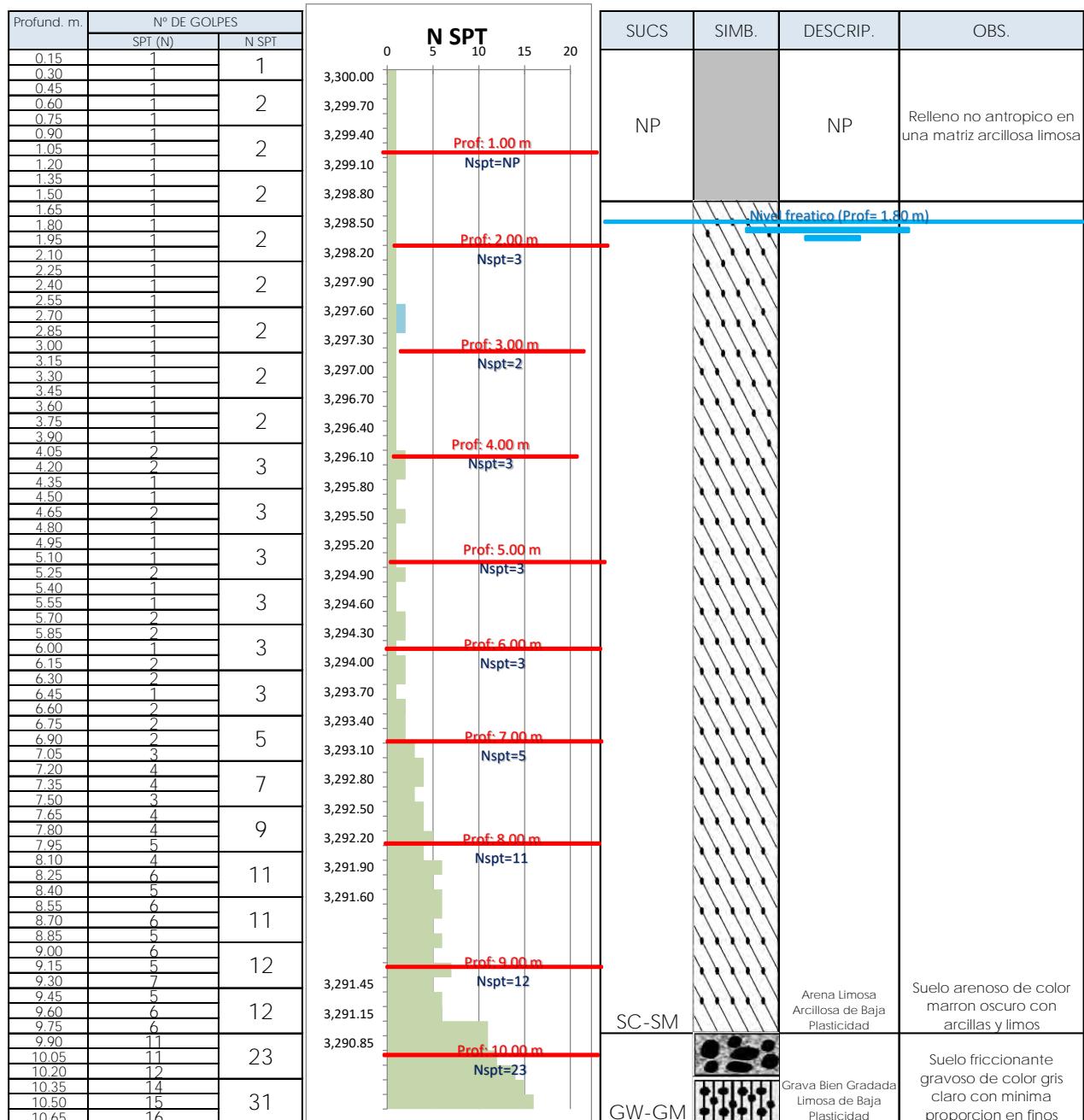
Se tienen los siguientes resultados del ensayo SPT y la cantidad de impactos:

Tabla 17

Número de golpes del Ensayo de SPT C-01 - Los Nogales

## ENSAYO DE SPT (UNE-EN ISO 22476-3:2006 o ASTM D1586)



**Tabla 18***Numero de golpes del Ensayo de SPT C-02 – Tupac Amaru***ENSAYO DE SPT (UNE-EN ISO 22476-3:2006 o ASTM D1586)**

**Tabla 19***Factor N60 del SPT - Los Nogales*

PUNTO	C-01	UBICACIÓN	NOGALES	SUCS	CH					
<u>CALCULO DEL N60</u>										
$N60 = N_{campo} * C_e * C_r * C_b * C_s$										
N campo: Suma de los 0.30 m ultimos de la penetracion del SPT	= 28.00									
ER: Eficiencia (60% en condiciones estandar)	= 60.00									
H: Altura del cabezal	= 1.75 m									
DP: Diametro de perforacion (SPT - ROSQUILLA)	= 100 mm									
m: Muestreador	= STANDARD									
C <sub>e</sub> : correccion por eficiencia de energia (al 60%)	= 0.67	$C_e = \frac{ER}{60\%}$								
C <sub>r</sub> : correccion por longitud corta de la barra	= 1									
C <sub>b</sub> : correccion por el diametro de perforacion	= 1									
C <sub>s</sub> : correccion del muestreador estandar	= 1.2									
N60=	22									
CORRELACIONES										
SEGÚN LA TEORIA DE PRIETO DE MARCO, 2002										
$S_u = 0.05 * N_{60} \text{ kg/cm}^2$										
SEGÚN LA TEORIA DE IMAI 1977										
$V_s = 80.6 * N^{0.331} \text{ m/s}$										
CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS										
PERFIL	V <sub>s</sub>	N <sub>60</sub>	S <sub>u</sub>							
S0	>1500 m/s	-	-							
S1	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa							
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa							
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa							
S4	CLASIFICACION BASADA EN EL EMS									
El terreno en evaluacion segun la normativa E 030, corresponde a :										
S3										

**Tabla 20***Factor N60 del SPT - Tupac Amaru*

PUNTO	C-02	TUPAC AMARU		
<u>CALCULO DEL N60</u>				
$N60 = N_{campo} * C_e * C_r * C_b * C_s$				
N campo: Suma de los 0.30 m ultimos de la penetracion del SPT	= 31.00			
ER: Eficiencia (60% en condiciones estandar)	= 60.00			
H: Altura del cabezal	= 1.75 m			
DP: Diametro de perforacion (SPT - ROSQUILLA)	= 100 mm			
m: Muestreador	= STANDARD			
C <sub>e</sub> : correccion por eficiencia de energia (al 60%)	= 0.67	$C_e = \frac{ER}{60\%}$		
C <sub>r</sub> : correccion por longitud corta de la barra	= 1			
C <sub>b</sub> : correccion por el diametro de perforacion	= 1			
C <sub>s</sub> : correccion del muestreador estandar	= 1.2			
N60=	25			
CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS				
PERFIL	V <sub>s</sub>	N <sub>60</sub>		
S0	>1500 m/s	-		
S1	500 m/s a 1500 m/s	>50		
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50		
S3	< 180 m/s	< 15		
S4	CLASIFICACION BASADA EN EL EMS			
El terreno en evaluacion segun la normativa E 030, corresponde a :				
S3				

N60= 2 N60 a una profundidad de 5m  
CORRELACIONES  
SEGÚN LA TEORÍA DE PRIETO DE MARCO, 2002

$$S_u = 0.05 * N_{60} \text{ kg/cm}^2$$

SEGÚN LA TEORÍA DE IMAI 1977

$$Vs = 80.6 * N^{0.331} \text{ m/s}$$

Su
0.10 kg/cm <sup>2</sup>
9.81 Kpa

VERIFICADO!

Vs
101.39

VERIFICADO!

CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELOS			
PERFIL	Vs	N60	Su
S0	>1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 KPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 KPa a 100 KPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 KPa a 50 KPa
S4	CLASIFICACION BASADA EN EL EMS		

El terreno en evaluación según la normativa E 030, corresponde a :

S3

### 5.1.7. *Ensayo de corte directo*

El ensayo de corte directo determina la resistencia al corte drenada y consolidada ( $c$ ,  $\phi$ ) de una muestra de suelo inalterada, forzando la rotura sobre un único plano de corte definido por la caja biaxial.

El ensayo consiste en montar la muestra en la caja de corte directo, aplicar una tensión normal definida y permitir su drenaje o humectación según corresponda. Luego, se consolida el espécimen bajo esa tensión y, a una velocidad de deformación de corte constante, se desplaza el marco horizontalmente mientras se registran la fuerza cortante y el desplazamiento horizontal hasta provocar la falla del material.

#### Equipos utilizados

- Equipo de corte directo digital
- Caja de corte o (cizalladora)cuadrada
- Apisonador metálico
- Espátula
- Envases de aluminio
- Balanza con precisión/sensibilidad de 0.1 gr

#### Procedimiento

El ensayo emplea una caja de corte de doble cizalla con piedras porosas y drenajes, un bastidor para aplicar la carga normal y un actuador que impone desplazamiento horizontal a velocidad constante. Se instrumenta con celdas o dinámómetros para registrar fuerza cortante y fuerza normal, además de transductores o comparadores para deformación horizontal y asentamiento vertical. Se requiere además balanza, elementos de corte para dar forma a la probeta (65 mm de diámetro y 26 mm de

espesor), papel filtro, dispositivo de control de tasa, y verificación de fuerza y desplazamiento.

**Figura 11**

*Preparación de Muestra para Ensayo de Corte Directo*



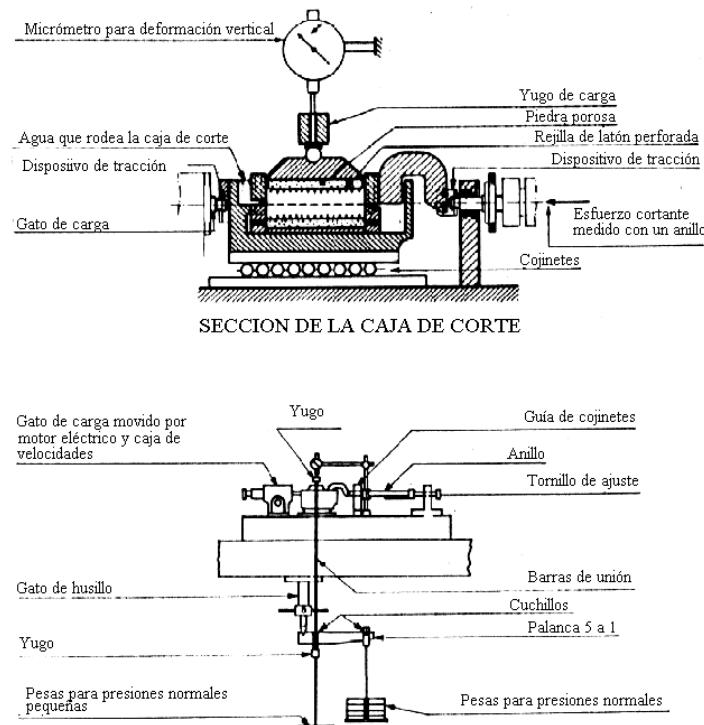
Se utilizo una muestra inalterada para el punto C-01(Los nogales) tallando cuidadosamente diámetro y espesor, para el punto C-02(Tupac Amaru) una muestra reconstituida la cual se compacto el suelo en el molde por capas hasta alcanzar la densidad requerida. Se colocan en la caja con piedras porosas y filtros, se aplica la tensión normal para consolidar la probeta antes del corte dejándolo consolidar por más de 24 horas, por último, se aplicaron los esfuerzos cortantes y normales del equipo para las cargas aplicadas de 4, 8 y 12kg, Se realizó la toma de datos de las deformaciones después de que el equipo haya aplicado los esfuerzos cortantes y normales

**Figura 12**

*Colocación de Muestras al Equipo de Corte Directo*



**Figura 13**  
*Dispositivo del Ensayo de Corte Directo*



### Toma de datos

Para la muestra obtenida de la ubicación de los Nogales se tiene los siguientes valores registrados en la prueba de corte directo.

**Tabla 21***Ensayo de Corte Directo - Los Nogales*

SUCS	CH	UBICACIÓN	NOGALES	CALICATA	C-01
<b>ENSAYO DE CORTE DIRECTO / NTP 339.159 (ASTM 3080-90, INVE 154-07)</b>					
<b>DETERMINACION DEL ESFUERZO DE CONFINAMIENTO</b>					
PROF. DE MUESTRA EXTRAIDA	6.00 m	DENSIDAD DEL SUELO	1.67 gr/cm3	ESF. DE CONFINAMIENTO	1001.35 gr/cm2
BRAZO MULTIPLICADOR	.1:10.	AREA PROMEDIO	33.18 cm2	FUERZA DE CONF.	33227.91 g      33.23 Kg
				FUERZA EN MAQUINA	3.32 Kg
<b>DATOS DEL EQUIPO</b>					
Nº DE ANILLO	2 CG-A	2 CG-B	2 CG-C	Nº DE ANILLO	2 CG-A      2 CG-B      2 CG-C
ALTURA	2.60 cm	2.59 cm	2.57 cm	PESO	143.86 gr      143.29 gr      142.60 gr
DIAMETRO O LADO	6.50 cm	6.50 cm	6.50 cm	PESO UNITARIO HUMEDO	1.67 gr/cm3      1.67 gr/cm3      1.67 gr/cm3
AREA	33.18 cm2	33.18 cm2	33.18 cm2	CONTENIDO DE HUMEDAD	58.80%      54.37%      50.64%
VOLUMEN	86.28 cm3	85.94 cm3	85.28 cm3	PESO UNITARIO SECO	1.05 gr/cm3      1.08 gr/cm3      1.11 gr/cm3
<b>CARACTERTISTICAS DESPUES DE LA CONSOLIDACION</b>					
Nº DE ANILLO	2 CG-A	2 CG-B	2 CG-C	Nº DE ANILLO	2 CG-A      2 CG-B      2 CG-C
ASENTAMIENTO	0.10 mm	0.12 mm	0.15 mm	ASENTAMIENTO	1.38 mm      1.64 mm      2.10 mm
ALTURA DE LA MUESTRA	2.59 cm	2.58 cm	2.56 cm	ALTURA DE MUESTRA	2.45 cm      2.41 cm      2.35 cm
DIAMETRO O LADO	6.50 cm	6.50 cm	6.50 cm	VOLUMEN DE LA MUESTRA	81.36 cm3      80.10 cm3      77.81 cm3
AREA DE MUESTRA	33.18 cm2	33.18 cm2	33.18 cm2	CARGAS APLICADAS	4.00 kg      8.00 kg      12.00 kg
VOLUMEN DE LA MUESTRA	85.94 cm3	85.55 cm3	84.78 cm3		
TIEMPO DE CONSOLIDACION	28.00horas	27.00horas	26.00horas		
<b>DENSIDAD DE LA MUESTRA</b>					
Nº DE ANILLO	2 CG-A	2 CG-B	2 CG-C	Nº DE ANILLO	2 CG-A      2 CG-B      2 CG-C
PESO	143.86 gr	143.29 gr	142.60 gr	ASENTAMIENTO	1.38 mm      1.64 mm      2.10 mm
PESO UNITARIO HUMEDO	1.67 gr/cm3	1.67 gr/cm3	1.67 gr/cm3	ALTURA DE MUESTRA	2.45 cm      2.41 cm      2.35 cm
CONTENIDO DE HUMEDAD	58.80%	54.37%	50.64%	VOLUMEN DE LA MUESTRA	81.36 cm3      80.10 cm3      77.81 cm3
PESO UNITARIO SECO	1.05 gr/cm3	1.08 gr/cm3	1.11 gr/cm3	CARGAS APLICADAS	4.00 kg      8.00 kg      12.00 kg

Se considera diámetro de 6.5 cm y área de 33.183 cm2

**Tabla 22***Ensayo de Corte Directo para Carga de 4.00 kg - Los Nogales*

DEFORM. HORIZON. mm	DEFORM. VERTICAL mm	DEF. cm	CARGA CORTANTE Kg	AREA CORREGIDA cm2	ESFUERZO CORTANTE Kg/cm2	ESFUERZO NORMAL Kg/cm2
0	0.000	0.0000	0.000	33.18	0.000	0.121
0.1	-0.019	0.0100	1.612	33.18	0.049	0.121
0.2	-0.023	0.0200	2.122	33.17	0.064	0.121
0.3	-0.030	0.0300	2.608	33.17	0.079	0.121
0.4	-0.040	0.0400	3.185	33.16	0.096	0.121
0.5	-0.050	0.0500	3.468	33.15	0.105	0.121
0.6	-0.060	0.0600	3.718	33.13	0.112	0.121
0.8	-0.070	0.0800	4.125	33.11	0.125	0.121
1	-0.080	0.1000	4.633	33.08	0.140	0.121
1.2	-0.100	0.1200	4.917	33.04	0.149	0.121
1.4	-0.120	0.1400	5.580	33.01	0.169	0.121
1.6	-0.140	0.1600	6.091	32.97	0.185	0.121
1.8	-0.170	0.1800	6.741	32.93	0.205	0.121
2	-0.200	0.2000	7.261	32.88	0.221	0.122
2.2	-0.240	0.2200	7.706	32.84	0.235	0.122
2.4	-0.290	0.2400	8.018	32.79	0.245	0.122
2.6	-0.350	0.2600	8.566	32.74	0.262	0.122
2.8	-0.430	0.2800	8.923	32.69	0.273	0.122
3	-0.530	0.3000	9.108	32.63	0.279	0.123
3.2	-0.650	0.3200	8.774	32.58	0.269	0.123
3.4	-0.780	0.3400	8.046	32.52	0.247	0.123
3.6	-0.940	0.3600	7.571	32.46	0.233	0.123
3.8	-1.130	0.3800	6.554	32.40	0.202	0.123
4	-1.380	0.4000	5.658	32.34	0.175	0.124

Tabla 23

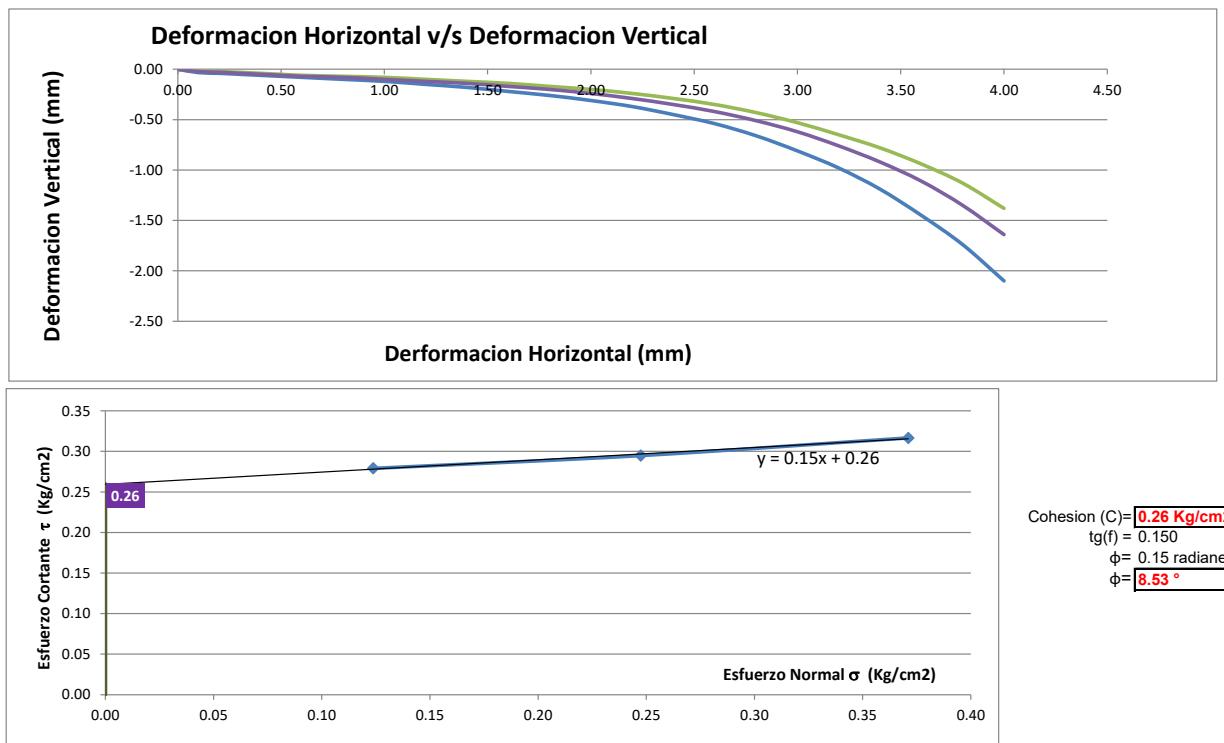
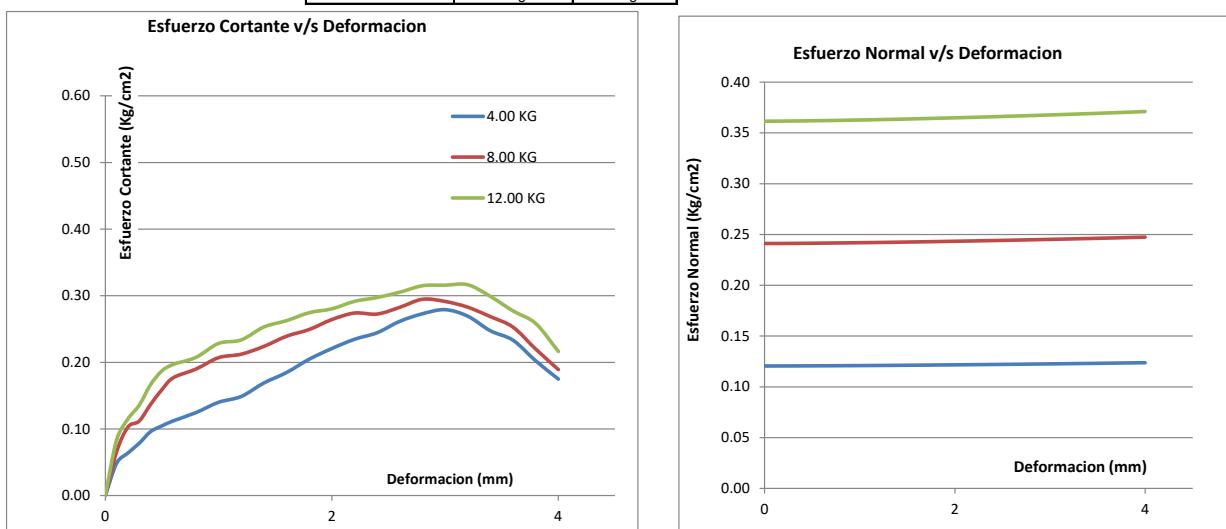
Esfuerzo Cortante y Normal para 8.00 kg y 12.00 kg - Los Nogales

DEFORM. HORIZON. mm	DEFORM. VERTICAL mm	DEF. cm	CARGA CORTANTE Kg	AREA CORREGIDA cm <sup>2</sup>	ESFUERZO CORTANTE Kg/cm <sup>2</sup>	ESFUERZO NORMAL Kg/cm <sup>2</sup>
0	0.000	0.0000	0.000	33.18	0.000	0.241
0.1	-0.023	0.0100	2.184	33.18	0.066	0.241
0.2	-0.030	0.0200	3.415	33.17	0.103	0.241
0.3	-0.040	0.0300	3.714	33.17	0.112	0.241
0.4	-0.050	0.0400	4.539	33.16	0.137	0.241
0.5	-0.060	0.0500	5.272	33.15	0.159	0.241
0.6	-0.070	0.0600	5.863	33.13	0.177	0.241
0.8	-0.080	0.0800	6.290	33.11	0.190	0.242
1	-0.100	0.1000	6.851	33.08	0.207	0.242
1.2	-0.120	0.1200	7.016	33.04	0.212	0.242
1.4	-0.140	0.1400	7.394	33.01	0.224	0.242
1.6	-0.170	0.1600	7.889	32.97	0.239	0.243
1.8	-0.200	0.1800	8.212	32.93	0.249	0.243
2	-0.240	0.2000	8.692	32.88	0.264	0.243
2.2	-0.290	0.2200	9.001	32.84	0.274	0.244
2.4	-0.350	0.2400	8.939	32.79	0.273	0.244
2.6	-0.420	0.2600	9.256	32.74	0.283	0.244
2.8	-0.510	0.2800	9.637	32.69	0.295	0.245
3	-0.620	0.3000	9.513	32.63	0.292	0.245
3.2	-0.760	0.3200	9.216	32.58	0.283	0.246
3.4	-0.920	0.3400	8.739	32.52	0.269	0.246
3.6	-1.110	0.3600	8.210	32.46	0.253	0.246
3.8	-1.350	0.3800	7.127	32.40	0.220	0.247
4	-1.640	0.4000	6.119	32.34	0.189	0.247

DEFORM. HORIZON. mm	DEFORM. VERTICAL mm	DEF. cm	CARGA CORTANTE Kg	AREA CORREGIDA cm <sup>2</sup>	ESFUERZO CORTANTE Kg/cm <sup>2</sup>	ESFUERZO NORMAL Kg/cm <sup>2</sup>
0	0.000	0.0000	0.000	33.18	0.000	0.362
0.1	-0.033	0.0100	2.768	33.18	0.083	0.362
0.2	-0.040	0.0200	3.818	33.17	0.115	0.362
0.3	-0.050	0.0300	4.502	33.17	0.136	0.362
0.4	-0.060	0.0400	5.523	33.16	0.167	0.362
0.5	-0.070	0.0500	6.206	33.15	0.187	0.362
0.6	-0.080	0.0600	6.525	33.13	0.197	0.362
0.8	-0.100	0.0800	6.869	33.11	0.207	0.362
1	-0.120	0.1000	7.557	33.08	0.228	0.363
1.2	-0.150	0.1200	7.722	33.04	0.234	0.363
1.4	-0.180	0.1400	8.355	33.01	0.253	0.364
1.6	-0.220	0.1600	8.658	32.97	0.263	0.364
1.8	-0.260	0.1800	9.040	32.93	0.275	0.364
2	-0.310	0.2000	9.220	32.88	0.280	0.365
2.2	-0.370	0.2200	9.574	32.84	0.292	0.365
2.4	-0.450	0.2400	9.752	32.79	0.297	0.366
2.6	-0.540	0.2600	9.997	32.74	0.305	0.367
2.8	-0.660	0.2800	10.298	32.69	0.315	0.367
3	-0.810	0.3000	10.309	32.63	0.316	0.368
3.2	-0.980	0.3200	10.313	32.58	0.317	0.368
3.4	-1.190	0.3400	9.723	32.52	0.299	0.369
3.6	-1.450	0.3600	9.000	32.46	0.277	0.370
3.8	-1.740	0.3800	8.371	32.40	0.258	0.370
4	-2.100	0.4000	6.998	32.34	0.216	0.371

**Tabla 24***Puntos Máximos de Esfuerzo Normal y Esfuerzo Cortante - Los Nogales***PUNTOS MAXIMOS DE ESFUERZO NORMAL Y ESFUERZO CORTANTE**

CARGA (KG)	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL
4.00	0.279 kg/cm <sup>2</sup>	0.124 kg/cm <sup>2</sup>
8.00	0.295 kg/cm <sup>2</sup>	0.247 kg/cm <sup>2</sup>
12.00	0.317 kg/cm <sup>2</sup>	0.371 kg/cm <sup>2</sup>



De igual manera se muestran los resultados obtenidos de la muestra obtenida de la ubicación de Tupac Amaru del ensayo de corte directo.

**Tabla 25***Ensayo de Corte Directo - Tupac Amaru*

SUCS	SM	UBICACION	TUPAC AMARU			PUNTO	C-02			
<b>ENSAYO DE CORTE DIRECTO / NTP 339.159 (ASTM 3080-90, INVE 154-07)</b>										
<b>DETERMINACION DEL ESFUERZO DE CONFINAMIENTO</b>										
PROF. DE MUESTRA EXTRAIDA	5.00 m	DENSIDAD DEL SUELO	1.99 gr/cm3	ESF. DE CONFINAMIENTO	995.86 gr/cm2					
BRAZO MULTIPLICADOR	.1:10.	AREA PROMEDIO	33.18 cm2	FUERZA DE CONF.	33045.69 g	33.05 Kg	FUERZA EN MAQUINA			
							3.30 Kg			
<b>DATOS DEL EQUIPO</b>										
Nº DE ANILLO	2 CG-A	2 CG-B	2 CG-C	Nº DE ANILLO	2 CG-A	2 CG-B	2 CG-C			
ALTURA	2.60 cm	2.59 cm	2.57 cm	PESO	171.92 gr	171.92 gr	169.92 gr			
DIAMETRO O LADO	6.50 cm	6.50 cm	6.50 cm	PESO UNITARIO HUMEDO	1.99 gr/cm3	1.99 gr/cm3	1.99 gr/cm3			
AREA	33.18 cm2	33.18 cm2	33.18 cm2	CONTENIDO DE HUMEDAD	40.55%	39.83%	41.53%			
VOLUMEN	86.28 cm3	85.94 cm3	85.28 cm3	PESO UNITARIO SECO	1.42 gr/cm3	1.42 gr/cm3	1.41 gr/cm3			
<b>CARACTERTISTICAS DESPUES DE LA CONSOLIDACION</b>										
Nº DE ANILLO	2 CG-A	2 CG-B	2 CG-C	<b>CARACTERTISTICAS DESPUES DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO</b>						
ASENTAMIENTO	6.00 mm	8.50 mm	9.00 mm	Nº DE ANILLO	2 CG-A	2 CG-B	2 CG-C			
ALTURA DE LA MUESTRA	2.00 cm	1.74 cm	1.67 cm	ASENTAMIENTO	1.64 mm	1.91 mm	1.93 mm			
DIAMETRO O LADO	6.50 cm	6.50 cm	6.50 cm	ALTURA DE MUESTRA	1.84 cm	1.55 cm	1.48 cm			
AREA DE MUESTRA	33.18 cm2	33.18 cm2	33.18 cm2	VOLUMEN DE LA MUESTRA	60.92 cm3	51.40 cm3	49.01 cm3			
VOLUMEN DE LA MUESTRA	66.37 cm3	57.74 cm3	55.42 cm3	CARGAS APLICADAS	4.00 kg	8.00 kg	12.00 kg			
TIEMPO DE CONSOLIDACION	28.00horas	25.00horas	22.00horas							

Se considera diámetro de 6.5 cm y área de 33.183 cm2

**Tabla 26***Ensayo de Corte Directo para Carga de 4.00 kg - Tupac Amaru*

DEFORM. HORIZON. mm	DEFORM. VERTICAL mm	DEF. cm	CARGA CORTANTE Kg	CARGA NORMAL Kg	ESFUERZO CORTANTE Kg/cm2	ESFUERZO NORMAL Kg/cm2
0	0.000	0.0000	0.000	4.000	0.000	0.121
0.1	-0.019	0.0100	0.509	4.000	0.015	0.121
0.2	-0.023	0.0200	0.655	4.000	0.020	0.121
0.3	-0.030	0.0300	0.811	4.000	0.024	0.121
0.4	-0.040	0.0400	0.984	4.000	0.030	0.121
0.5	-0.050	0.0500	1.081	4.000	0.033	0.121
0.6	-0.060	0.0600	1.158	4.000	0.035	0.121
0.8	-0.070	0.0800	1.302	4.000	0.039	0.121
1	-0.090	0.1000	1.436	4.000	0.043	0.121
1.2	-0.110	0.1200	1.538	4.000	0.047	0.121
1.4	-0.130	0.1400	1.725	4.000	0.052	0.121
1.6	-0.160	0.1600	1.901	4.000	0.058	0.121
1.8	-0.190	0.1800	2.098	4.000	0.064	0.121
2	-0.230	0.2000	2.300	4.000	0.070	0.122
2.2	-0.280	0.2200	2.374	4.000	0.072	0.122
2.4	-0.340	0.2400	2.523	4.000	0.077	0.122
2.6	-0.410	0.2600	2.673	4.000	0.082	0.122
2.8	-0.500	0.2800	2.768	4.000	0.085	0.122
3	-0.610	0.3000	2.855	4.000	0.087	0.123
3.2	-0.750	0.3200	2.747	4.000	0.084	0.123
3.4	-0.910	0.3400	2.477	4.000	0.076	0.123
3.6	-1.110	0.3600	2.392	4.000	0.074	0.123
3.8	-1.350	0.3800	2.076	4.000	0.064	0.123
4	-1.640	0.4000	1.779	4.000	0.055	0.124

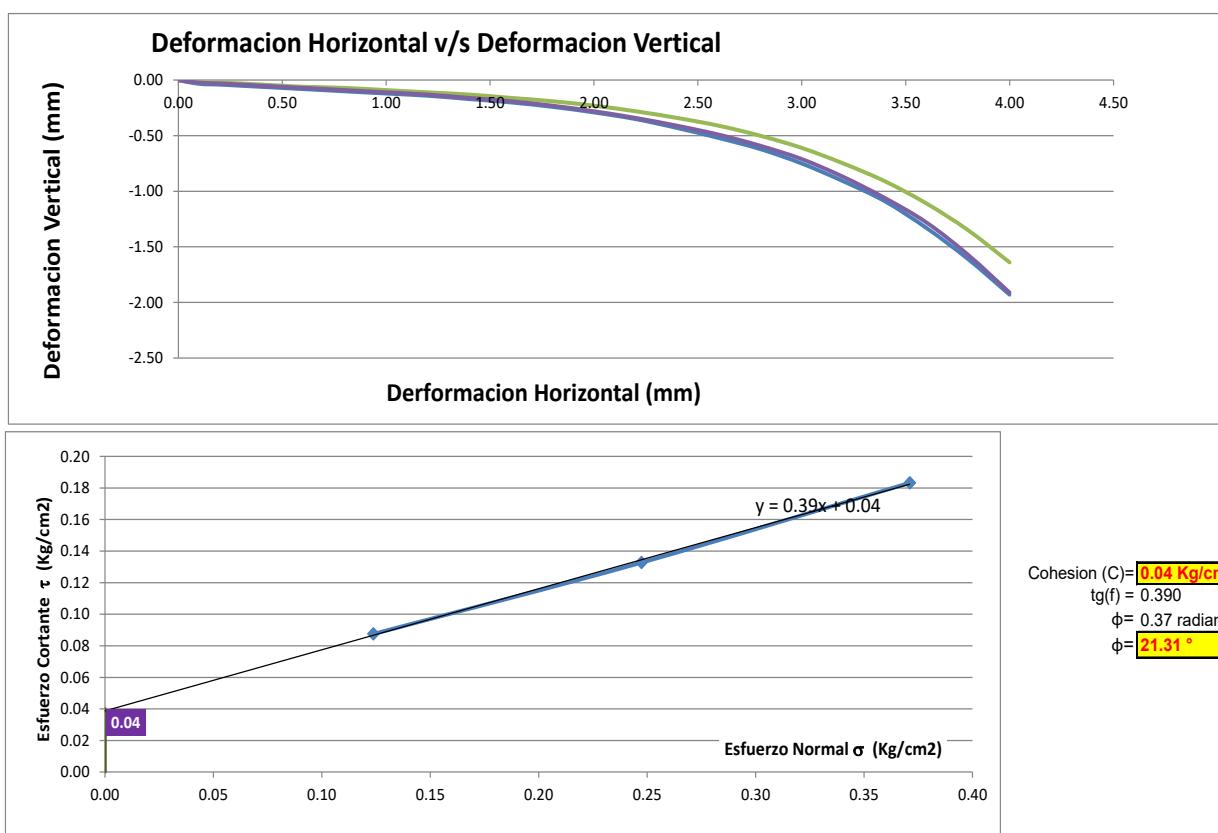
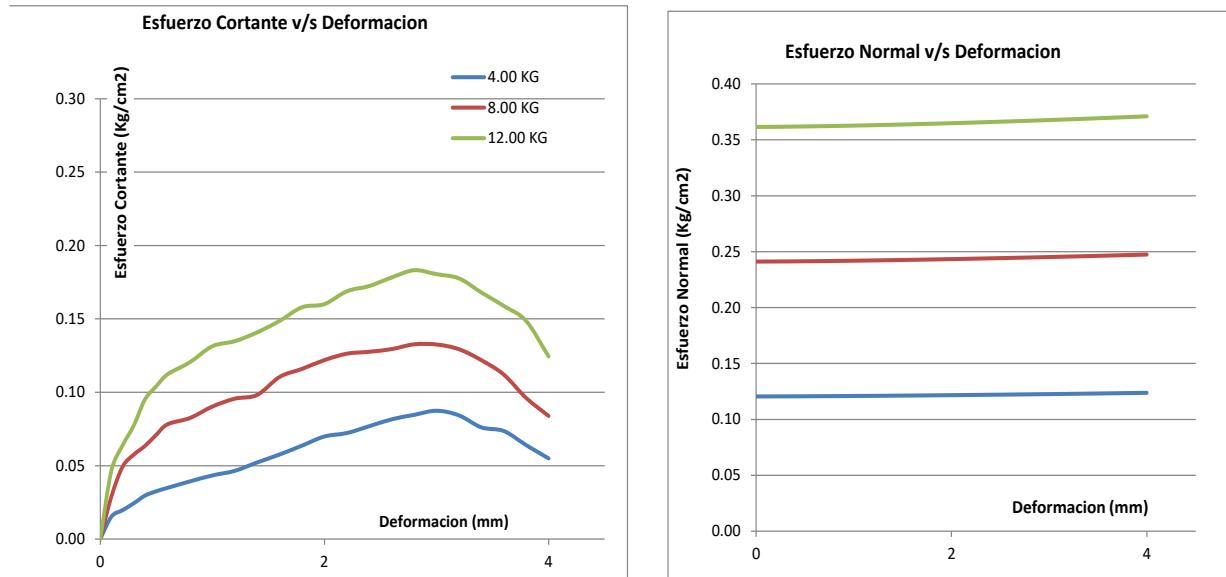
**Tabla 27***Esfuerzo Cortante y Normal para 8.00 kg y 12.00 kg - Tupac Amaru*

DEFORM. HORIZON. mm	DEFORM. VERTICAL mm	DEF. cm	CARGA CORTANTE Kg	CARGA NORMAL Kg	ESFUERZO CORTANTE Kg/cm <sup>2</sup>	ESFUERZO NORMAL Kg/cm <sup>2</sup>
0	0.000	0.0000	0.000	8.000	0.000	0.241
0.1	-0.023	0.0100	0.963	8.000	0.029	0.241
0.2	-0.030	0.0200	1.638	8.000	0.049	0.241
0.3	-0.040	0.0300	1.911	8.000	0.058	0.241
0.4	-0.050	0.0400	2.106	8.000	0.064	0.241
0.5	-0.060	0.0500	2.356	8.000	0.071	0.241
0.6	-0.070	0.0600	2.592	8.000	0.078	0.241
0.8	-0.090	0.0800	2.732	8.000	0.083	0.242
1	-0.110	0.1000	2.987	8.000	0.090	0.242
1.2	-0.130	0.1200	3.162	8.000	0.096	0.242
1.4	-0.160	0.1400	3.242	8.000	0.098	0.242
1.6	-0.190	0.1600	3.642	8.000	0.110	0.243
1.8	-0.230	0.1800	3.818	8.000	0.116	0.243
2	-0.280	0.2000	4.011	8.000	0.122	0.243
2.2	-0.340	0.2200	4.148	8.000	0.126	0.244
2.4	-0.410	0.2400	4.185	8.000	0.128	0.244
2.6	-0.490	0.2600	4.238	8.000	0.129	0.244
2.8	-0.590	0.2800	4.338	8.000	0.133	0.245
3	-0.710	0.3000	4.327	8.000	0.133	0.245
3.2	-0.870	0.3200	4.215	8.000	0.129	0.246
3.4	-1.060	0.3400	3.965	8.000	0.122	0.246
3.6	-1.280	0.3600	3.639	8.000	0.112	0.246
3.8	-1.570	0.3800	3.115	8.000	0.096	0.247
4	-1.910	0.4000	2.713	8.000	0.084	0.247

DEFORM. HORIZON. mm	DEFORM. VERTICAL mm	DEF. cm	CARGA CORTANTE Kg	CARGA NORMAL Kg	ESFUERZO CORTANTE Kg/cm <sup>2</sup>	ESFUERZO NORMAL Kg/cm <sup>2</sup>
0	0.000	0.0000	0.000	12.000	0.000	0.362
0.1	-0.033	0.0100	1.553	12.000	0.047	0.362
0.2	-0.040	0.0200	2.121	12.000	0.064	0.362
0.3	-0.050	0.0300	2.571	12.000	0.078	0.362
0.4	-0.060	0.0400	3.159	12.000	0.095	0.362
0.5	-0.070	0.0500	3.451	12.000	0.104	0.362
0.6	-0.080	0.0600	3.719	12.000	0.112	0.362
0.8	-0.100	0.0800	3.990	12.000	0.121	0.362
1	-0.120	0.1000	4.347	12.000	0.131	0.363
1.2	-0.140	0.1200	4.455	12.000	0.135	0.363
1.4	-0.170	0.1400	4.650	12.000	0.141	0.364
1.6	-0.200	0.1600	4.901	12.000	0.149	0.364
1.8	-0.240	0.1800	5.201	12.000	0.158	0.364
2	-0.290	0.2000	5.265	12.000	0.160	0.365
2.2	-0.350	0.2200	5.544	12.000	0.169	0.365
2.4	-0.430	0.2400	5.654	12.000	0.172	0.366
2.6	-0.520	0.2600	5.836	12.000	0.178	0.367
2.8	-0.620	0.2800	5.989	12.000	0.183	0.367
3	-0.750	0.3000	5.891	12.000	0.181	0.368
3.2	-0.910	0.3200	5.787	12.000	0.178	0.368
3.4	-1.090	0.3400	5.465	12.000	0.168	0.369
3.6	-1.330	0.3600	5.158	12.000	0.159	0.370
3.8	-1.610	0.3800	4.815	12.000	0.149	0.370
4	-1.930	0.4000	4.026	12.000	0.124	0.371

**Tabla 28***Puntos Máximos de Esfuerzo Normal y Esfuerzo Cortante - Tupac Amaru***PUNTOS MAXIMOS DE ESFUERZO NORMAL Y ESFUERZO CORTANTE**

CARGA (KG)	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL
4.00	0.087 kg/cm <sup>2</sup>	0.124 kg/cm <sup>2</sup>
8.00	0.133 kg/cm <sup>2</sup>	0.247 kg/cm <sup>2</sup>
12.00	0.183 kg/cm <sup>2</sup>	0.371 kg/cm <sup>2</sup>



A continuación, se presenta los rangos típicos de resistencia al corte

**Tabla 29**

*Rango de cohesión Das y Terzaghi–Peck–Mesri:*

Tipo de suelo	Cohesión (c)
Arena limpia	$\approx 0$
Arena con finos	<b>0 – 10 kPa</b>
Limo arcilloso blando	5 – 15 kPa
Arcilla blanda	<b>10 – 25 kPa</b>
Arcilla media	25 – 50 kPa

**Tabla 30**

*Angulo de fricción según Bowles y NAVFAC DM-7*

Suelo	$\phi$
Arena densa	35–42°
Arena media	30–35°
Arena suelta	28–30°
Arena con limo	22–28°
Limo arcilloso	<b>18–25°</b>
Arcilla	<b>0–20°</b>

**Tabla 31**

*Rangos de esfuerzo cortante bajo cargas bajas (Das, Bowles)*

Clasificación	$\tau$ típica
Muy baja	< 15 kPa
Baja	<b>15–30 kPa</b>
Media	30–60 kPa
Alta	> 60 kPa

Además, según Terzaghi & Peck (1967) y Bowles (1996), los suelos con  $\phi < 25^\circ$  y  $C < 10$  Kpa y napa freática cercana, se clasifican como suelos de baja capacidad portante, y el diseño suele estar controlado por asentamientos.

De los resultados obtenidos mediante el ensayo de corte directo se puede concluir que los suelos en análisis CH y SC-SM son suelos de baja resistencia al corte lo que implica que sean suelos de baja capacidad portante.

## 5.2. Diseño de mezclas

Luego de haber realizado las pruebas de identificación de propiedades del suelo en los puntos definidos se procedió a realizar un análisis de la dosificación de mezclas de

concreto a fin de proponer el diseño experimental del pilote según los análisis matemáticos desarrollados.

### 5.2.1. Análisis Granulométrico

Para este ensayo se realizó lo siguiente.

#### Procedimiento

Se realiza un cuarteo de las muestras obtenida, para el caso del material granular grueso se utilizaron piedra chancada de Zurite y para la arena gruesa se analizó la arena gruesa de Cunyac.

Se registra un primer peso de las muestras a ensayar y se procede a verter en los juegos de tamices estandarizados, y se procede a realizar movimientos mecánicos en periodos constantes en un intervalo de 3 minutos, luego, se procede al registro del peso retenido en cada número de malla estándar.

El procedimiento es el similar para los tamices estandarizados del agregado fino a analizar, el mismo tiempo de zarandeo y el mismo procedimiento de realizar el pesado de cada material que no pasó a través del tamiz.

Se registra el peso de los agregados finos y gruesos retenidos en cada tamiz, posterior se calcula el módulo de fineza con la siguiente formula:

$$MF = \frac{\sum \% \text{ Acumulados retenidos} (1\frac{1}{2}, \frac{3}{4}, \frac{3}{8}, N\text{º}4, N\text{º}8, N\text{º}16, N\text{º}30, N\text{º}50, N\text{º}100)}{100}$$

**Figura 14**

*Registro de Pesos Retenidos de Agregado Grueso y Fino*



#### Toma de datos

Se registraron los resultados de las curvas granulométricas para el agregado grueso y fino:

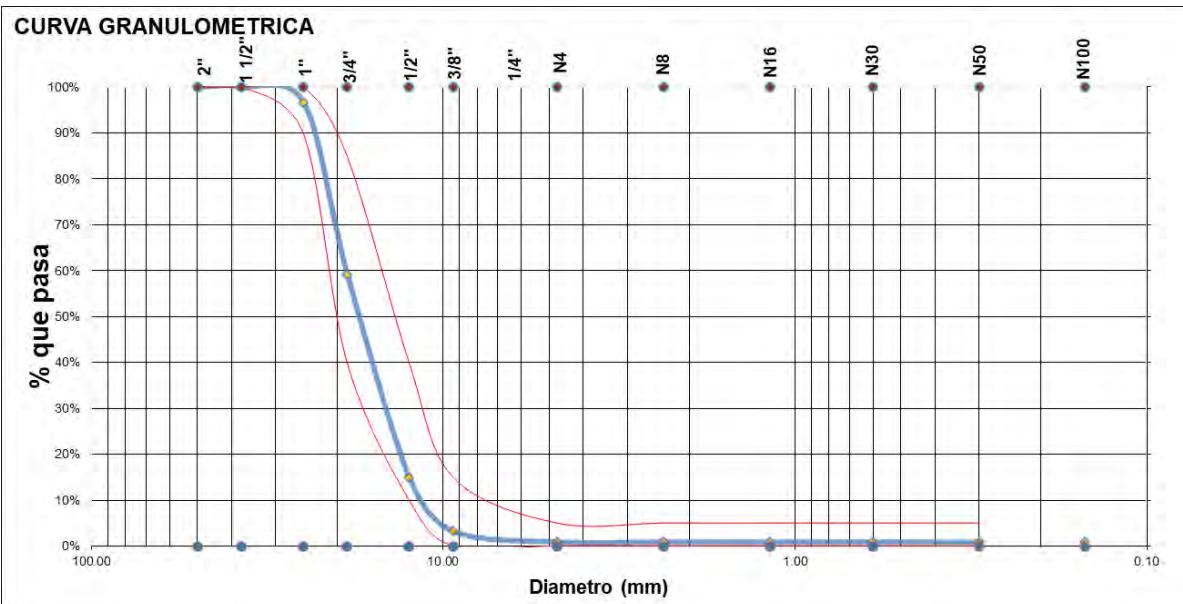
**Tabla 32***Curva Granulométrica de Agregado Grueso*

TIPO DE AGREGADO	PIEDRA CHANCADA
CANTERA	ZURITE

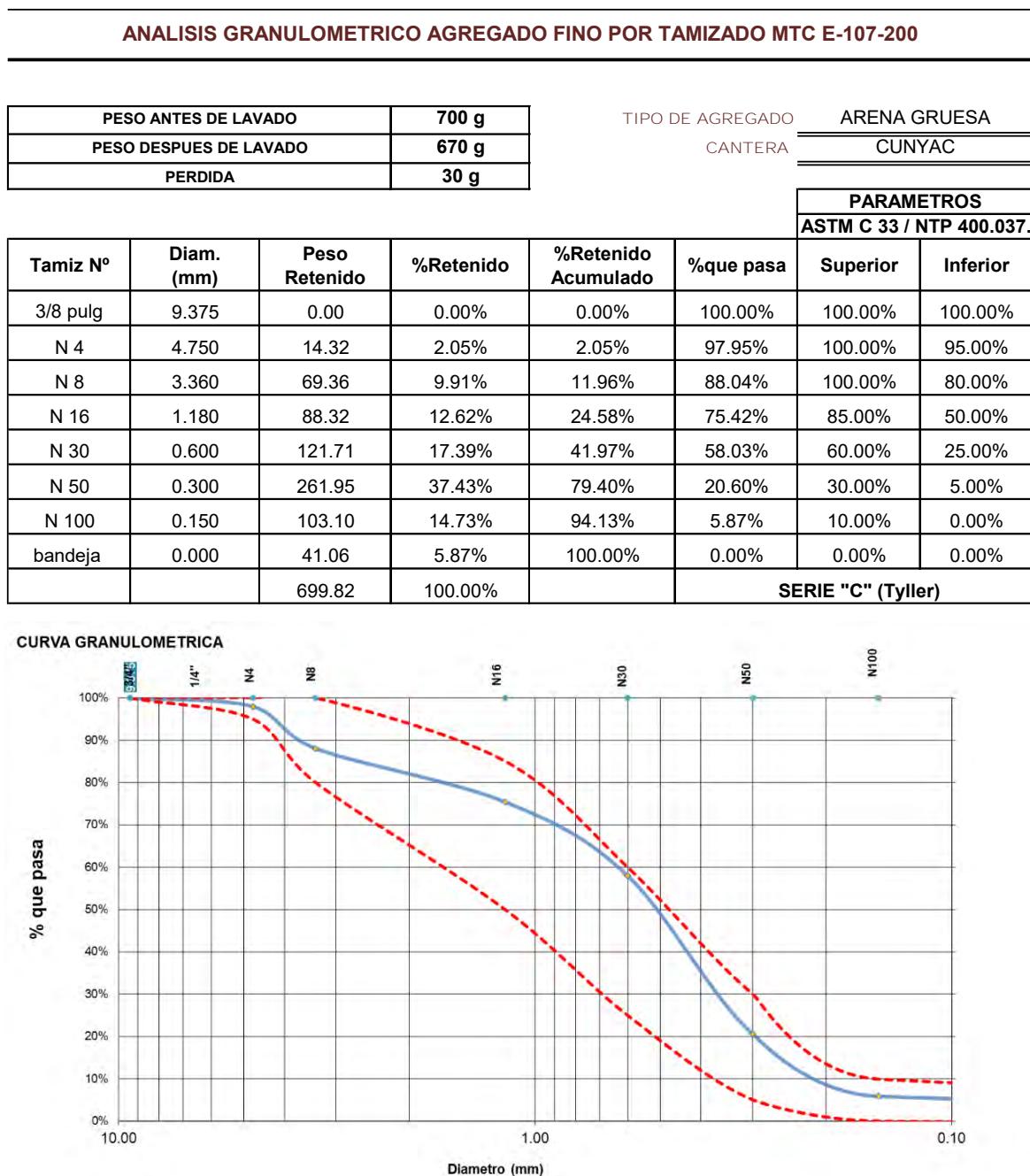
PESO ANTES DE LAVADO	2500 g
PESO DESPUES DE LAVADO	2479.75 g
PERDIDA	20.25 g

**ANALISIS GRANULOMETRICO AGREGADO GRUESO POR TAMIZADO MTC E-107-200**

Tamiz N°	Diam.(mm)	Peso Retenido	%Retenido	%Retenido Acumulado	%que pasa	PARAMETROS	
						USO 56	
2 pulg	50.000	0.00	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%
1 1/2pulg	37.500	0.00	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%
1 pulg	25.000	83.57	3.34%	3.34%	96.66%	100.00%	90.00%
3/4pulg	18.750	939.22	37.57%	40.91%	59.09%	85.00%	40.00%
1/2pulg	12.500	1104.16	44.17%	85.08%	14.92%	40.00%	10.00%
3/8pulg	9.375	291.87	11.67%	96.75%	3.25%	15.00%	0.00%
Nº4	4.750	58.41	2.34%	99.09%	0.91%	5.00%	0.00%
Nº8	2.360	0.51	0.02%	99.11%	0.89%	5.00%	0.00%
Nº16	1.180	0.22	0.01%	99.12%	0.88%	5.00%	0.00%
Nº30	0.600	0.07	0.00%	99.12%	0.88%	5.00%	0.00%
Nº50	0.300	0.00	0.00%	99.12%	0.88%	5.00%	0.00%
Nº100	0.150	0.00	0.00%	99.12%	0.88%	5.00%	0.00%
bandeja	0.000	21.94	0.88%	100.00%	0.00%	5.00%	0.00%
		2499.97	100.00%				



El módulo de fineza obtenido es  $MF = 9.18$

**Tabla 33***Curva Granulométrica de Agregado Fino*

El módulo de fineza obtenido es  $MF = 2.54$

### 5.2.2. Peso específico y absorción de agregado grueso

#### Procedimiento

En primer lugar, se determina el peso saturado con superficie seca, se efectúa el proceso de sumergimiento de la muestra, asegurándose de que no existan elementos

contaminantes. El procedimiento es sumergir por lo menor un día entero para luego posterior a este periodo se procede a secar de manera superficial para obtener el parámetro SSS. Luego, para calcular el peso sumergido, se coloca una muestra de un volumen y se procede a sumergir y esperar a este completamente sumergida, para posteriormente registrar el peso sumergido. Finalmente, se lleva a cabo la toma de muestra para su evaluación y se procede al secador industrial con ayuda de equipamiento de un horno de temperatura, esta muestra es secado en un tiempo de 24 horas y luego se registra el peso en estado seco.

A fin de calcular el porcentaje o contenido de humedad es necesario realizar un nuevo cuarteo se lleva a cabo el registro del peso inicial en taras de muestro y luego es secado al horno. para el peso seco se lleva a cabo el almacenamiento de las muestras en el horno por más de 24 horas, posteriormente se extraen y se pesan, obteniendo el peso seco de cada uno al realizar una media aritmética de estos componentes.

### Toma de datos

Los ensayos realizados sobre el agregado grueso arrojaron un peso específico de 2.57 g/cm<sup>3</sup> y una capacidad de absorción de 1.13%.

**Tabla 34**

#### *Peso Específico y Porcentaje de Absorción de Agregado Grueso*

##### **PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE AGREGADO GRUESO AASHTO T 84**

**A= PESO SECO EN EL AIRE** : 1085.94 gr

**B= PESO SUPERFICIALMENTE SECO** : 1098.24 gr

**C= PESO DE LA MUESTRA EN AGUA** : 675.81 gr

$$\gamma_{esp} = \frac{A}{B - C} = 2.57$$

$$\gamma_{aparente} = \frac{A}{A - C} = 2.65$$

$$\gamma_m = \frac{B}{B - C} = 2.60$$

$$Absorcion = \frac{B - A}{A} = 1.13\%$$

### **5.2.3. Peso específico y absorción de agregado fino**

#### **Procedimiento**

Se determina el peso saturado con superficie seca, se lleva a cabo la sumersión de la muestra, asegurándose de que no contenga agentes contaminada, similar al caso

del material granular grueso es necesario la etapa de saturación de 24 horas, luego es necesario secar superficialmente la muestra, cabe resaltar que el peso a ensayar de la muestra sea por lo menos de 1 kilogramo, el proceso de secado es posible realizar con aire caliente.

La introducción del molde cónico hasta su pico se realiza al menos 25 veces, permitiendo que el piso se desplace por su propio peso. Se ejecutará de forma radial partiendo desde el centro hacia fuera, se ajusta la muestra al nivel y se extrae el molde de forma vertical. Después de su extracción, si el agregado fino se derrumba, se debe a que está saturada con la superficie que la saca, mientras que, si se conserva en su forma, se presupone que la muestra aun presenta humedad y se vuelve a realizar esta operación.

Se asigna a la Fiola un mínimo de 500 gr de muestra consistente y se remueve con agua hasta alcanzar su capacidad máxima. La bomba de vacío se utiliza para expulsar el aire que se encuentra entre cada partícula, logrando de esta manera una reducción del volumen. Luego de 45 minutos, se puede observar una disminución del volumen y se lleva a cabo el monitoreo del peso. Luego, se realiza la extracción de la muestra y se traslada al horno del laboratorio.

Por último, se selecciona en tres taras metálicas y se anota el peso inicial correspondiente a la muestra seleccionada., luego se realiza el secado industrial del mismo y se procede al registro del peso, la comparación definirá el contenido de humedad del agregado fino.

### **Toma de datos**

Los resultados registrados para el agregado fino indicaron un peso específico de  $2.45 \text{ g/cm}^3$  y una absorción de 0.35%

**Tabla 35***Peso Específico y Porcentaje de Absorción de Agregado Fino*

PESO ESPECIFICO Y ABSORCION DE AGREGADO FINO AASHTO T84		
W <sub>o</sub> = Peso en el aire de la muestra secada en el horno, gr	:	498.27 gr
V= Volumen de Frasco en cm <sup>3</sup>	:	500.00 cm <sup>3</sup>
V <sub>a</sub> = Peso en gramos o volumen en cm <sup>3</sup> de agua añadida en el frasco	:	296.52 cm <sup>3</sup>
$P_{em} = \frac{W_o}{(V - V_a)} = 2.45 \text{ gr/cm}^3$		$Ab = \frac{500 - W_o}{W_o} \times 100 = 0.85\%$
$P_{ss} = \frac{500}{(V - V_a)} \times 100 = 2.46 \text{ gr/cm}^3$		$P_{quem} = \frac{W_o}{(V - V_a) - (500 - W_o)} = 2.47 \text{ gr/cm}^3$

**5.2.4. Peso unitario del agregado grueso****Procedimiento**

Se recolecta un volumen representativo a través del cuarteo y es necesario calcular el TMN establecido según la granulometría del material. En este estudio, el agregado grueso posee un TMN de 3/4" y se eligió el molde conforme a la norma empleada. Se evalúa el peso unitario del agregado en condición suelta, incorporándolo manualmente al molde y nivelando la superficie superior del material con ayuda de la barra.

Tras conseguir el primer valor, se lleva a cabo el vaciado del molde empleando el mismo material que se empleó previamente. En esta capa, se llevará a cabo una compactación con una barra de metal, aplicando un mínimo de 25 impactos en forma circular. Se repetirá para la tercera parte y hasta que se complete el molde. Despues, se realiza la adición de la muestra a la superficie del molde, y se anota el peso.

**Toma de datos**

Se obtuvieron los siguientes resultados con respecto al agregado grueso:

**Tabla 36***Peso Unitario Suelto de Agregado Grueso*

MOLDE DE CBR				
AGREGADO GRUESO	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	PROMEDIO
PESO DE MOLDE	7900gr	7900gr	7900gr	
PESO MOLDE + MATERIAL HUMEDO	11900gr	11850gr	11940gr	
VOLUMEN DE MOLDE	2915.79cm <sup>3</sup>	2915.79cm <sup>3</sup>	2915.79cm <sup>3</sup>	
PESO UNITARIO SUELTO	1371.84 kg/m <sup>3</sup>	1354.69 kg/m <sup>3</sup>	1385.56 kg/m <sup>3</sup>	1370.70 kg/m <sup>3</sup>

PROMEDIO DE PESO UNITARIO SUELTO =

1370.70 kg/m<sup>3</sup>

**Tabla 37***Peso Unitario Compactado o Varillado de Agregado Grueso*

MOLDE DE CBR				
AGREGADO GRUESO	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	PROMEDIO
PESO DE MOLDE	7900gr	7900gr	7900gr	
PESO MOLDE + MATERIAL HUMEDO	12350gr	12450gr	12380gr	
VOLUMEN DE MOLDE	2915.79cm <sup>3</sup>	2915.79cm <sup>3</sup>	2915.79cm <sup>3</sup>	
PESO UNITARIO SUELTO	1526.17 kg/m <sup>3</sup>	1560.47 kg/m <sup>3</sup>	1536.46 kg/m <sup>3</sup>	1541.03 kg/m <sup>3</sup>

PROMEDIO DE PESO UNITARIO SUELTO = 1541.03 kg/m<sup>3</sup>**5.2.5. Peso unitario del agregado fino****Procedimiento**

Se lleva a cabo la obtención de una muestra representativa el contenido del agregado este es fundamental para llenar en el molde estandarizado a la tercera parte del mismo, luego se procede a su compactado con una barra estándar realizando 25 impactos de manera cónica o circular empezando del centro al exterior, luego se repite nuevamente con las otras terceras partes el mismo procedimiento.

**Toma de datos**

Se obtuvieron los resultados siguientes con respecto al agregado fino:

**Tabla 38***Peso Unitario Suelto de Agregado Fino*

MOLDE DE CBR				
AGREGADO FINO	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	PROMEDIO
PESO DE MOLDE	5273gr	5273gr	5273gr	
PESO MOLDE + MATERIAL HUMEDO	7150gr	7180gr	7140gr	
VOLUMEN DE MOLDE	1295.91cm <sup>3</sup>	1295.91cm <sup>3</sup>	1295.91cm <sup>3</sup>	
PESO UNITARIO SUELTO	1448.40 kg/m <sup>3</sup>	1471.55 kg/m <sup>3</sup>	1440.69 kg/m <sup>3</sup>	1453.55 kg/m <sup>3</sup>

PROMEDIO DE PESO UNITARIO SUELTO = 1453.55 kg/m<sup>3</sup>**Tabla 39***Peso Unitario Compactado o Varillado de Agregado Fino*

MOLDE DE CBR				
PESO UNITARIO VARILLADO AASTHO T-19				
AGREGADO FINO	MUESTRA 01	MUESTRA 02	MUESTRA 03	PROMEDIO
PESO DE MOLDE	5273gr	5273gr	5273gr	
PESO MOLDE + MATERIAL HUMEDO	7400gr	7450gr	7380gr	
VOLUMEN DE MOLDE	1295.91cm <sup>3</sup>	1295.91cm <sup>3</sup>	1295.91cm <sup>3</sup>	
PESO UNITARIO SUELTO	1641.32 kg/m <sup>3</sup>	1679.90 kg/m <sup>3</sup>	1625.88 kg/m <sup>3</sup>	1649.03 kg/m <sup>3</sup>

PROMEDIO DE PESO UNITARIO SUELTO = 1649.03 kg/m<sup>3</sup>

### 5.2.6. Diseño de mezclas

Luego de haber realizado la el análisis de los materiales se obtuvo el siguiente diseño de mezclas para una resistencia de  $f'_c$  280 kg/cm<sup>2</sup> a 28 días:

DISEÑO DE MEZCLAS - METODO ACI		
1.- Propiedades del Concreto a Diseñar		
$f'_c =$	280 kg/cm <sup>2</sup>	$280 \text{ kg}$
$\text{SLUMP} =$	4 pulg	$4 \text{ pulg}$
Consistencia=	Plastica	
Uso de aditivo	Sin Aditivo	
Aire Incorporado	NO	
Aditivo 01 (Plasticifante)	SikaCem ®	
Dosificación	0.10 % Cemento	
Densidad	1.20 gr/cm <sup>3</sup>	
2.- Caracteristicas de los Materiales:		
2.1.- Cemento:		
Marca:	Yura	
Tipo:	IP	
Peso Especifico:	2.95	
2.2.- Agua:		
Agua potable de la red publica de la ciudad		
2.3.- Agregado Fino:		
Peso Especifico de la masa	2.45	
Absorción	0.35%	
Contenido de Humedad	12.05%	
Módulo de Fineza	2.54	
Peso Compacto Seco	1649.03 kg/m <sup>3</sup>	
Peso Suelto Seco	1453.55 kg/m <sup>3</sup>	
2.4.- Agregado Grueso:		
Perfil Angular	Si	
Tamaño Maximo Nominal	3/4pulg	
Peso Compacto Seco	1541.03 kg/m <sup>3</sup>	
Peso Suelto Seco	1370.70 kg/m <sup>3</sup>	
Peso Especifico de la masa	2.57	
Absorción	1.13%	
Contenido de Humedad	0.31%	
Módulo de Fineza	9.18	
3.- Determinación de la resistencia promedio ( $f'_c'r$ )		
<b>Cálculo de la Desviación Estandar</b>		
Como no se cuenta con un registro de resultados de ensayos que posibilite el cálculo de la desviación estandar se hará uso del siguiente cuadro según RNE tabla 5.3		
$f'_c$	$f'_c'r$	
menor de 210	$f'_c + 70$	
210 a 350	$f'_c + 85$	
mayor a 350	$1.1f'_c + 50$	
$f'_c =$ <b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>		
Por lo tanto la resistencia promedio será:		
$f'_c'r =$	<b>365 kg/cm<sup>2</sup></b>	
4.- Calculo del volumen unitario de agua		
$f'_c =$	<b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>	
Tmax Nominal	3/4pulg	
SLUMP	4 pulg	
AGUA X M3	204.00 lt/m <sup>3</sup>	

## 5.- Selección del contenido de aire atrapado

<b>f'c=</b>	<b>280 kg/cm2</b>
AIRE ATRAPADO	2.00%

## 6.- Calculo de la relacion Agua : Cemento

<b>f'c=</b>	<b>280 kg/cm2</b>
A/C	0.40

## 7.- Factor Cemento

<b>f'c=</b>	<b>280 kg/cm2</b>
Factor Cemento	510 kg/m3
Factor Cemento	12.00 bolsas

## 8.- Calculo del Volumen Absoluto de la pasta

<b>f'c=</b>	<b>280 kg/cm2</b>
Cemento x m3	0.173 m3
AGUA X M3	0.204 m3
Aditivo 01 (Plasticifante)-SikaCem ®	0.0004 m3
Aire x m3	0.020 m3
Vol. de la Pasta	0.405 m3

## 9.- Volumen Absoluto del Agregado

<b>f'c=</b>	<b>280 kg/cm2</b>
Vol. de los Agreg.	0.595 m3

## 10.- Calculo de los volumenes absolutos del agregado

<b>f'c=</b>	<b>280 kg/cm2</b>
mf	2.54
Tmax nominal	3/4pulg
b/bo	0.660 m3
Peso Unit. Seco Var.	1541.03 kg/m3
Peso A.G.	1017.08 kg
VAG	0.396 m3
VAF	0.200 m3

## 11.- Pesos Secos de los Agregados

<b>f'c=</b>	<b>280 kg/cm2</b>
AF	489 kg/m3
AG	1017 kg/m3

## 12.- Valores de Diseño

<b>f'c=</b>	<b>280 kg/cm2</b>
Cemento	510 kg/m3
Agua de Diseño	204 lt/m3
Aditivo 01 (Plasticifante)-SikaCem ®	0.51 kg/m3
Agregado Fino	489 kg/m3
Agregado Grueso	1017 kg/m3
TOTAL	2231 kg/m3

## 13.- Correccion por Humedad del Agregado

<b>f'c=</b>	<b>280 kg/cm2</b>
AF	548 kg/m3
AG	1020 kg/m3

## Humedad superficial del agregado (Humedad Natural - Absorcion)

AF	11.70%
AG	-0.83%

## Aporte de Agua de Los agregados

AF	57.21 kg/m3
AG	-8.39 kg/m3

## Agua Efectiva

Agua incial	204.00 kg/m3
Aporte de lo Agreg.	48.82 kg/m3
Agua Final	155.18 kg/m3

## 14.- Valores de Diseño corregidos por humedad

$f'c =$	<b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>
Cemento	510 kg/m <sup>3</sup>
Agua de Diseño	155 kg/m <sup>3</sup>
Aditivo 01 (Plasticifante)-SikaCem ®	0.51 kg/m <sup>3</sup>
Agregado Fino	548 kg/m <sup>3</sup>
Agregado Grueso	1020 kg/m <sup>3</sup>
Aire	2.00%
Peso Total	2244 kg/m <sup>3</sup>

## 15.- Proporción por peso corregidos por humedad por kg de cemento

$f'c =$	<b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>
Cemento	1.00
Agua de Diseño	0.30 lt/bolsa
Aditivo 01 (Plasticifante)-SikaCem ®	0.83 cm <sup>3</sup> /bolsa
Aditivo 02 (Acelerante)-SikaCem ®	14.49 cm <sup>3</sup> /bolsa
Agregado Fino	1.07
Agregado Grueso	2.00

## 16.- Peso por tandas de una bolsa

$f'c =$	<b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>
Cemento	42.5 kg/bolsa
Agua de Diseño	13 lt/bolsa
Aditivo 01 (Plasticifante)-SikaCem ®	35 cm <sup>3</sup> /bolsa
Agregado Fino	45.7 kg/bolsa
Agregado Grueso	85.0 kg/bolsa

17.- Proporcion por volumen corregidos por humedad por cada pie<sup>3</sup> de cemento

$f'c =$	<b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>
Cemento	1.00 pie <sup>3</sup> /pie <sup>3</sup>
Agua de Diseño	13 lt/pie <sup>3</sup>
Aditivo 01 (Plasticifante)-SikaCem ®	0.04 lt/bolsa
Agregado Fino	1.1 pie <sup>3</sup> /pie <sup>3</sup>
Agregado Grueso	2.2 pie <sup>3</sup> /pie <sup>3</sup>

18.- Proporcion por volumen corregidos por humedad por cada m<sup>3</sup> de concreto

$f'c =$	<b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>
Cemento	12.00 bls/m <sup>3</sup>
Agua de Diseño	0.155 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Aditivo 01 (Plasticifante)-SikaCem ®	0.4 lt/m <sup>3</sup>
Agregado Fino	0.38 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>
Agregado Grueso	0.74 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>

## 19.- Proporcion por peso corregidos por humedad por cada testigo elaborado

$f'c =$	<b>280 kg/cm<sup>2</sup></b>
Diámetro	15 cm
Altura	30 cm
Cantidad de Testigos	12
Volumen por testigo	5301 cm <sup>3</sup>
Factor por desperdicios	1.1
Volumen corregido	0.0058 m <sup>3</sup>
Cemento	39.258 kg
Agua de Diseño	15.203 kg
Aditivo 01 (Plasticifante)-SikaCem ®	0.003 kg
Agregado Fino	38.336 kg
Agregado Grueso	71.393 kg
Suma	164.25 kg
Peso por Testigo	13.69 kg

### 5.2.7. Resistencia a compresión del concreto

#### Equipos y materiales.

- Muestra de agregado fino y grueso
- Cemento portland tipo I
- Cono de Abrams
- Barra estándar, Briqueta de concreto

#### Procedimiento

Tras lograr el diseño del hormigón a la resistencia necesaria, se requiere llevar a cabo un pesaje de los componentes y proceder a su mezcla. Se añaden los agregados de manera progresiva a la mezcladora, que con su movimiento cílico y circular favorece la adhesión del cemento. Es imprescindible llevar a cabo el ensayo Slump, para lograrlo se requiere situar la tercera parte del molde y efectuar 25 golpes del centro hacia fuera, y luego repetir este proceso con las otras tres partes del mismo.

Se prepararon en total 9 briquetas de concreto para someterlos a esfuerzos de compresión simple a los 7, 14 y 28 días luego de su vaciado en los moldes briqueteros, tras un mínimo de 24 horas y una vez que el hormigón se ha endurecido, se lleva a cabo la extracción de las piezas del molde, con la finalidad de evitar un perjuicio considerable al retirarlas. Despues de determinar cada muestra para su posterior estudio, se lleva a ubicarlas dentro del agua para su curación. Se determinará el tiempo de curación que varía entre 7 y 28 días.

**Figura 15**

*Desencofrado de Muestras de Concreto*



Una vez clasificado y separado de acuerdo a las dosificaciones del tiempo de curación, se procede a definir la interfaz de contacto con el equipo de laboratorio. Luego, se sitúan las muestras y se efectúan las configuraciones del equipo para su posterior análisis. Una vez configurado, se efectúa la aplicación de carga progresiva y se observa el modo de rotura del testigo, además, se registra la medición del esfuerzo soportado por el elemento.

**Figura 16**

*Rotura de Briqueta y Lectura de Datos*



#### **Toma de datos**

Se obtuvieron los resultados siguientes con respecto a la resistencia del concreto a los 7, 14 y 28 días luego del vaciado de los testigos de concreto:

**Tabla 40***Resistencia del Concreto a 7, 14 y 28 días*

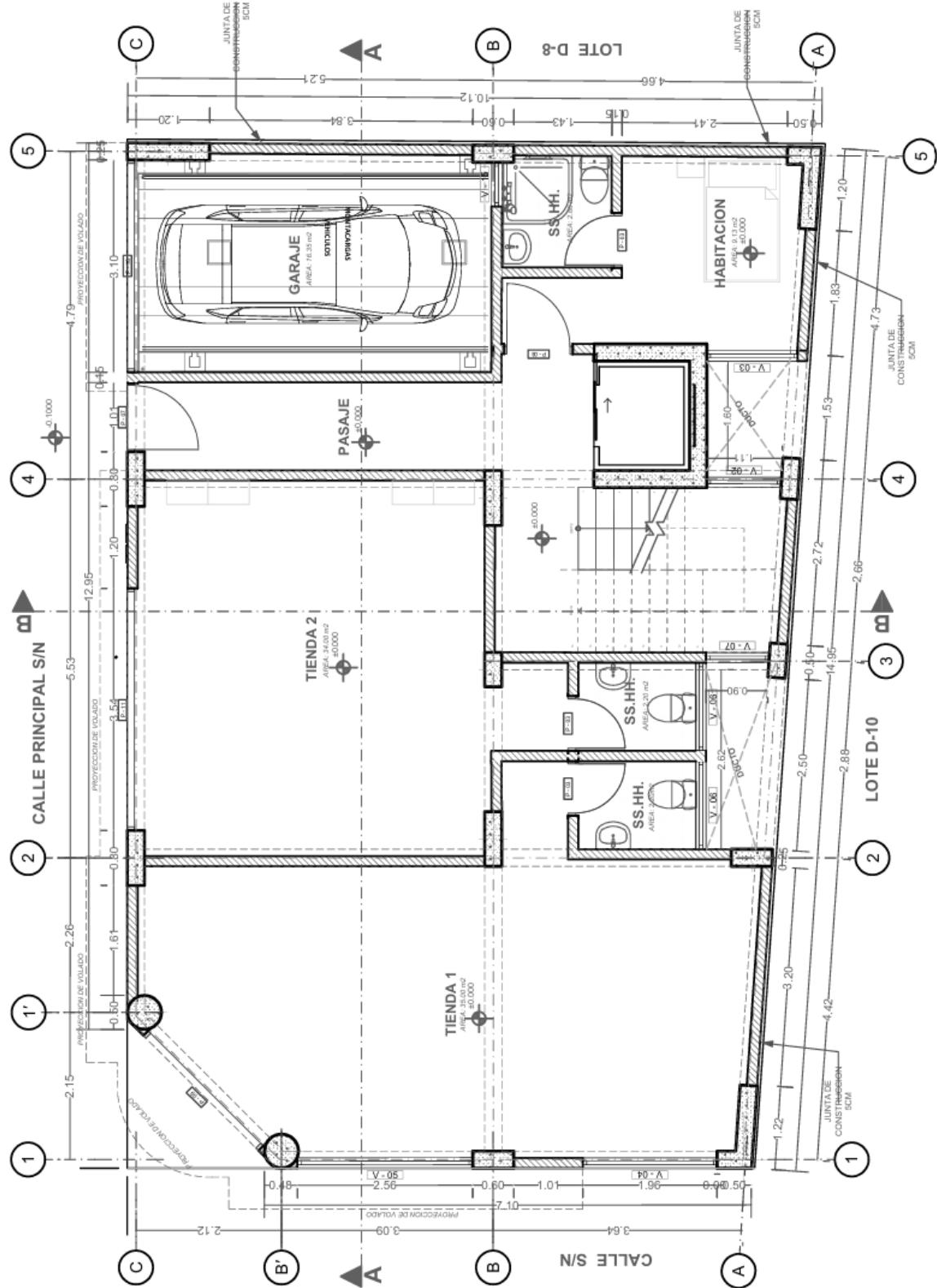
ENDURECIMIENTO:	NORMAL										
EDAD DE ENSAYO:	28 días										
DIMENSIONES (D-h):	6 Pulg	12 Pulg									
EVALUACION EN CONCRETO ENDURECIDO $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$											
RESISTENCIA A LA COMPRESION UNIAXIAL ASTM C-39 / AASHTO T 22 / E060											
Nº de Briqueta	ELEMENTO	Fecha		Edad	Ensayo o Evolucion	Dial	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) Diseño	RESISTENCIAS		PORCENTAJES de $f'_c$	
		Moldeo	Rotura					(días)	KN	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
		1	<b>BRIQUETA</b>	27/11/2024		04/12/2024	7	Evolucion	360.56	280	201.56
2	<b>BRIQUETA</b>	27/11/2024	04/12/2024	7	Evolucion	354.88	280	198.38	191.48	70.85%	68.39%
3	<b>BRIQUETA</b>	27/11/2024	04/12/2024	7	Evolucion	348.91	280	195.05	191.48	69.66%	68.39%
4	<b>BRIQUETA</b>	27/11/2024	11/12/2024	14	Evolucion	444.51	280	248.48	239.22	88.74%	85.44%
5	<b>BRIQUETA</b>	27/11/2024	11/12/2024	14	Evolucion	435.44	280	243.42	239.22	86.93%	85.44%
6	<b>BRIQUETA</b>	27/11/2024	11/12/2024	14	Evolucion	439.45	280	245.66	239.22	87.73%	85.44%
7	<b>BRIQUETA</b>	27/11/2024	25/12/2024	28	Ensayo	512.16	280	286.30	280.00	102.25%	100.00%
8	<b>BRIQUETA</b>	27/11/2024	25/12/2024	28	Ensayo	517.25	280	289.15	280.00	103.27%	100.00%
9	<b>BRIQUETA</b>	27/11/2024	25/12/2024	28	Ensayo	507.15	280	283.50	280.00	101.25%	100.00%

### 5.3. Modelado estructural

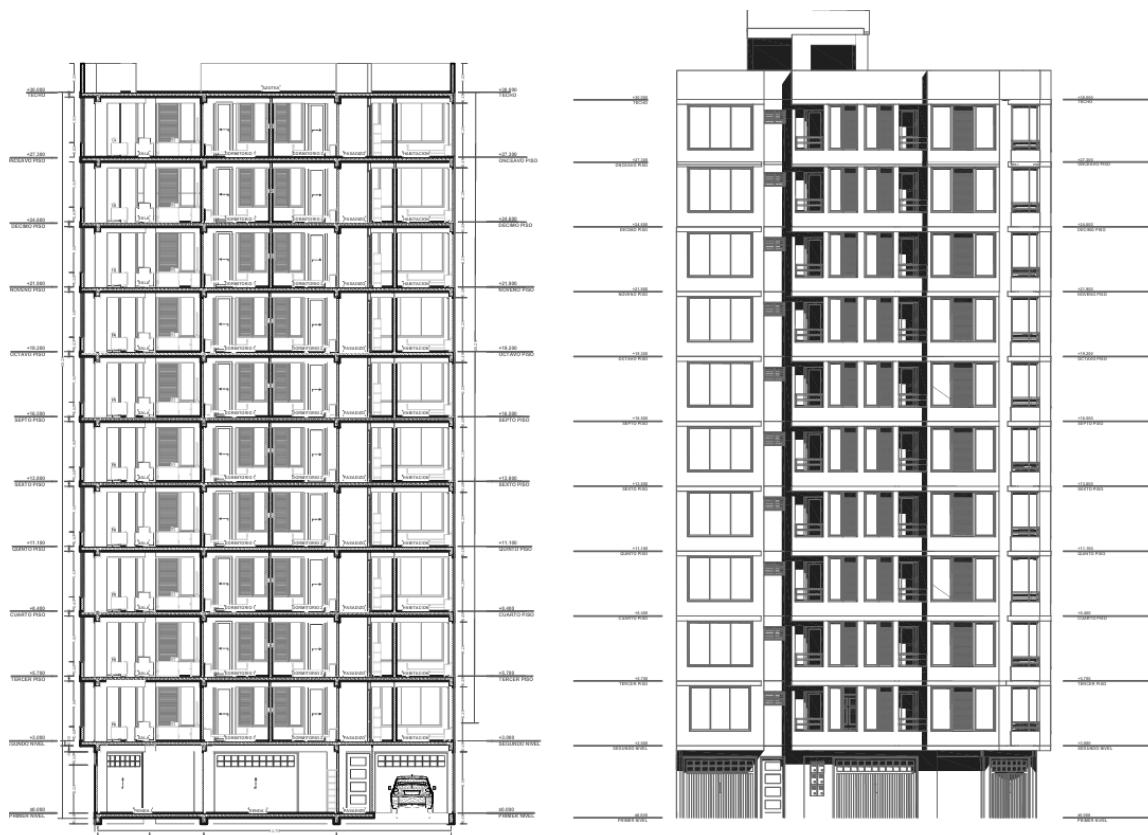
#### 5.3.1. Configuración estructural

La finalidad central de este estudio es verificar y comparar la resistencia estructural teórica y experimental de pilotes de concreto armado a escala hincados en suelos de baja capacidad portante, para lo cual es necesario contar con la proyección de una edificación que será analizada con el objetivo de contar con las cargas de servicios necesarios para plantear el diseño de pilotes. Se ha empleado el software ETABS 2021, con el objetivo de calcular el análisis sísmico y las cargas actuantes en la edificación.

Se plantea una edificación de 11 niveles la cual se simulará para cada una de las condiciones geotécnicas de los puntos evaluados. Se tiene la siguiente distribución arquitectónica.

**Figura 17***Planta del Primer Nivel*

**Figura 18**  
*Vista en Corte de la Edificación a Analizar*

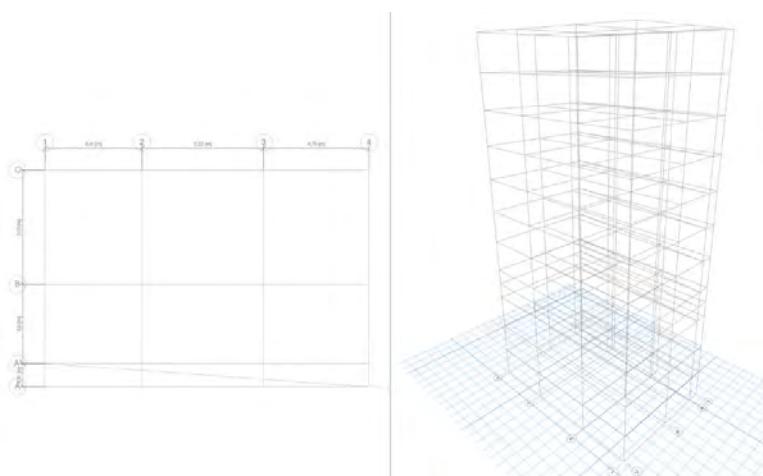


### 5.3.2. Modelado desarrollado en ETABS

#### Creación de Grillas

Con base en los planos estructurales del expediente técnico, se midieron las dimensiones de la estructura, las cuales fueron ingresadas y modeladas en ETABS 2021. (Versión Educativa).

**Figura 19**  
*Sistema de Grillas de Edificación*



**Figura 20**  
*Altura de Entrepiso de Edificación*

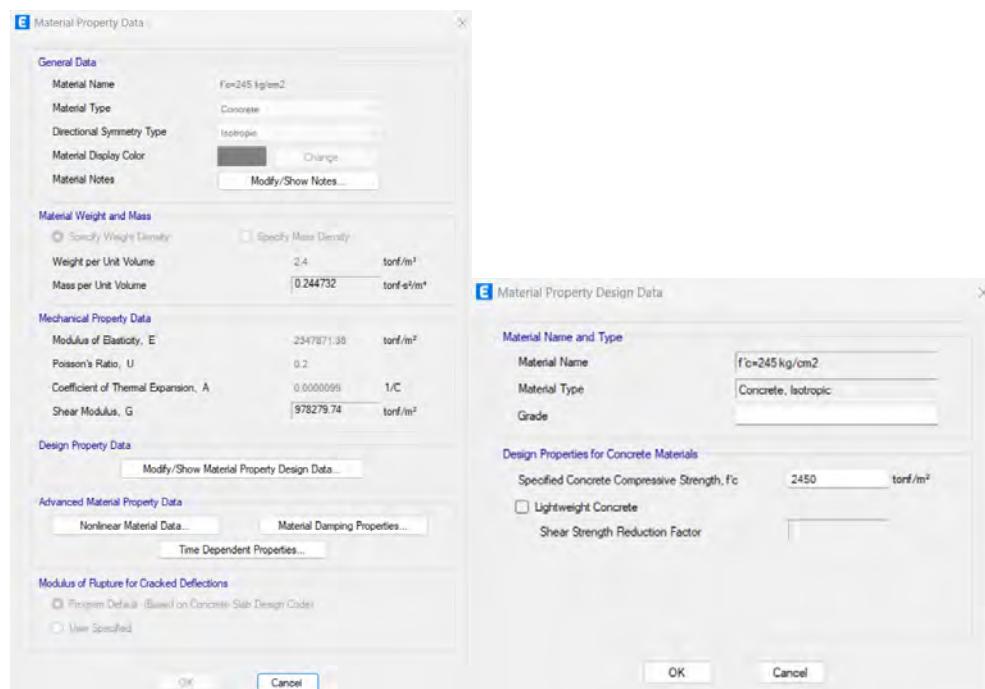
Note: Right Click on Grid for Options

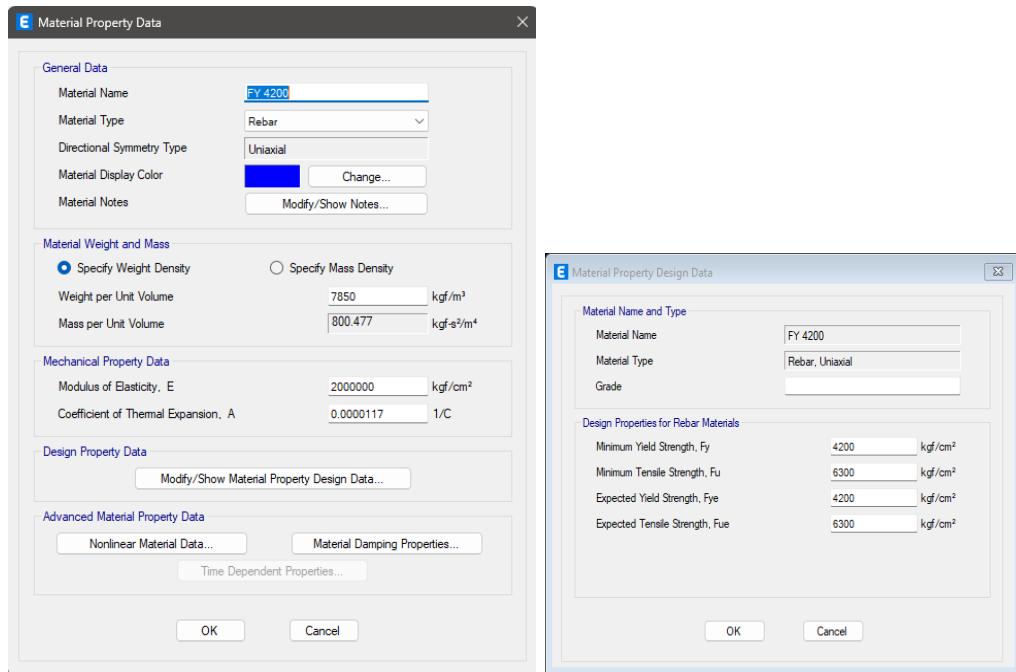
	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
►	Piso 11	2.7	30	No	None	No	0	Cyan
	Piso 10	2.7	27.3	No	None	No	0	Cyan
	Piso 9	2.7	24.6	No	None	No	0	Cyan
	Piso 8	2.7	21.9	No	None	No	0	Cyan
	Piso 7	2.7	19.2	No	None	No	0	Cyan
	Piso 6	2.7	16.5	No	None	No	0	Cyan
	Piso 5	2.7	13.8	No	None	No	0	Cyan
	Piso 4	2.7	11.1	No	None	No	0	Cyan
	Piso 3	2.7	8.4	No	None	No	0	Cyan
	Piso 2	2.7	5.7	No	None	No	0	Cyan
	Piso 1	3	3	No	None	No	0	Cyan
	Base		0					

### Definición de materiales de concreto y acero

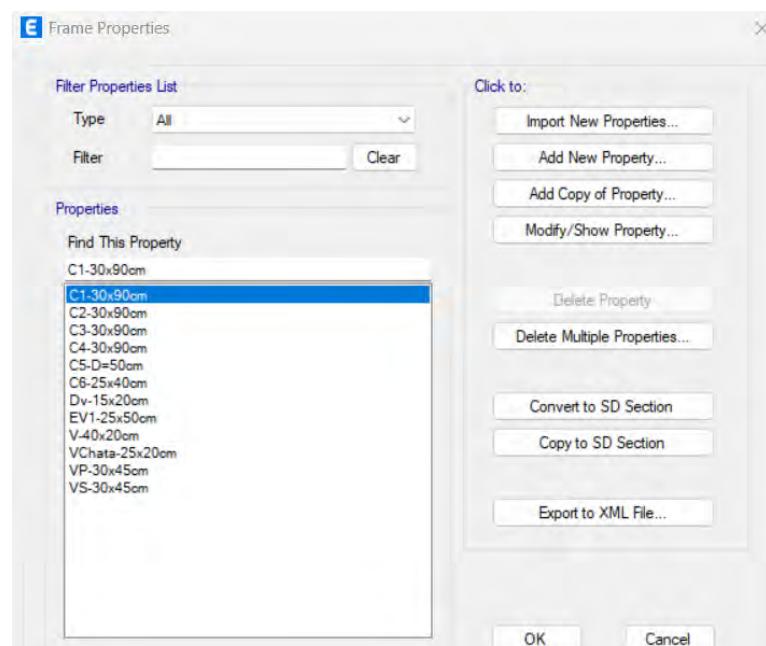
En el software ETABS 2021, se definieron los materiales estructurales utilizados, incluyendo el concreto con una capacidad a la compresión  $f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$  y el acero corrugado grado 60 con límite de fluencia  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . A partir de ello, se consideraron las siguientes propiedades correspondientes a cada material:

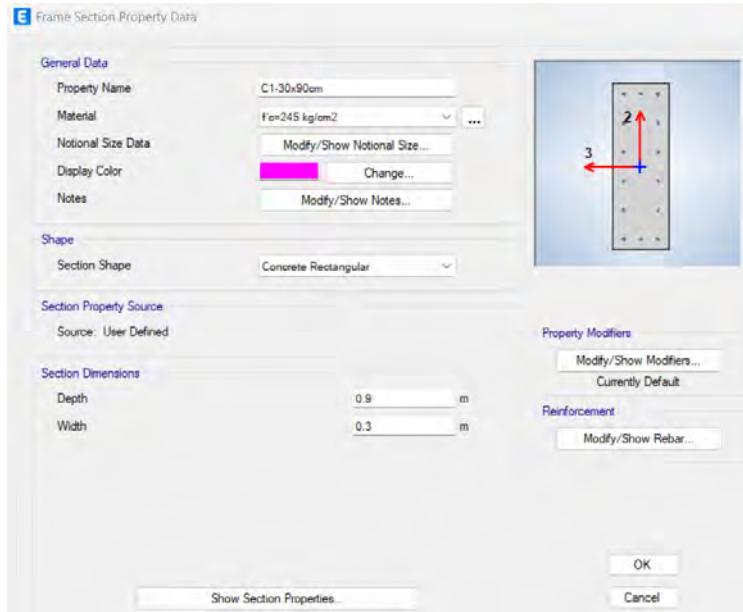
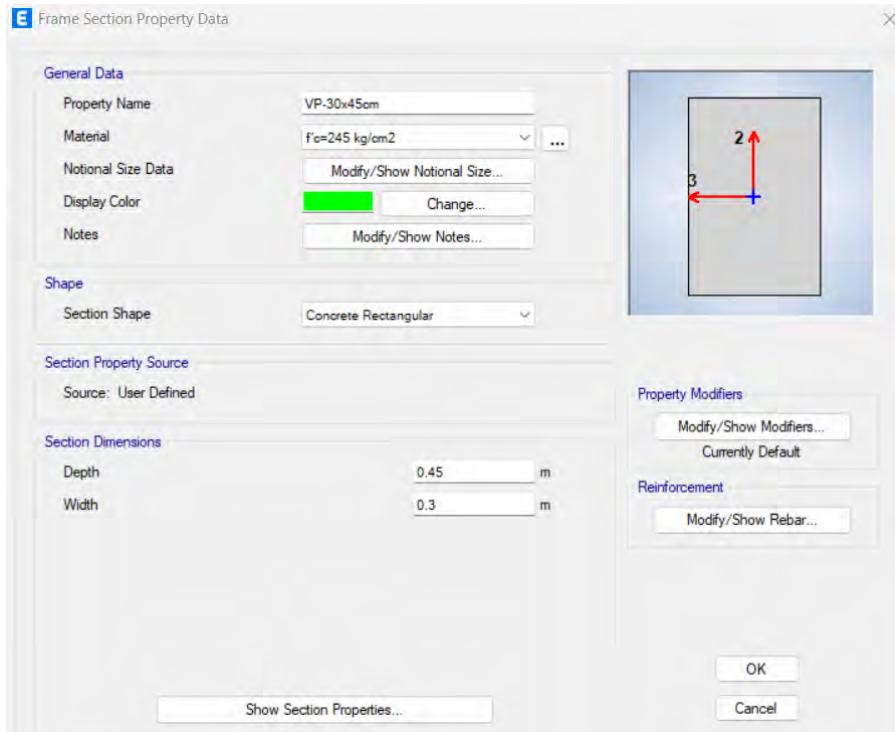
**Figura 21**  
*Definición de Material de Concreto  $f'_c=245 \text{ kgf/cm}^2$*



**Figura 22***Definición de Material de acero de Refuerzo  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$* **Definición de secciones tipo FRAME**

Los soportes horizontales (vigas) y verticales (columnas), considerados elementos tipo frame, fueron definidos mediante un pre dimensionamiento inicial en base a recomendaciones, con el fin de establecer secciones adecuadas que cumplan con los requisitos estructurales de la edificación:

**Figura 23***Definición de Elementos Frame - Vigas y Columnas*

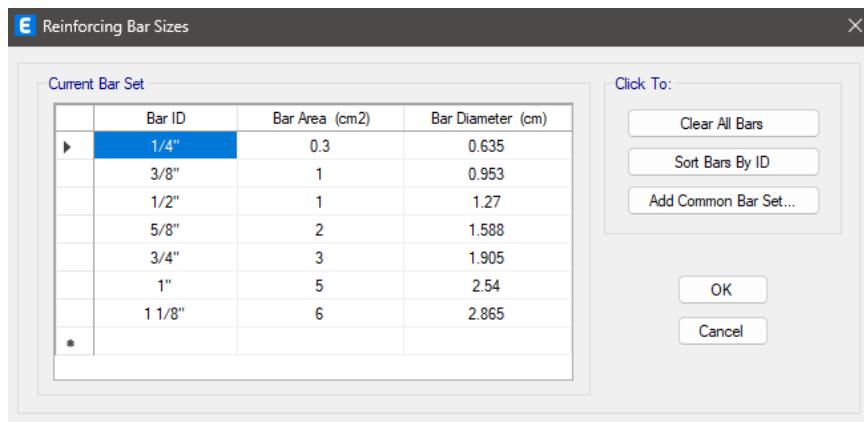
**Figura 24***Definición de Columna de 30x90 cm***Figura 25***Definición de Viga de 0.30x0.45 m*

Para establecer el peso de las secciones además de contar que la configuración y dimensionamiento de los elementos estructurales es el correcto, se tomaron en cuenta los valores proporcionados por la compañía siderúrgica Aceros Arequipa S.A, estos datos son cargados directamente en el software de análisis:

Estos datos serán ingresados en el software ETABS con el propósito de disponer de un banco de datos correspondiente a las Secciones transversales de las varillas de refuerzo.

**Figura 26**

*Definición de Áreas de Acero en Programa ETABS*



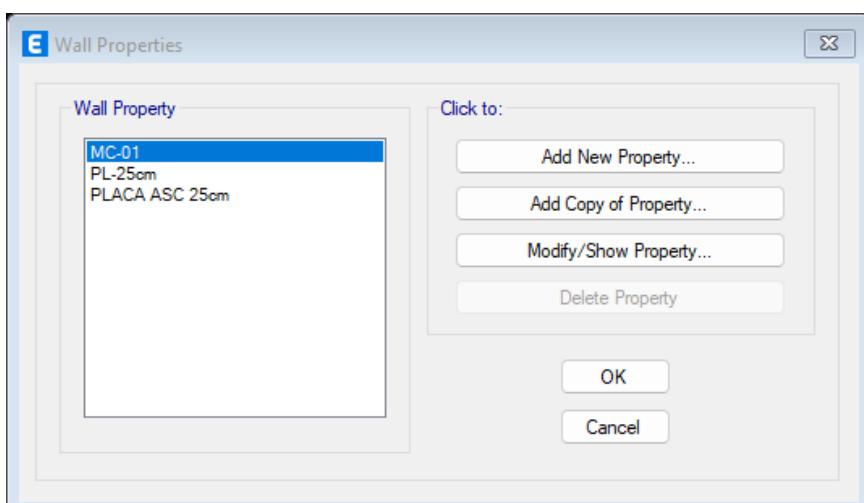
Las armaduras de refuerzo presentan secciones de acero que corresponden a dimensiones comerciales estandarizadas, las cuales no necesariamente coinciden con los valores nominales. Esto se confirma en el documento técnico proporcionada por Aceros Arequipa S.A., donde además se emplea la nomenclatura americana para identificar los diferentes tipos de barras.

### Definición de secciones tipo WALL

Para la realización del análisis lineal, se utilizaron elementos de tipo Wall que simbolizan los muros de corte a lo largo de la edificación:

**Figura 27**

*Configuración de Secciones Tipo Wall para Muros de Corte*

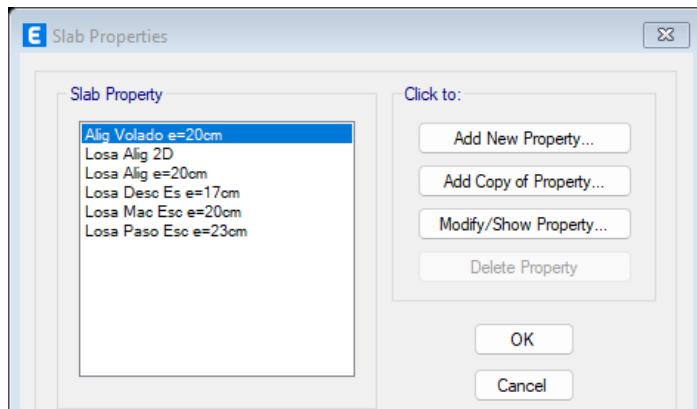


## Configuración de secciones de losas aligeradas, macizas

Para el análisis estático y pseudo dinámico modal espectral de la edificación es necesario contar con la configuración de las secciones de losa pre dimensionada.

**Figura 28**

*Configuración de Secciones de losas Aligeradas y Macizas.*



El Programa ETABS opera mediante la asignación de sistemas de coordenadas locales y globales, en donde la dirección X se asocia con el eje local 1 y la dirección Y con el eje local 2. Para la situación de losas aligeradas bidireccionales, es necesario definir la separación entre viguetas en ambas direcciones.

Una vez distribuidas todas las losas de entrepiso, se procede con la simulación computacional correspondiente. Las viguetas se representan mediante líneas blancas delgadas, a diferencia de las losas macizas que no presentan dicho patrón de distribución.

**Figura 29**

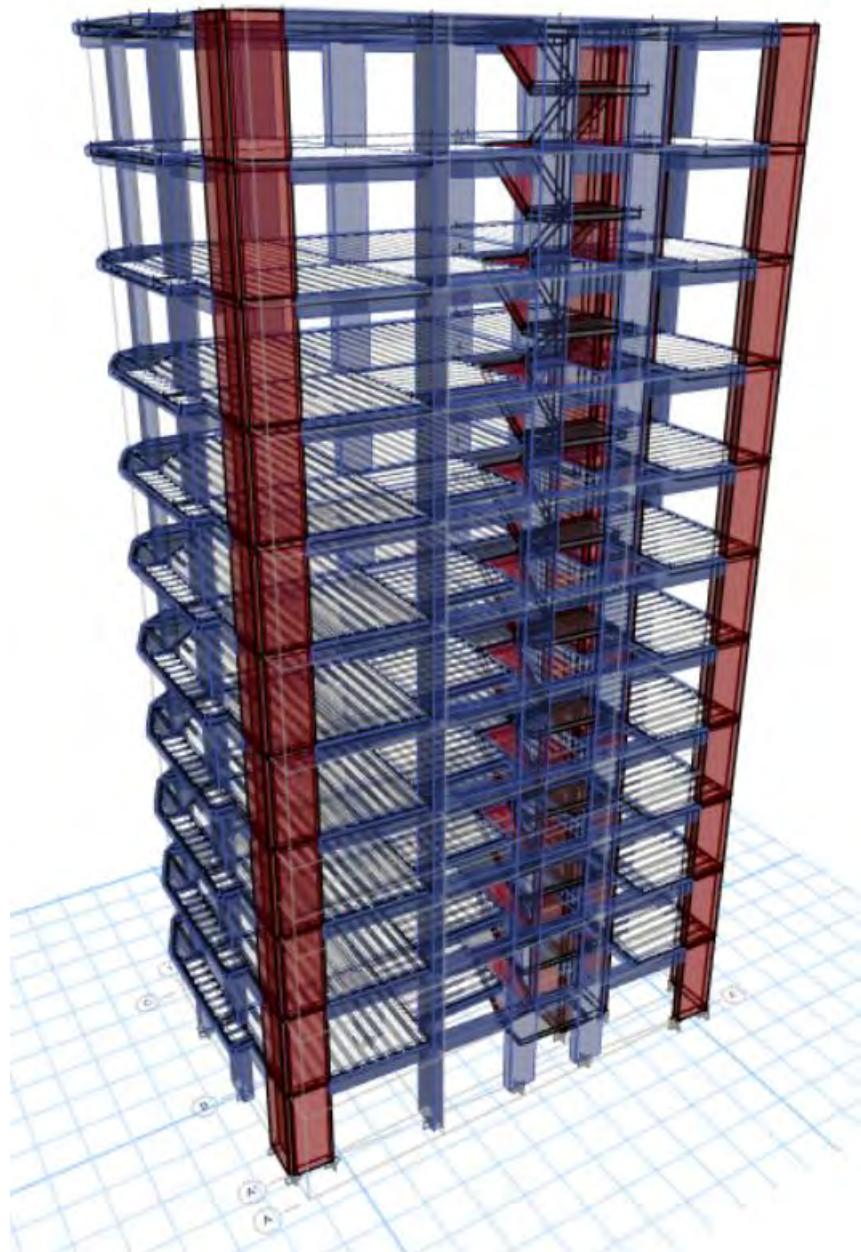
*Simulación computacional en Planta de las Losas de Entrepiso*



Definidas todas las secciones intervenientes en la edificación se procede a realizar una proyección al detalle del modelado 3D considerando todos los elementos estructurales.

**Figura 30**

*Modelo de Edificación 3D*



### **Determinación de PIERS**

Con el fin de realizar el análisis lineal de la Línea de Vida, se inicia con la identificación del sistema estructural, el cual se establece según el porcentaje de cortante que es resistido por los elementos verticales en cada dirección del análisis. En este contexto, uno de los criterios fundamentales para realizar dicho análisis es la caracterización del sistema estructural. Por ello, es necesario asignar la condición 'Pier' a cada muro de

corte dentro del modelo. Esta determinación sirve como una etiqueta que permite identificar y cuantificar la resistencia de estos elementos. La asignación de los 'piers' se realiza individualmente para cada muro de corte según su ubicación y función dentro del sistema estructural:

**Figura 31**

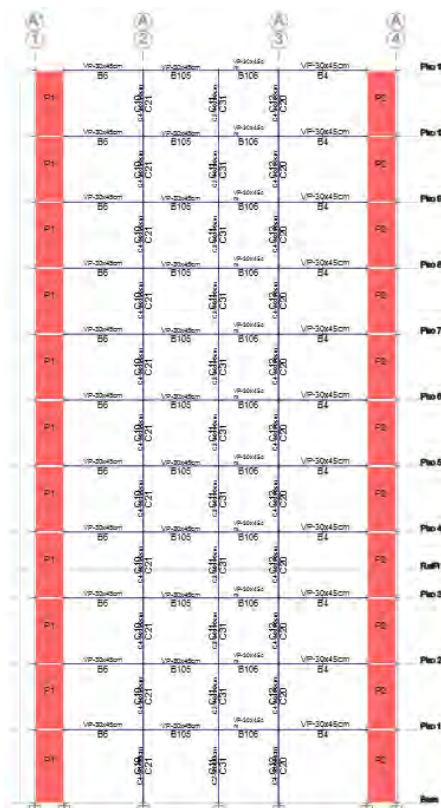
Asignación de Piers para Muros Estructurales y columnas



Esta asignación debe realizarse obligatoriamente también como un método para verificar la cantidad de cortante asume los elementos verticales.

**Figura 32**

Piers definidos por cada Muro de Corte

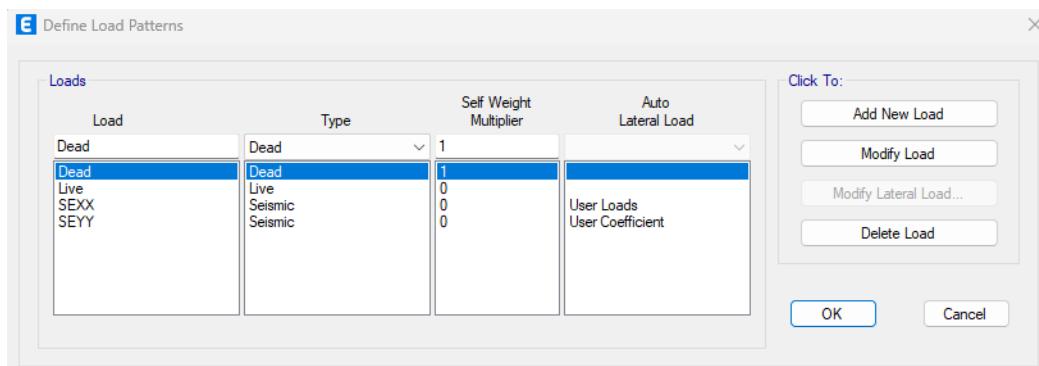


## Establecimiento de patrones de carga

Los patrones de carga son aquellos tipos de cargas que formaran parte del análisis estático y dinámico de la edificación, por lo tanto, se diferencian en esta sección del programa las cargas muertas correspondientes a la tabiquería, acabados y otros de naturaleza constante en la estructura, las cargas vivas o las cargas de uso de los ambientes de la edificación, las cargas vivas de techo y otros necesarios para lograr que el modelamiento tenga los criterios necesarios para representar el comportamiento real.

**Figura 33**

### Establecimiento de esquemas de Carga



## Evaluación de cargas gravitacionales

El análisis del edificio exige un análisis de todas las cargas de uso (vivas) y estructurales (muertas) contempladas en la construcción. Estas se dividen en cargas Concentradas, Lineales y superficiales. De estos, las cargas concentradas son las que mayor peso presentan, como las cargas sobre puntos de apoyo de estructuras metálicas o similares. Para el caso de las vigas, en este documento se calcularon como si fuesen en metros cuadrados, dependiendo su uso del ambiente y los muros de ladrillo adosados a las vigas. Estos valores derivan de un metrado de cargas según la norma E.020.

### a) Cargas distribuidas

#### Tabiquería de elementos de albañilería

La estimación de las cargas repartidas generadas por los tabiques de albañilería se efectúa considerando el tipo de aparejo utilizado, la naturaleza de los elementos de albañilería y la altura de los muros. Para los tabiques ubicados sobre las losas de entrepiso, se consideran cargas vivas, conforme a lo establecido por la Norma Técnica E.020. En el caso de tabiques de altura total, se adopta una carga distribuida de 100 kgf/m<sup>2</sup>, mientras que para tabiques de altura media se emplea un valor de 50 kgf/m<sup>2</sup>.

El procedimiento inicial para obtener la carga generada por la tabiquería consiste en seleccionar el tipo de unidad de albañilería. En este caso, el edificio presenta un solo tipo:

- Unidades huecas o tubulares, cuyo peso estimado es de 14 kg / (m<sup>2</sup> x cm).

**Figura 34**

*Unidades de Albañilería en Edificación*



Una vez seleccionada la unidad de albañilería, se procede a determinar la carga del tabique considerando su altura y espesor. Estos valores se multiplican por el peso específico correspondiente al tipo de ladrillo elegido, con el fin de obtener la carga distribuida por metro lineal.

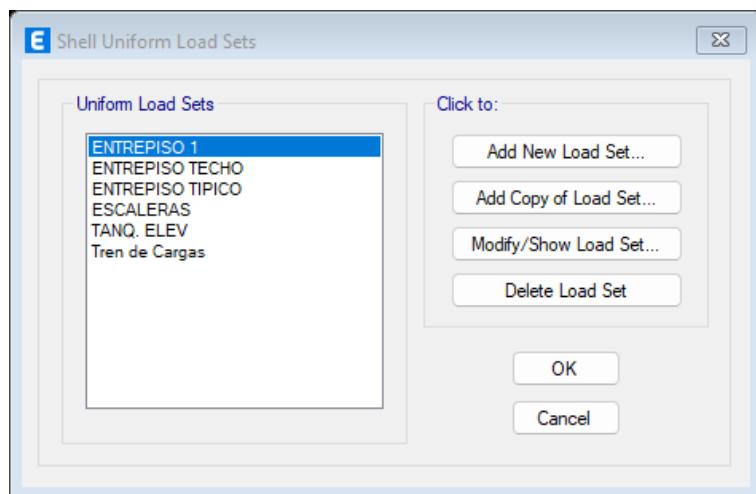
#### b) Cargas superficiales

En los casos en que la tabiquería no se apoya directamente sobre las vigas, sino sobre las losas, se asignaron cargas muertas distribuidas sobre estas últimas. Para el cálculo del peso de la tabiquería, se consideró lo establecido en el Artículo 6.3 “Tabiquería Móvil” de la Norma E.020 del RNE, el cual indica que la masa de los elementos divisorios móviles debe ser incluido como una carga viva equivalente uniformemente distribuida por metro cuadrado. Adicionalmente, se consideraron tanto las cargas vivas, determinadas en función del uso específico de cada ambiente, como las cargas muertas, que dependen del tipo de acabado colocado sobre la losa.

**Tabla 41***Cargas Distribuidas por Uso. Norma E.020 del RNE*

<b>CARGAS MUERTAS UNITARIAS POR METRO CUADRADO</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Carga</b>	<b>Unidad</b>	
Falso piso de cemento	120.00	kg/m2	
Piso de cemento pulido	120.00	kg/m2	
Piso de porcelanato antideslizante	120.00	kg/m2	
Piso terminado $e = 0.05$ m	100.00	kg/m2	
<b>CARGAS VIVAS UNITARIAS POR METRO CUADRADO</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Carga</b>	<b>Unidad</b>	
Almacenaje y servicios	500.00	kg/m2	
Aulas	250.00	kg/m2	
Corredores y escaleras	400.00	kg/m2	
Laboratorios	300.00	kg/m2	
Lugares de Asamblea con asientos fijos	300.00	kg/m2	
Lugares de Asamblea con asientos móviles	400.00	kg/m2	
Oficinas	250.00	kg/m2	
Restaurantes	400.00	kg/m2	
Salas de almacenaje con estantes fijos - bibliotecas	750.00	kg/m2	
Salas de archivo	500.00	kg/m2	
Salas de computación	250.00	kg/m2	
Salas de lectura - Bibliotecas	300.00	kg/m2	
Talleres	350.00	kg/m2	
Banos - Igual a la carga del resto de área/ sin que sea mayor que 300	300.00	kg/m2	
Techos	100.00	kg/m2	

En el programa de modelado o software de análisis y diseño se procedió a la creación de cargas distribuidas típicas según el uso de ambiente y otras características de la edificación.

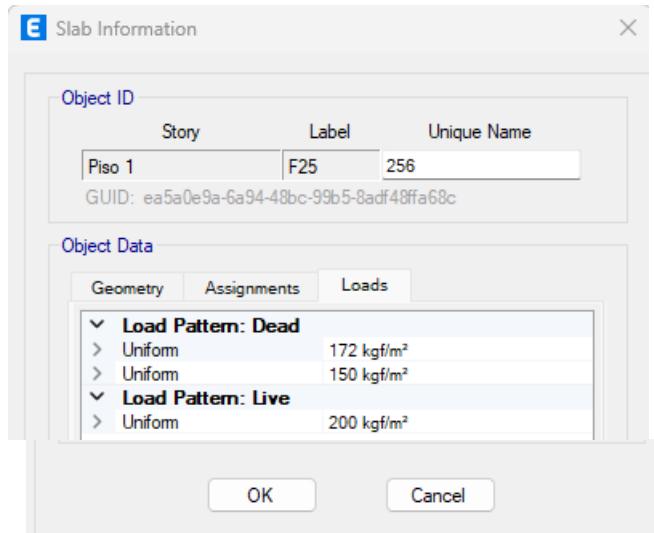
**Figura 35***Definición de Cargas Uniformes en Losas*

En el primer caso, correspondiente al primer nivel de la edificación se tiene una carga uniformemente distribuida se tiene en consideración un peso de 100 kg/m<sup>2</sup> como

acabado de piso, un peso de ladrillo de 72 Kg/m<sup>2</sup>, una sobrecarga permanente de 150 kg/m<sup>2</sup> que representa a la tabiquería distribuida en la sección de la losa, por último, una carga viva de 200 kg/m<sup>2</sup> para el uso de vivienda en la edificación. De manera similar se tiene la definición para el tramo típico que representa desde el segundo al noveno nivel, y por último la definición de la carga de techo.

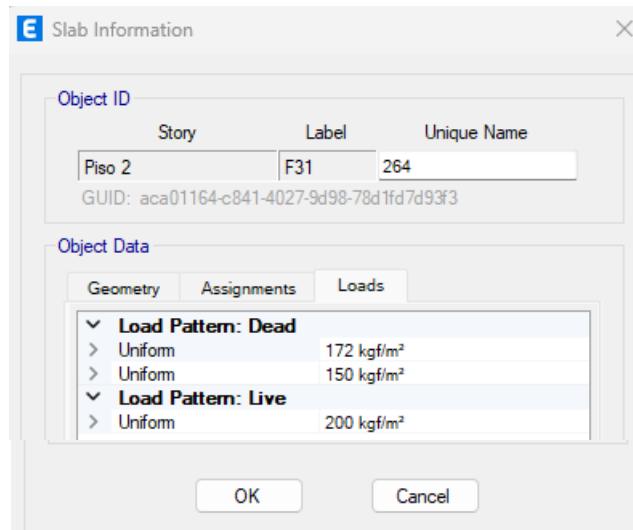
**Figura 36**

*Carga Uniforme en Losa de Primer Nivel*

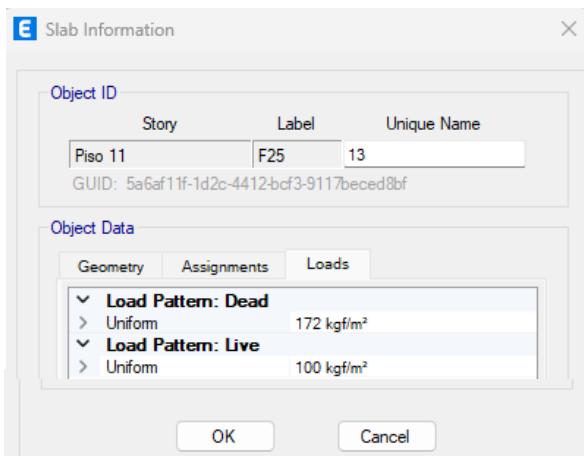


**Figura 37**

*Carga Uniforme en Losa de Nivel Típico*



**Figura 38**  
*Carga Uniforme en Losa de Techo*

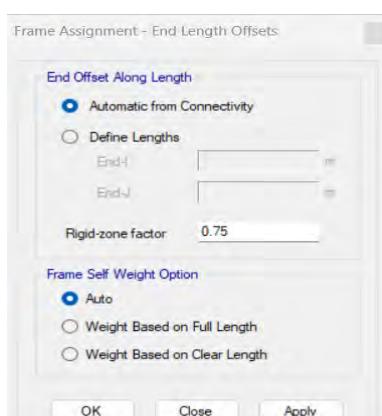


### Asignación de brazos rígidos

Se asume que las intersecciones entre columnas y vigas (elementos tipo marco) presentan uniones rígidas, con el objetivo de desarrollar un modelo estructural más representativo del comportamiento real. La asignación de brazos rígidos permite una correcta definición de las etiquetas plásticas, así como la identificación de las zonas donde los elementos estructurales no satisfacen los criterios de diseño o presentan desarrollo de zonas plásticas.

Esta situación se define para asegurar que la estructura posea un proceso de colapso, donde el fallo se origina en las vigas y se extiende hacia las columnas. Esto previene que el inmueble se derrumbe demasiado rápido o se derrumbe debido a un suelo débil. Según los indicadores de la Norma Internacional ACI 318 y el instructivo De uso del software ETABS, el valor de 0.75 constituye el 50 % de la dimensión efectiva en altura de la sección relacionada.

**Figura 39**  
*Asignación de Brazos Rígidos*

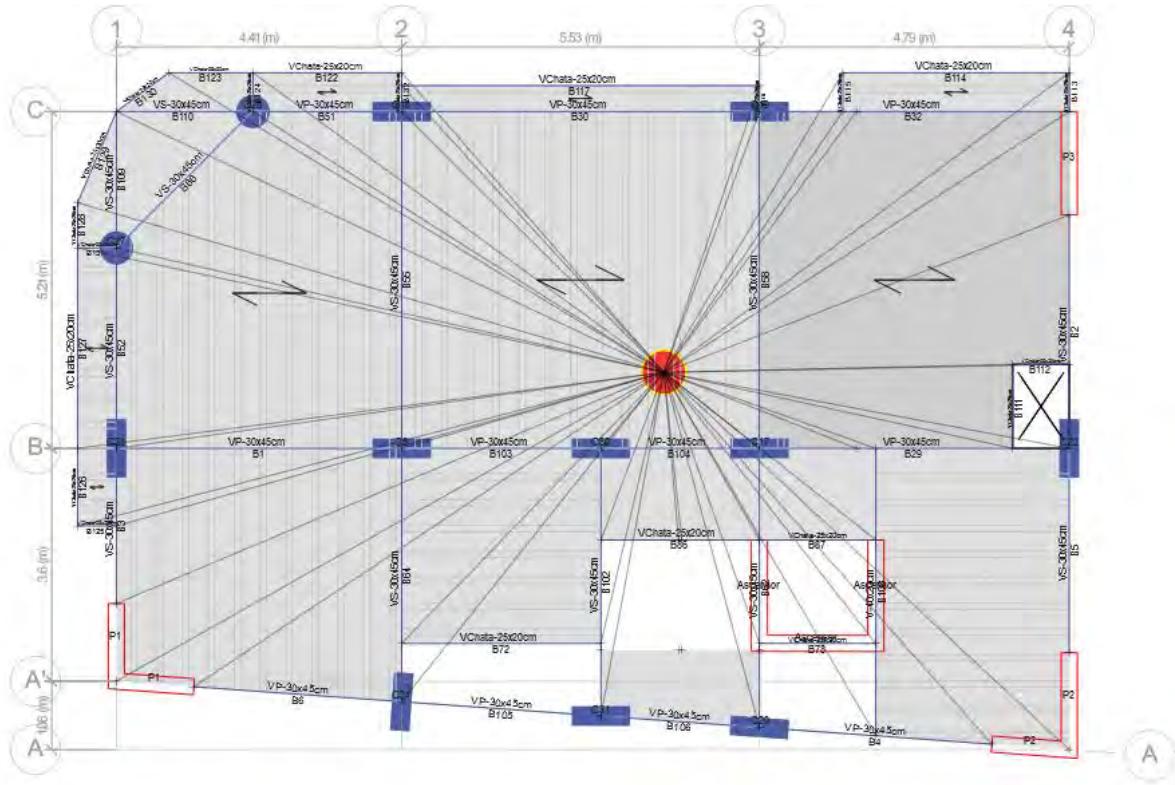


## Diafragmas rígidos

Se considera que la estructura está conformada por elementos adecuadamente conectados a las losas de entrepiso, lo que garantiza desplazamientos uniformes en toda la edificación. Debido a que los centros de rigidez y de masa varían entre niveles, se procedió a asignar diferentes diafragmas para representar adecuadamente el comportamiento estructural en cada piso.

**Figura 40**

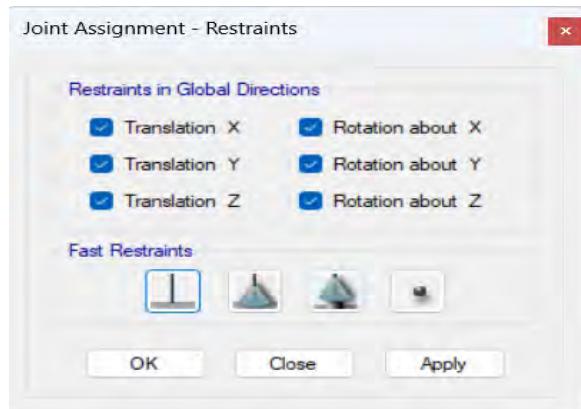
### Asignación de Diafragmas Rígidos



## Empotramientos en la base

El nivel de base se considera empotrado, es decir, con cero grados de libertad, debido a que la edificación dispone de elementos estructurales verticales que se extienden directamente desde la cimentación. Estos elementos están adecuadamente integrados a una cimentación del tipo losa o placa, lo cual se representa en el software mediante la configuración correspondiente.

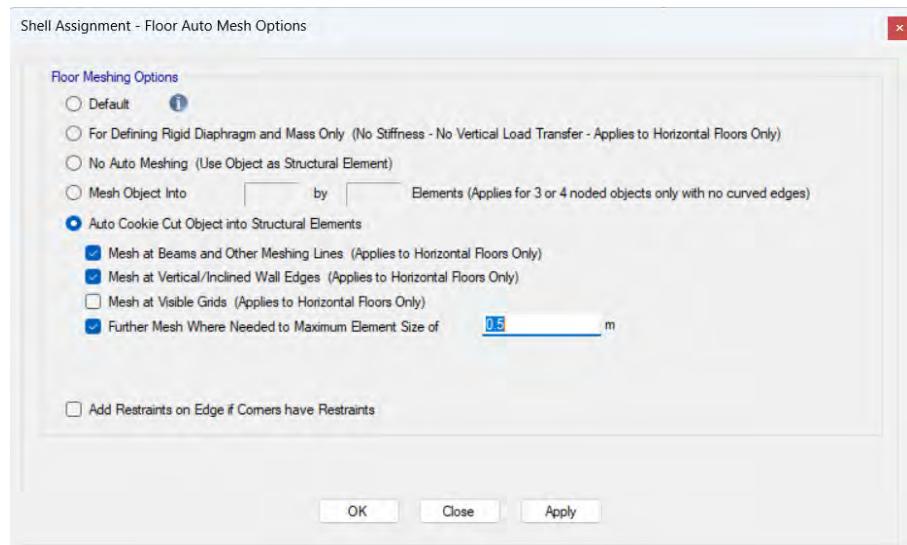
**Figura 41**  
*Asignación de Empotramientos en la Base*



### División interior o MESH en losas

Debido a que el software ETABS se basa en un sistema de cálculo matricial, esencial para el análisis por el método de elementos finitos, las losas deben dividirse con el fin de lograr una distribución uniforme de cargas y garantizar una mayor precisión en la orientación de los elementos. Las matrices generadas dependen del número de nodos o puntos de análisis definidos. En este caso particular, dado que las losas fueron subdivididas en áreas de 0,25 m<sup>2</sup> se estableció su discretización bajo dicha configuración.

**Figura 42**  
*Asignación de Mesh en Losas*



### 5.3.3. Análisis modalpectral

De acuerdo con lo establecido en la Norma E.030, se llevó a cabo un análisis dinámicopectral del edificio, el cual presenta once niveles. No obstante, inicialmente

se efectuó un análisis sísmico estático con el objetivo de determinar el valor mínimo de la fuerza de corte basal. Este valor fue posteriormente incrementado en el análisis dinámico, a fin de obtener los máximos momentos flectores y las fuerzas cortantes en los distintos elementos estructurales. Estos resultados sirvieron como base para verificar la adecuación de las dimensiones de dichos elementos. En consecuencia, en esta sección se detallan los parámetros requeridos para desarrollar este análisis conforme a la normativa vigente.

### Espectro de respuesta

Con el propósito de determinar las fuerzas cortantes en los elementos estructurales verticales y definir el sistema resistente de la edificación, se parte del supuesto de que la estructura presenta una configuración regular. En este contexto, se emplea un coeficiente de reducción basal acorde al tipo de sistema estructural adoptado.

$$\begin{aligned} Z &= 0.25 & (\text{Zona 2 - Cusco}) \\ U &= 1.00 & (\text{Categoria C - Vivienda}) \\ S &= 1.40 & (\text{Suelo blando}) \\ T_p &= 1.0 \text{ seg} & T_L = 1.60 \text{ seg} \end{aligned}$$

De acuerdo con el Artículo 14 de la Norma Técnica Peruana E.030, y considerando los criterios característicos del sitio,  $T_p$  y  $T_s$ , se generan los espectros de respuesta para ambas direcciones principales. Estos espectros se determinan a partir de coeficientes de amplificación sísmica ( $C$ ), los cuales se obtienen aplicando las ecuaciones establecidas en función de las propiedades geotécnicas del terreno.

$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T} \\ T > T_L & \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \end{aligned}$$

Asimismo, se considerará lo establecido en el Artículo 29.2 de la Norma E.030 del RNE, el cual refiere que, para duraciones reducidas donde  $T < 0.2 \cdot T_p$ , se deberá emplear una forma específica del espectro de diseño, correspondiente a ese intervalo de periodos, lo que implica una amplificación reducida de las aceleraciones espectrales.:

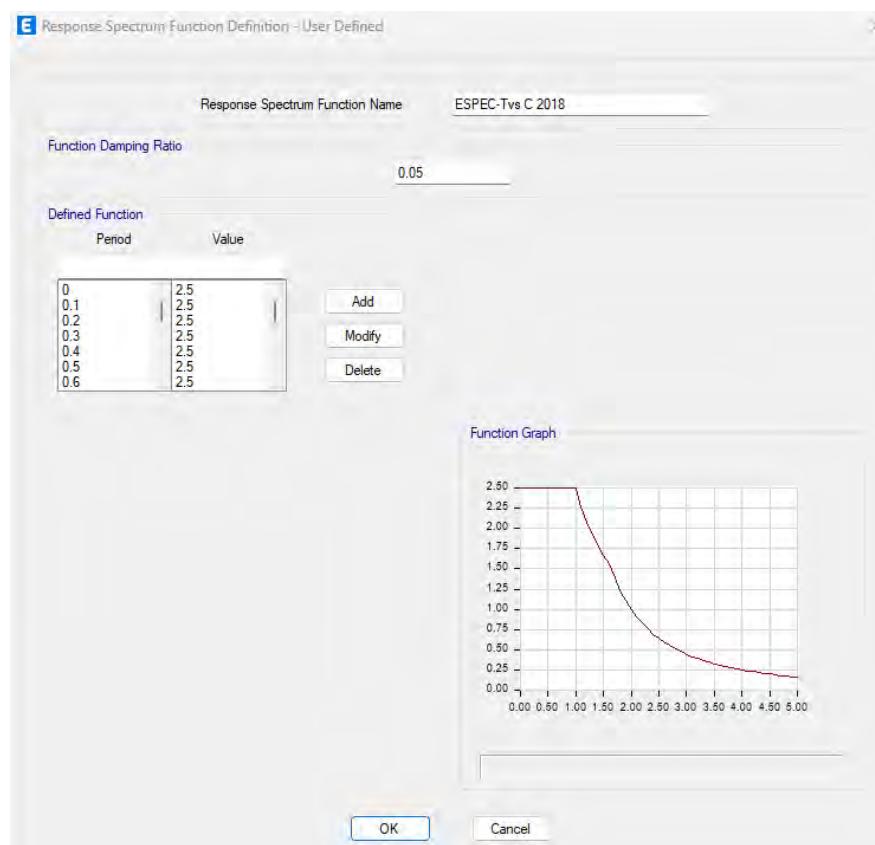
$$T < 0.2 \cdot T_p \quad C = 1 + 7.5 \cdot \frac{T}{T_p}$$

En caso de que la edificación presente irregularidades, se adopta un sistema estructural dual, asignándole un coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas ( $R_0$ ) igual a 7 asumiendo inicialmente que la estructura es regular. Esta consideración se fundamenta en lo indicado en el Artículo 22 de la Norma E.030 del RNE, el cual establece los valores y criterios para la determinación del coeficiente  $R_0$  según el tipo y comportamiento del sistema estructural.

$$R = R_0 \cdot I_p \cdot I_a \quad \text{Se asume: } R_0 = 7 \quad I_p = 1 \quad I_a = 1$$

**Figura 43**

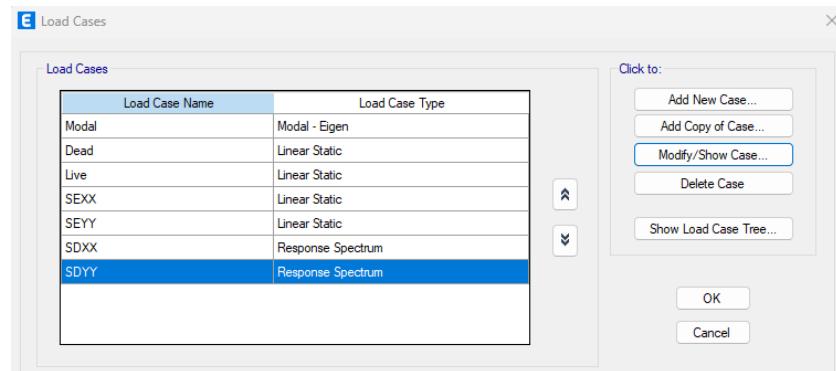
*Espectro de Respuesta para X y Y, con Valor de R = 7*



### Casos de carga

La definición de patrones de carga se realiza a través de funciones lineales, en el cual se definen los casos de carga en ambas direcciones del análisis.

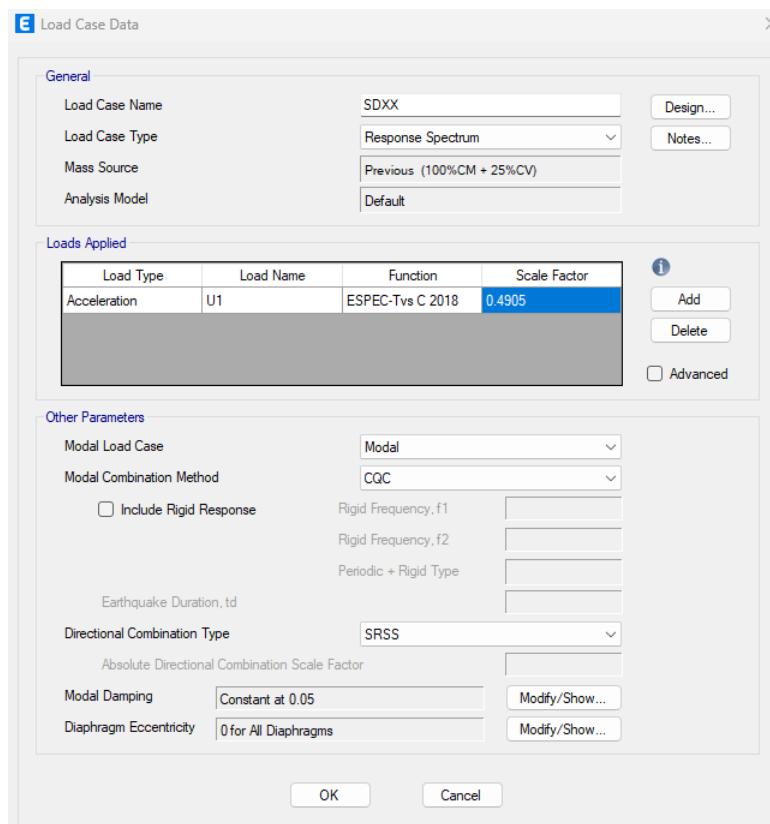
**Figura 44**  
*Definición de Casos de Carga*



De acuerdo con el Artículo 29.2.1 de la Norma E.030 del RNE, se utilizará para cada una de las direcciones un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones:

$$Sa = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} * g$$

**Figura 45**  
*Establecimiento de Espectro de Respuesta en Dirección X-X*



Para lograr alcanzar las respuestas máximas posibles de la estructura frente a solicitudes sísmicas, se utilizó la combinación direccional mediante la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS). En cuanto a la combinación modal, se aplicó el método de

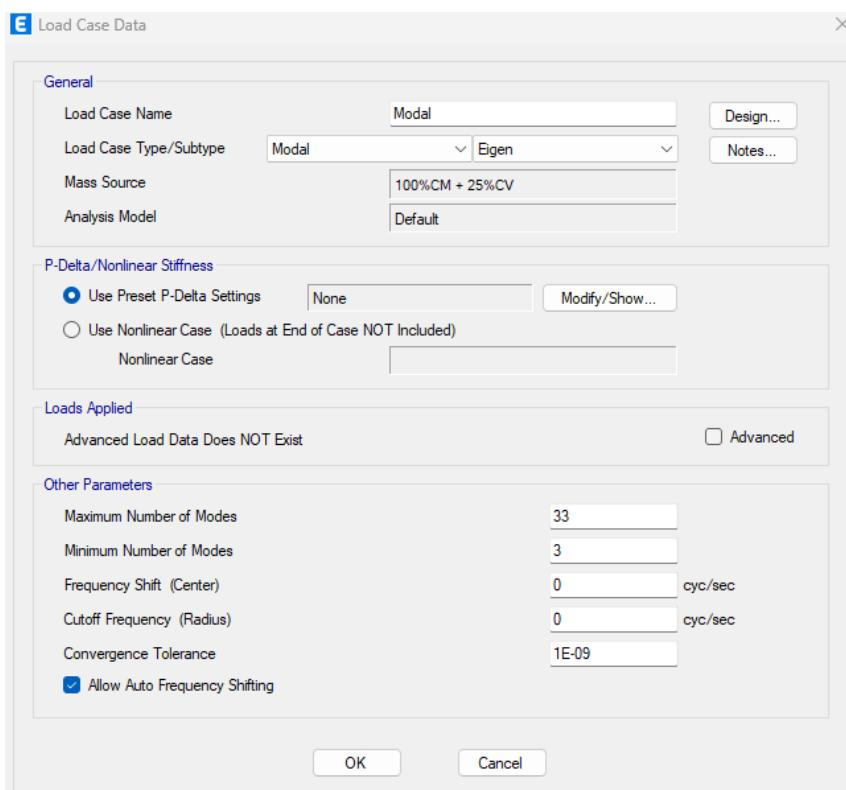
combinación cuadrática completa (CQC). Además, se consideró una excentricidad accidental del 5% (0.05), conforme a lo establecido en la Norma Técnica Peruana E.030.

### Modos de vibración

De acuerdo con lo estipulado en la Norma E.030, cada nivel de la estructura debe disponer de al menos 3 grados de libertad. Asimismo, en cada eje considerado en el análisis, se debe asegurar una participación mínima del 90% de la masa total. En el caso de la edificación analizada, se consideraron un total de 33 modos de vibración, lo cual corresponde a tres modos por nivel estructural.

**Figura 46**

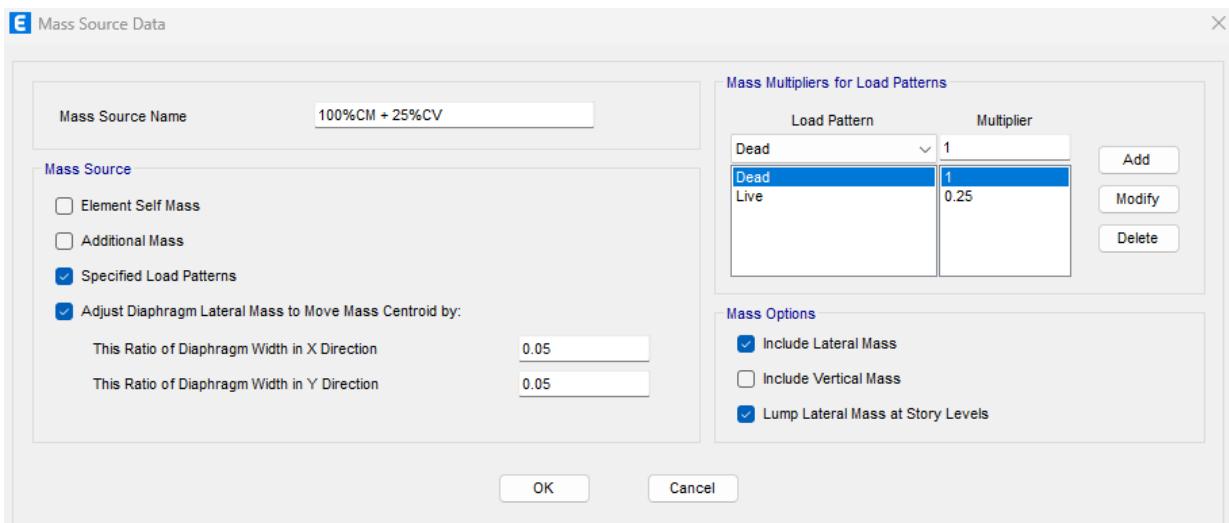
#### *Identificación de Modos de Vibración Estructural*



### Masa o peso de edificación

Se tomaron en cuenta los valores de carga establecidos en el Artículo 26 de la Norma E.030, el cual indica que, para edificaciones clasificadas en la categoría C, se debe considerar únicamente el 25% de la carga viva. De igual forma, para azoteas y techos, se adopta usualmente este mismo porcentaje de carga viva.

**Figura 47**  
*Definición de Masa o Peso de Edificación*



## 6. CAPÍTULO VI RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

### 6.1. Clasificación de suelos

Luego de haber realizado los ensayos que corresponden a la caracterización de los suelos se obtiene la siguiente clasificación SUCS de los puntos realizadas:

Para el punto C-01 ubicada en los Nogales, se clasificó como un suelo CH Arcilla inorgánica de alta Plasticidad (SUCS)

Datos para la clasificación

De la granulometría

% de gruesos= 27.98%

% de finos= 72.02% Retenido en malla N° 200= 27.98%

% de grava= 0.00% Retenido en malla N° 4= 0.00%

% de arena= 27.98%

% de la fracción gruesa retenida en la malla N° 4= 0.00% (Grava)

% de la fracción gruesa pasa la malla N° 4= 100.00% (Arena)

De los límites de consistencia

LL= 52.52%

LP= 13.76%

IP= 38.76%

Para el punto C-02 ubicada en Tupac Amaru, se clasificó como un suelo SC-SM Arena Limo Arcillosa de baja plasticidad (SUCS).

Datos para la clasificación

De la granulometría

% de gruesos= 56.31%

% de finos= 43.69% Retenido en malla N° 200 = 56.31%

% de grava= 1.57% Retenido en malla N° 4 = 1.57%

% de arena= 54.75%

% de la fracción gruesa retenida en la malla N° 4 = 2.78% (Grava)

% de la fracción gruesa pasa la malla N° 4 = 97.22% (Arena)

De los límites de consistencia

LL= 21.58%

LP= 16.97%

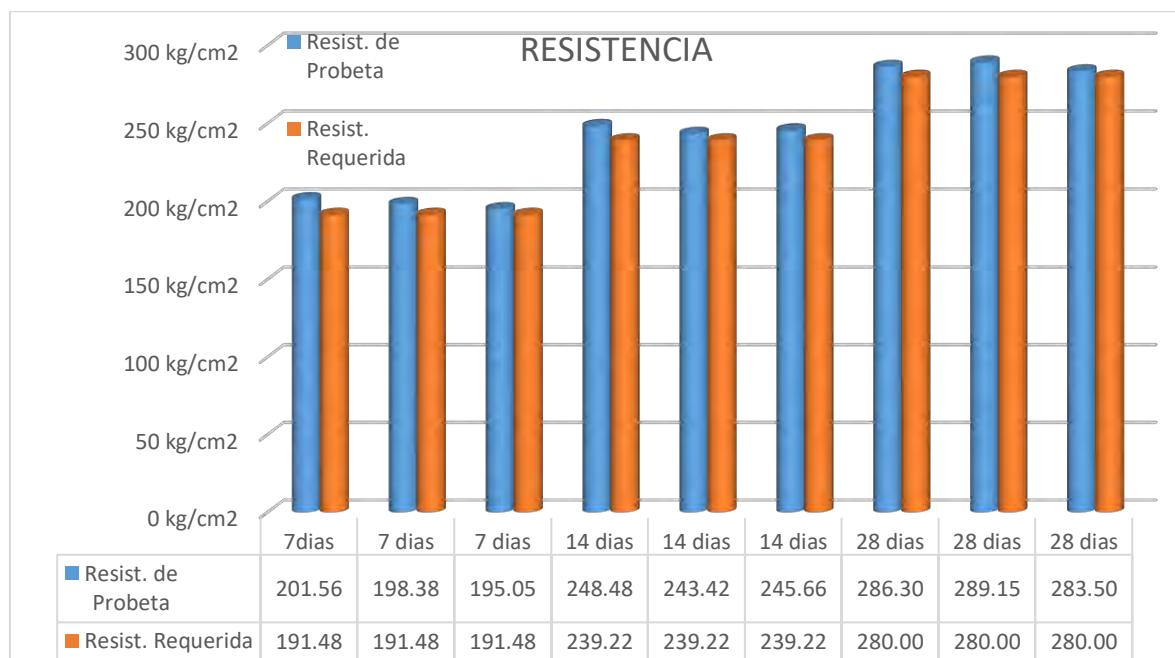
IP= 4.61%

## 6.2. Resistencia del concreto

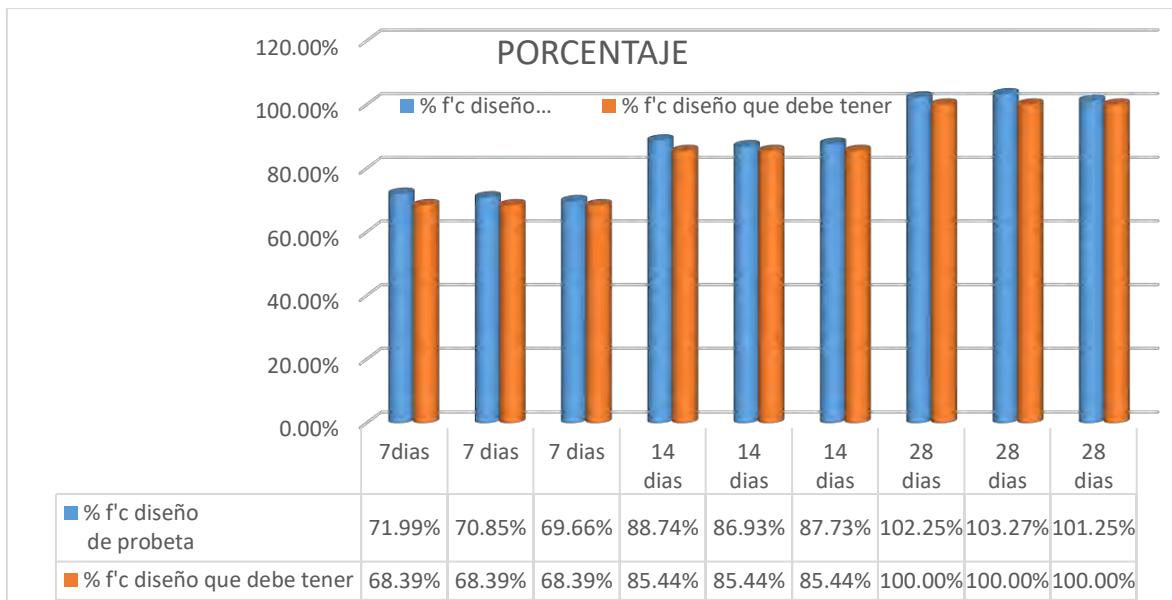
Luego de haber realizado la caracterización de los agregados y componentes del concreto se determinó la dosificación y proporción necesaria de cada uno de los componentes, posteriormente a fin de comprobar los resultados teóricos con los experimentales en cuanto al concreto, se realizó la prueba de rotura de briquetas donde se determinó las siguientes resistencias:

**Figura 48**

*Resistencia a Compresión del Concreto*



Se determina entonces que a los 28 días el concreto dosificado y analizado con los agregados obtiene una resistencia máxima de 283.50 kg/cm<sup>2</sup> superando el requerido de 280 kg/cm<sup>2</sup> para la propuesta de diseño de los pilotes. También se saca la proporcionalidad de cada uno de estos resultados donde se muestra que a los 7 días en promedio se superó el 70.83%, a los 14 días se alcanza una proporción del 87.80% de la resistencia requerida, por último, a los 28 días la proporción asciende a un total de 102.25% cumpliendo con lo estandarizado en normativa nacional para aceptar los resultados del diseño de mezclas realizados en el presente estudio.

**Figura 49***Proporción de Resistencia a Compresión del Concreto*

### 6.3. Análisis Estructural según norma E.030

#### Determinación del sistema estructural

Para definir el sistema estructural, es indispensable obtener las fuerzas de corte generadas por las columnas y placas previamente definidas. Posteriormente, se debe determinar el porcentaje de contribución de corte de cada uno de estos elementos y realizar su distribución de acuerdo con lo estipulado en el Artículo 16.1 de la Norma E.030 del RNE. Seguidamente, se muestran las fuerzas de corte en la base, obtenidas a partir del análisis de los pórticos y muros estructurales en cada dirección considerada.

**Figura 50***Configuración estructural en Dirección X-X y Dirección Y-Y*

SISTEMA ESTRUCTURAL EN DIRECCION X			SISTEMA ESTRUCTURAL EN DIRECCION Y		
FUERZA CORTANTE EN LA BASE			FUERZA CORTANTE EN LA BASE		
COLUMNAS	69.0578	tonf	COLUMNAS	40.2065	tonf
MUROS DE CORTE	67.4985	tonf	MUROS DE CORTE	122.775	tonf
<b>TOTAL</b>	<b>136.5563</b>	tonf	<b>TOTAL</b>	<b>162.981</b>	tonf
% DE FUERZA ASUMIDA			% DE FUERZA ASUMIDA		
COLUMNAS	50.57	%	COLUMNAS	24.67	%
MUROS DE CORTE	49.43	%	MUROS DE CORTE	75.33	%
SISTEMA ESTRUCTURAL EN DIRECCION X			SISTEMA ESTRUCTURAL EN DIRECCION Y		
DUAL			MUROS ESTRUCTURALES		
RO	7		RO	6	

En un inicio, se planteó un sistema estructural de tipo dual, asignándole un factor de reducción sísmica (R) igual a 7. No obstante, tras determinar el porcentaje de corte absorbido por los componentes verticales, específicamente placas y columnas, se

identificó que en ambas direcciones de análisis el sistema responde predominantemente mediante muros estructurales. En consecuencia, se hace necesario ajustar el espectro de respuesta sísmica utilizando un valor de R igual a 6. Esta modificación se aplicará específicamente al espectro de respuesta en la dirección de análisis Y-Y, antes de proceder con la evaluación de posibles irregularidades estructurales.

**Figura 51**  
*Espectro de Respuesta*



### 6.3.1. Análisis de irregularidades estructurales

Tras determinar la configuración estructural, se continuó con la evaluación de las posibles irregularidades, conforme a lo establecido en el Artículo 20 de la Norma Técnica Peruana E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

#### Irregularidades en altura (Ia)

##### A) Irregularidad de rigidez y rigidez extrema

Esta es una de las anomalías más notables en una edificación, en vista de que, si la construcción muestra tal irregularidad, se produce un efecto de piso blando, lo que podría provocar un desplome gradual del entrepiso durante la construcción. La

validación implica la determinación de las fuerzas de corte del entrepiso y su cotejo con el movimiento del centro de masa de la estructura. Se presenta una anomalía de rigidez - piso blando cuando, en cualquier dirección de análisis, un piso muestra una rigidez lateral que no exceda el 70% de la rigidez lateral del piso superior, o que no exceda el 80% de la rigidez lateral media de las tres plantas de altura superior.

La determinación del traslado del centro de masa se basó en la dirección de mayor influencia del análisis. Lo que implica que, para el caso de la dirección X, se consideraron exclusivamente los desplazamientos del centro de masa en dicha dirección. De manera análoga, se aplicó el mismo criterio para el análisis en la dirección Y. Asimismo, la rigidez del entrepiso fue evaluada como la relación entre la fuerza cortante aplicada y el desplazamiento relativo registrado entre niveles consecutivos.

$$K(\text{rigidez}) = \frac{\text{Fuerza cortante}}{\text{Desplazamiento}} \text{ kgf/cm}$$

Para establecer el primer criterio del análisis, es indispensable determinar los esfuerzos de corte por nivel, correspondientes a todas las direcciones de análisis estructural.

**Tabla 42***Rigidez por Piso y Dirección*

CALCULO DE RIGIDEZ POR PISO Y DIRECCION - RIGIDEZ								
NIVEL	Caso de carga	Vx (tnf)	ΔeCMi (m)	Ki (tnf/m)	0.70*(Ki+1)	Verificación	0.80*(Ki+1 + Ki+2 + Ki+3)/3	Verificación
Piso11	SX	-29.47	0.0286	1028.98				
Piso10	SX	-64.11	0.0268	2395.74	720.29	OK		
Piso 9	SX	-94.57	0.0248	3807.78	1677.02	OK		
Piso 8	SX	-120.97	0.0225	5366.90	2665.45	OK	1928.67	OK
Piso 7	SX	-143.42	0.0199	7203.78	3756.83	OK	3085.45	OK
Piso 6	SX	-162.04	0.0170	9530.64	5042.64	OK	4367.59	OK
Piso 5	SX	-176.98	0.0139	12738.79	6671.45	OK	5893.69	OK
Piso 4	SX	-188.40	0.0107	17648.71	8917.15	OK	7859.52	OK
Piso 3	SX	-196.50	0.0075	26372.30	12354.10	OK	10644.84	OK
Piso 2	SX	-201.52	0.0044	46009.13	18460.61	OK	15135.95	OK
Piso 1	SX	-203.85	0.0017	122212.23	32206.39	OK	24008.04	OK
NIVEL	Caso de carga	Vy (tnf)	ΔeCMi (m)	Ki (tnf/m)	0.70*(Ki+1)	Verificación	0.80*(Ki+1 + Ki+2 + Ki+3)/3	Verificación
Piso11	SY	-26.30	0.0358	734.30				
Piso10	SY	-62.92	0.0335	1876.77	514.01	OK		
Piso 9	SY	-95.43	0.0307	3111.54	1313.74	OK		
Piso 8	SY	-123.89	0.0274	4513.84	2178.08	OK	1526.03	OK
Piso 7	SY	-148.38	0.0239	6211.78	3159.69	OK	2533.91	OK
Piso 6	SY	-168.98	0.0201	8423.91	4348.25	OK	3689.91	OK
Piso 5	SY	-185.77	0.0161	11566.23	5896.74	OK	5106.55	OK
Piso 4	SY	-198.86	0.0120	16546.52	8096.36	OK	6987.18	OK
Piso 3	SY	-208.38	0.0081	25769.94	11582.57	OK	9743.11	OK
Piso 2	SY	-214.49	0.0045	47812.51	18038.95	OK	14368.72	OK
Piso 1	SY	-217.46	0.0016	139758.48	33468.75	OK	24034.39	OK

Como la estructura no muestra irregularidades en la rigidez, tampoco muestra anomalías en la rigidez extrema. En este caso específico, los valores límite aplicables son 0.60 para la relación entre rigidez del entrepiso respecto al nivel superior inmediato y 0.70 en comparación con el promedio de los tres niveles superiores. Al verificar que los resultados obtenidos no exceden dichos límites, se concluye que la estructura cumple con los criterios establecidos por la normativa, permitiendo su clasificación como una edificación REGULAR.

### B) Irregularidad de resistencia – piso débil y resistencia extrema

Esta irregularidad se manifiesta cuando la resistencia de un suelo es inferior al 80% de la resistencia del suelo superior próximo. A través del cálculo de las fuerzas de corte y su comparación con el nivel superior inmediato, se pueden calcular las fuerzas de corte.

**Tabla 43**

#### *Irregularidad de Resistencia*

CALCULO DE RESISTENCIA POR CORTE DIRECCION X						
Nivel	Caso de Carga	Ubicación	VX tonf	VY tonf	0.8(Vxi+1)	Verificación
Piso 11	SDXX	Bottom	15.95	3.04		-
Piso 10	SDXX	Bottom	37.81	5.34	12.76	OK
Piso 9	SDXX	Bottom	57.47	7.64	30.25	OK
Piso 8	SDXX	Bottom	74.90	9.70	45.97	OK
Piso 7	SDXX	Bottom	90.15	11.54	59.92	OK
Piso 6	SDXX	Bottom	103.34	13.18	72.12	OK
Piso 5	SDXX	Bottom	114.42	14.56	82.67	OK
Piso 4	SDXX	Bottom	123.38	15.69	91.54	OK
Piso 3	SDXX	Bottom	130.13	16.57	98.71	OK
Piso 2	SDXX	Bottom	134.54	17.22	104.10	OK
Piso 1	SDXX	Bottom	136.56	17.54	107.63	OK
						> 0.80
CALCULO DE RESISTENCIA POR CORTE DIRECCION Y						
Nivel	Caso de Carga	Ubicación	VX tonf	VY tonf	0.8(Vyi+1)	Verificación
Piso 11	SDYY	Bottom	3.40	24.22		-
Piso 10	SDYY	Bottom	6.22	56.43	19.38	OK
Piso 9	SDYY	Bottom	8.93	84.36	45.15	OK
Piso 8	SDYY	Bottom	11.43	108.59	67.49	OK
Piso 7	SDYY	Bottom	13.66	129.46	86.87	OK
Piso 6	SDYY	Bottom	15.62	147.23	103.57	OK
Piso 5	SDYY	Bottom	17.25	162.01	117.79	OK

Piso 4	SDYY	Bottom	18.53	173.79	129.61	OK
Piso 3	SDYY	Bottom	19.48	182.45	139.03	OK
Piso 2	SDYY	Bottom	20.14	187.87	145.96	OK
Piso 1	SDYY	Bottom	20.47	190.14	150.30	OK
						> 0.80

Se evidencia que la capacidad para soportar esfuerzos de corte entre un nivel y el más alto para cada sentido del estudio estructural no excede el límite establecido por la normativa, por consiguiente, la estructura es REGULAR.

### C) Irregularidad de masa

Esta irregularidad en la asignación de peso ocurre cuando el peso de cualquier piso, en particular el peso sísmico, supera en 1.5 veces la masa de uno de los pisos vecinos. Este estándar no se aplica en azoteas y sótanos. Para realizar este cálculo, se emplearon los pesos equivalentes a los sótanos y la azotea. No obstante, no serán tomados en cuenta para confirmar esta anomalía.

**Tabla 44**

#### *Irregularidad de Masa*

Nivel	Carga	Ubicación	P	PESO/NIVEL	Pi/Pi-1	Verificación
			tonf	tonf		
Piso 11	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	127.32	127.3178		
Piso 10	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	290.53	163.2092	1.00	OK
Piso 9	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	453.74	163.2092	1.00	OK
Piso 8	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	616.95	163.2092	1.00	OK
Piso 7	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	780.15	163.2092	1.00	OK
Piso 6	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	943.36	163.2093	1.00	OK
Piso 5	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	1106.57	163.2092	1.00	OK
Piso 4	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	1269.78	163.2092	1.00	OK
Piso 3	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	1432.99	163.2092	1.00	OK
Piso 2	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	1596.20	163.2092	0.97	OK
Piso 1	PESO:100%CM+25%CV	Bottom	1763.92	167.7242		
						< 1.50

El programa computacional determina el peso P como la suma total de todos los pesos de los entrepisos acumulados. La determinación del peso del piso se efectúa a través de la diferencia entre el peso más alto y el peso del piso que se está analizando. A partir de estos pesos, se realiza el cálculo de la irregularidad del suelo. Se verifica que, al cotejar y calcular la relación entre las masas de cada nivel, estas se encuentran por debajo de 1.5 (límite aceptado por la normativa), por lo que la estructura es REGULAR.

#### D) Irregularidad de geometría vertical

Una estructura muestra una anomalía geométrica vertical cuando, en cualquier dirección de estudio, la dimensión horizontal de la estructura que resiste cargas laterales en cualquier suelo excede en 1.3 veces la dimensión correspondiente en un nivel que se encuentra continuo. Todas las plantas de la propuesta son iguales en todos los niveles, por lo tanto, la estructura es REGULAR.

#### E) Irregularidad de discontinuidad de elementos estructurales

Se detecta una anomalía en cualquier elemento que resiste más del 10% de la fuerza de corte, ya sea por una variación en la dirección o por un movimiento del eje que excede el 25% de la dimensión correspondiente del elemento. Todos los componentes del edificio conservan su dirección y eje longitudinal, lo que significa que no hay anomalías, por lo que la estructura es REGULAR

Luego de analizar todas las irregularidades en altura se tiene el siguiente resumen por cada dirección de análisis de la edificación:

**Tabla 45**

*Resumen de Irregularidades en Altura*

RESUMEN DE IRREGULARIDAD EN ALTURA				
Dirección	Irregularidades	Condición	Ipi	Ip
X	Irregularidad de rigidez	Regular	1	
	Irregularidad de rigidez extrema	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia extrema	Regular	1	1
	Irregularidad de masa o peso	Regular	1	
	Irregularidad geométrica vertical	Regular	1	
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular	1	
Y	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Regular	1	
	Irregularidad de rigidez	Regular	1	
	Irregularidad de rigidez extrema	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia extrema	Regular	1	1
	Irregularidad de masa o peso	Regular	1	
	Irregularidad geométrica vertical	Regular	1	
Discontinuidad en los sistemas resistentes		Regular	1	
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes		Regular	1	

## Irregularidades en planta (Ip)

### A) Irregularidad torsional / torsional extrema

Este tipo de irregularidad se presenta cuando, en cualquier dirección de análisis, el desplazamiento relativo máximo de un piso ( $\Delta_{max}$ ), calculado considerando la excentricidad accidental, excede en 1.3 veces el desplazamiento relativo medio para el mismo piso bajo la misma situación de tensión ( $\Delta_{prom}$ ). Según la legislación y/o normativa vigente a nivel nacional, es crucial establecer los puntos más altos de la dirección de análisis y determinar el promedio de los movimientos correspondientes, para después contrastarlo con el desplazamiento máximo del suelo

**Tabla 46**

#### Evaluación de Irregularidad por Torsión – Dirección X

Nivel	Caso	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Torsión	Ext. Torsión
					RATIO >1.3	RATIO >1.5
Piso 11	SDXX	0.0024	0.0019	1.23	NO TIENE	NO TIENE
Piso 10	SDXX	0.0031	0.0024	1.27	NO TIENE	NO TIENE
Piso 9	SDXX	0.0040	0.0031	1.26	NO TIENE	NO TIENE
Piso 8	SDXX	0.0047	0.0037	1.28	NO TIENE	NO TIENE
Piso 7	SDXX	0.0054	0.0041	1.32	TIENE	NO TIENE
Piso 6	SDXX	0.0060	0.0045	1.33	TIENE	NO TIENE
Piso 5	SDXX	0.0064	0.0048	1.33	TIENE	NO TIENE
Piso 4	SDXX	0.0066	0.0049	1.35	TIENE	NO TIENE
Piso 3	SDXX	0.0065	0.0049	1.33	TIENE	NO TIENE
Piso 2	SDXX	0.0059	0.0045	1.12	TIENE	NO TIENE
Piso 1	SDXX	0.0032	0.0025	1.28	NO TIENE	NO TIENE
Nivel	Carga	Max Drift	Avg Drift	Deriva max	Estado	
Piso 11	SDXX	0.0024	0.0019	0.0035	NO TIENE	
Piso 10	SDXX	0.0031	0.0024	0.0035	NO TIENE	
Piso 9	SDXX	0.0040	0.0031	0.0035	TIENE	
Piso 8	SDXX	0.0047	0.0037	0.0035	TIENE	
Piso 7	SDXX	0.0054	0.0041	0.0035	TIENE	
Piso 6	SDXX	0.0060	0.0045	0.0035	TIENE	
Piso 5	SDXX	0.0064	0.0048	0.0035	TIENE	
Piso 4	SDXX	0.0066	0.0049	0.0035	TIENE	
Piso 3	SDXX	0.0065	0.0049	0.0035	TIENE	
Piso 2	SDXX	0.0059	0.0045	0.0035	TIENE	
Piso 1	SDXX	0.0032	0.0025	0.0035	NO TIENE	

**Tabla 47***Evaluación de Irregularidad por Torsión – Dirección Y*

Nivel	Caso de Carga	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Ext.	
					Torsión RATIO >1.3	Torsión RATIO >1.5
Piso 11	SDYY	0.0042	0.0035	1.18	NO TIENE	NO TIENE
Piso 10	SDYY	0.0047	0.0040	1.17	NO TIENE	NO TIENE
Piso 9	SDYY	0.0052	0.0045	1.16	NO TIENE	NO TIENE
Piso 8	SDYY	0.0058	0.0050	1.15	NO TIENE	NO TIENE
Piso 7	SDYY	0.0062	0.0054	1.15	NO TIENE	NO TIENE
Piso 6	SDYY	0.0064	0.0057	1.14	NO TIENE	NO TIENE
Piso 5	SDYY	0.0065	0.0057	1.13	NO TIENE	NO TIENE
Piso 4	SDYY	0.0063	0.0056	1.12	NO TIENE	NO TIENE
Piso 3	SDYY	0.0056	0.0052	1.09	NO TIENE	NO TIENE
Piso 2	SDYY	0.0044	0.0042	1.05	NO TIENE	NO TIENE
Piso 1	SDYY	0.0021	0.0021	1.04	NO TIENE	NO TIENE
Nivel	Caso de Carga	Max Drift	Avg Drift	Deriva max	Estado	
Piso 11	SDYY	0.0042	0.0035	0.0035	TIENE	
Piso 10	SDYY	0.0047	0.0040	0.0035	TIENE	
Piso 9	SDYY	0.0052	0.0045	0.0035	TIENE	
Piso 8	SDYY	0.0058	0.0050	0.0035	TIENE	
Piso 7	SDYY	0.0062	0.0054	0.0035	TIENE	
Piso 6	SDYY	0.0064	0.0057	0.0035	TIENE	
Piso 5	SDYY	0.0065	0.0057	0.0035	TIENE	
Piso 4	SDYY	0.0063	0.0056	0.0035	TIENE	
Piso 3	SDYY	0.0056	0.0052	0.0035	TIENE	
Piso 2	SDYY	0.0044	0.0042	0.0035	TIENE	
Piso 1	SDYY	0.0021	0.0021	0.0035	NO TIENE	

No se detecta torsión extrema en ningún nivel. Sin embargo, en dirección X se presenta irregularidad torsional en los niveles intermedios, por lo que la edificación debe considerarse torsionalmente irregular en esa dirección, aplicando el factor de irregularidad correspondiente en el análisis y diseño estructural.

#### **B) Irregularidad de esquinas entrantes**

La presencia de una irregularidad se verifica cuando las esquinas entrantes superan el 20% de la dimensión total en ambas direcciones de la planta. No obstante, al

comprobarse que la edificación no presenta este tipo de esquinas, se clasifica como una estructura REGULAR.

### C) Irregularidad de discontinuidad de diafragma

La irregularidad se manifiesta cuando existen variaciones significativas en la rigidez del diafragma, especialmente cuando las aberturas superan el 50% del área total del mismo. En el análisis de la presente edificación, se tomaron en cuenta los espacios vacíos en la planta de cada nivel, tales como los destinados a ventilación para sistemas eléctricos y sanitarios, así como los espacios asociados a escaleras y ductos. Se procedió a cuantificar con precisión el área de dichas aberturas y se evaluaron por nivel. Como resultado, se verificó que estas no exceden el 50% del área total del diafragma rígido. Por lo tanto, la estructura se clasifica como REGULAR

### D) Irregularidad de sistemas no paralelos

Esta irregularidad ocurre cuando los elementos encargados de resistir cargas laterales no están alineados en paralelo en alguna dirección de análisis. En el caso de la edificación evaluada, se ha verificado que todos los ejes estructurales se encuentran alineados de forma recta, sin presentar inclinaciones mayores a 30 grados sexagesimales. Esto se considera dentro del comportamiento estructural aceptable en ambas direcciones de análisis. En consecuencia, la estructura se clasifica como REGULAR.

Después de evaluar todas las irregularidades en planta, se obtiene el siguiente resumen correspondiente a cada dirección de análisis de la edificación:

**Tabla 48**

*Irregularidades en planta*

RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA					
			x	y	
Irregularidades	Condición	I <sub>pi</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>pi</sub>	I <sub>p</sub>
Irregularidad torsional	Irregular	0.75		1	
Irregularidad torsional extrema	Irregular	1		1	
Irregularidad Esquinas entrantes	Regular	1		1	
Irregularidad Discontinuidad del diafragma	Regular	1	0.75	1	1
Sistemas no paralelos	Regular	1		1	

## Periodos y Modos de Vibración

Tras examinar la estructura del edificio, se pueden establecer los períodos en los tres tipos de vibración establecidos previamente.

**Tabla 49**

*Periodos y Modos de Vibración de la Edificación*

Case	Mode	Período sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	TY	0.786	0.1991	0.4368	0.1991	0.4368	0.1157	0.1157
Modal	TX	0.776	0.3794	0.2982	0.5785	0.7349	0.0986	0.2142
Modal	TRZ	0.525	0.1864	0.0082	0.765	0.7431	0.5596	0.7738
Modal	5	0.221	0.0009	0.14	0.855	0.8851	0.0019	0.8019
Modal	6	0.154	0.0402	0.0003	0.8952	0.8854	0.0885	0.8904
Modal	7	0.130	0.0291	0.0011	0.9243	0.8865	0.0106	0.901
Modal	8	0.108	0.0009	0.046	0.9252	0.9326	0.0008	0.9018
Modal	9	0.085	0.014	0.0009	0.9393	0.9334	0.0067	0.9086
Modal	10	0.077	0.0168	1.73E-06	0.9561	0.9334	0.0325	0.941
Modal	11	0.067	0.0007	0.0246	0.9568	0.958	0.0005	0.9415
Modal	12	0.061	0.0083	0.0005	0.9651	0.9585	0.0041	0.9457
Modal	13	0.047	0.0101	3.89E-05	0.9752	0.9586	0.016	0.9617
Modal	14	0.046	0.0039	0.0018	0.9791	0.9604	0.0029	0.9646
Modal	15	0.046	0.0006	0.0134	0.9796	0.9738	0.002	0.9666
Modal	16	0.036	0.0036	0.0004	0.9832	0.9742	0.0016	0.9682
Modal	17	0.034	0.002	0.0079	0.9851	0.9821	0.0005	0.9687
Modal	18	0.033	0.0033	0.0017	0.9884	0.9838	0.0107	0.9794
Modal	19	0.03	0.0022	0.0002	0.9906	0.9841	0.0013	0.9807
Modal	20	0.026	0.001	0.0056	0.9915	0.9897	0.0001	0.9807
Modal	21	0.025	0.0019	0.0003	0.9934	0.99	0.0003	0.981
Modal	22	0.024	0.0017	0.0007	0.9951	0.9907	0.0077	0.9887
Modal	23	0.022	0.0009	0.0001	0.996	0.9907	0.0004	0.989
Modal	24	0.021	0.0006	0.0038	0.9966	0.9945	3.48E-05	0.9891
Modal	25	0.020	0.0003	3.94E-05	0.9969	0.9945	0.0001	0.9892
Modal	26	0.019	0.0012	0.0005	0.998	0.9951	0.0048	0.994
Modal	27	0.018	0.0004	0.0023	0.9984	0.9974	1.35E-05	0.994
Modal	28	0.016	0.0009	2.18E-05	0.9993	0.9974	0.0026	0.9966
Modal	29	0.016	7.88E-06	0.0016	0.9993	0.999	0.0004	0.997
Modal	30	0.015	0.0001	0.0004	0.9994	0.9994	4.21E-06	0.997
Modal	31	0.014	0.0003	0.0004	0.9997	0.9997	0.0018	0.9988
Modal	32	0.012	0.0002	0.0002	0.9999	0.9999	0.0009	0.9996
Modal	33	0.011	3.96E-05	0.0001	0.9999	1	0.0002	0.9999

De la anterior tabla podemos afirmar que, en la dirección X posibilita determinar el tiempo de vibración  $T = 0.776$  seg, en cambio, en la dirección de análisis Y se establece el tiempo de vibración en el primer modo de vibración, con  $T = 0.786$  seg. Finalmente, se nota que el tercer tipo de vibración se alinea con un modo rotacional. Además, se verifica que los periodos son realistas, coherentes y razonables y que el modo de vibración más reciente cumple con una masa participativa que supera el 90%,

Todos indica que el modelo está bien estructurado. El programa ETABS documenta un intervalo de vibración durante un tiempo específico:

- EN DIRECCIÓN X: 0.776 segundos
- EN DIRECCIÓN Y: 0.786 segundos

### **Derivas de entrepiso**

Para calcular las derivas de entrepiso, recurrimos a lo establecido en el Artículo 31 de la Norma E.030 del RNE, que dicta que:

En edificaciones regulares, los desplazamientos laterales se determinan aplicando un factor de  $0.75 R$  a los resultados del análisis elástico lineal con cargas sísmicas reducidas. En cambio, para estructuras con irregularidades, dichos desplazamientos se obtienen multiplicando los resultados del mismo análisis por un factor de  $0.85 R$ .

Para calcular los desplazamientos laterales, no se consideran los valores mínimos de C/R indicados en el punto 28.2 ni el mínimo de cortante basal definido en el punto 29.4.

Con base en estos criterios, se identifican las derivas de entrepiso máximas en cada una de las direcciones de análisis. Para verificar su cumplimiento con la Norma E.030 del RNE, dichas derivas deben multiplicarse por el 75% del factor de reducción sísmica ( $R$ ), obteniendo así la deriva elástica, la cual no debe superar el límite de 0.007. Es importante resaltar que los espectros de respuesta no deben modificarse al hacer referencia al sismo estático. El software proporciona los valores máximos de deriva en ambas direcciones de análisis; sin embargo, estos deben ajustarse usando los factores correspondientes de 0.75 o 0.85, según la regularidad de la estructura

**Tabla 50***Derivas de Entrepiso en Dirección X-X*

Nivel	Caso	Case Type	Step Type	Dirección	Drift	Verificación
						<0.007
Piso 11	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00238	CUMPLE
Piso 10	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00313	CUMPLE
Piso 9	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00396	CUMPLE
Piso 8	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00474	CUMPLE
Piso 7	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00543	CUMPLE
Piso 6	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00598	CUMPLE
Piso 5	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00638	CUMPLE
Piso 4	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00660	CUMPLE
Piso 3	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00650	CUMPLE
Piso 2	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00592	CUMPLE
Piso 1	DERIVAXX	Combinación	Max	X	0.00320	CUMPLE

**Tabla 51***Derivas de Entrepiso en Dirección Y-Y*

Nivel	Caso	Case Type	Step Type	Dirección	Drift	Verificación
						<0.007
Piso 11	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0042	CUMPLE
Piso 10	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0047	CUMPLE
Piso 9	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0052	CUMPLE
Piso 8	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0058	CUMPLE
Piso 7	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0062	CUMPLE
Piso 6	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0064	CUMPLE
Piso 5	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0065	CUMPLE
Piso 4	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0063	CUMPLE
Piso 3	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0056	CUMPLE
Piso 2	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0044	CUMPLE
Piso 1	DERIVAYY	Combinación	Max	Y	0.0021	CUMPLE

Las derivas de entrepiso obtenidas para la estructura en ambas direcciones están por debajo del límite normativo de 0.007, por lo que la edificación cumple ampliamente con los requisitos de deformabilidad exigidos. El comportamiento global es regular y no se observan pisos blandos ni concentraciones anómalas de deriva. La similitud de resultados entre las direcciones X e Y evidencia una distribución equilibrada de rigidez,

y aunque se identificó irregularidad torsional en algunos niveles, esta no compromete el control de desplazamientos ni la seguridad estructural del edificio.

#### 6.4. Diseño Teórico de pilotes

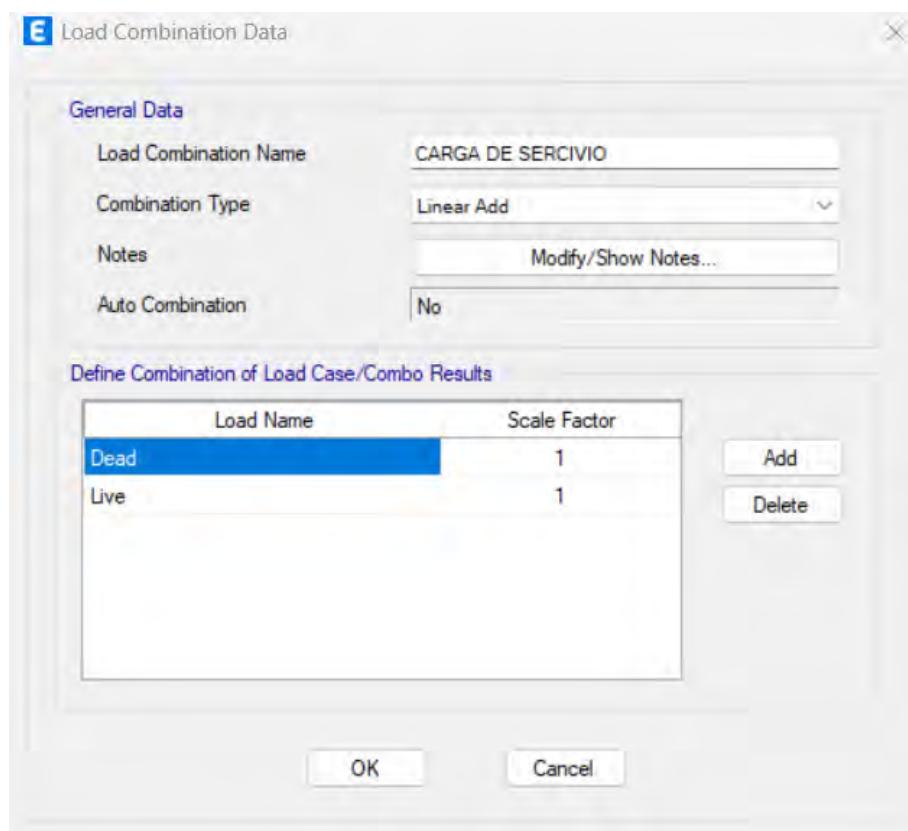
Se debe considerar lo estipulado en el artículo 17.1 de la Norma Técnica E.050, la cual señala que, para calcular el factor de seguridad en cimentaciones, se deben emplear como cargas aplicadas aquellas utilizadas en el diseño estructural de las columnas del nivel inferior de la edificación, es decir, las cargas de servicio.

Según el artículo 15.2.2 de la Norma E.060, las cargas de servicio permiten definir el área de la base de la zapata o la cantidad y disposición de los pilotes. Esta determinación se basa en las fuerzas y momentos no amplificados (en estado de servicio) que se transmiten al suelo o a los pilotes mediante la zapata.

Con base en el modelo estructural generado en el software de análisis, se definen las combinaciones de carga conforme a lo indicado por las normas técnicas, siendo necesario establecerlas de la siguiente:

**Figura 52**

*Definición de Cargas de Servicio*

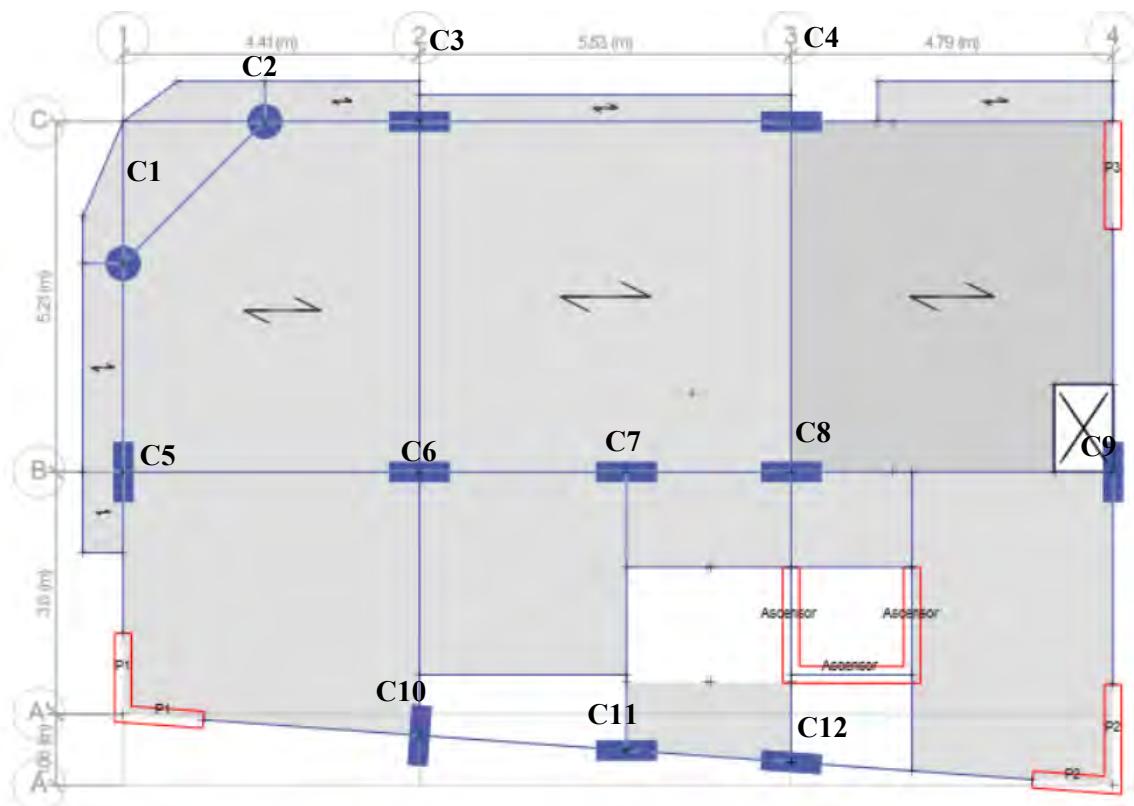


Una vez determinado la combinación de carga de servicio se verifica la carga con más solicitud o peso a fin que esta sea la representativa para el diseño de la cimentación profunda propuesta para la edificación.

**Tabla 52**

*Cargas en Columnas por Servicio*

Story	Pier	Output Case	Case Type	P	V2	V3	T
				tonf	tonf	tonf	tonf-m
Piso 1	P1	CARGA DE SERCIVIO	Combination	114.2631	-0.0765	1.7323	0.6884
Piso 1	P2	CARGA DE SERCIVIO	Combination	99.0496	-0.5265	-0.1605	0.2343
Piso 1	P3	CARGA DE SERCIVIO	Combination	151.1121	0.7688	-0.2349	0.095
Piso 1	Ascensor	CARGA DE SERCIVIO	Combination	301.3605	-0.8345	-2.3065	0.4225
Piso 1	C1	CARGA DE SERCIVIO	Combination	97.3436	-0.1454	-0.0987	0.0035
Piso 1	C2	CARGA DE SERCIVIO	Combination	103.448	0.0112	-0.3391	0.0035
Piso 1	C3	CARGA DE SERCIVIO	Combination	149.907	-0.7436	1.7895	0.0036
Piso 1	C4	CARGA DE SERCIVIO	Combination	181.8198	-0.0525	2.04	0.0036
Piso 1	C5	CARGA DE SERCIVIO	Combination	102.2956	-0.1221	0.3422	0.0036
Piso 1	C6	CARGA DE SERCIVIO	Combination	156.874	0.409	-1.0963	0.0036
Piso 1	C7	CARGA DE SERCIVIO	Combination	115.8769	-0.1607	0.2561	0.0036
Piso 1	C8	CARGA DE SERCIVIO	Combination	131.1843	-0.8156	-1.4599	0.0036
Piso 1	C9	CARGA DE SERCIVIO	Combination	99.0495	-0.3902	-0.6528	0.0036
Piso 1	C10	CARGA DE SERCIVIO	Combination	72.4964	-0.9242	-0.0224	0.0036
Piso 1	C11	CARGA DE SERCIVIO	Combination	57.9888	-0.6691	-1.3867	0.0616
Piso 1	C12	CARGA DE SERCIVIO	Combination	42.7877	0.9619	-1.8355	0.0313

**Figura 53***Ubicación de las Columnas determinadas*

Conociendo las cargas del elemento a analizar para la cimentación profunda, se procede a realizar el diseño teórico del pilote, así como la profundidad de empotramiento, todo el procedimiento es verificado de acuerdo al artículo 32 de la norma E.050 específicamente en el ítem 32.3.2 y 32.3.3 que especifica el procedimiento en suelos que se está analizando.

Los datos de las propiedades de mecánicas del suelo que se han considerado para el diseño de los Pilotes están sustentados en el Capítulo V Desarrollo de la investigación, así mismo en los puntos analizados C-01 y C-02 en cuanto al estrato ubicado a más de 10 m de profundidad se pudo recuperar una muestra representativa del suelo clasificándolos como Grava Bien Gradada Limosa de Baja Plasticidad en ambos puntos y a través del número de golpes Nspt se obtuvo el N60, a partir de ello, mediante correlaciones empíricas basadas en observaciones de campo y laboratorio se determinara el ángulo de fricción y el peso unitario según Peck, Hanson & Thornburn, 1974

**Tabla 53***Densidad relativa de un suelo granular según el N60*

<b>N60</b> <b>(golpes/30 cm)</b>	<b>Densidad relativa (Dr)</b>	<b>Descripción del suelo</b>
0–4	Muy suelto (Dr < 15%)	Arena o grava muy floja
4–10	Suelto (15–35%)	Arena suelta, poco competente
10–30	Medianamente denso (35–65%)	Arena/grava con resistencia moderada
30–50	Denso (65–85%)	Arena/grava resistente
>50	Muy denso (>85%)	Arena/grava muy resistente

**Tabla 54***Peso unitario de un suelo granular según el N60*

<b>Densidad relativa (Dr %)</b>	<b>N60</b> <b>(aprox.)</b>	<b>Peso unitario γ</b> <b>(kN/m<sup>3</sup>)</b>
Muy suelto (0–15%)	0–4	14–16
Suelto (15–35%)	4–10	16–17
Medio (35–65%)	10–30	17–18
Denso (65–85%)	30–50	18–19
Muy denso (>85%)	>50	19–21

N60 para C-01 Nogales es 22, corresponde a una arena medianamente densa, y su peso unitario correspondiente es 17.45

Según (Peck, Hanson & Thornburn, 1974):

$$\varphi \approx 27^\circ + 0.3 N_{60} \quad (N_{60} \leq 30)$$

Angulo de fricción es 33.6

N60 para C-02 Tupac Amaru es 25, corresponde a una arena medianamente densa, y su peso unitario correspondiente es 17.5

Según (Peck, Hanson & Thornburn, 1974):

$$\varphi \approx 27^\circ + 0.3 N_{60} \quad (N_{60} \leq 30)$$

Angulo de fricción es 34.8

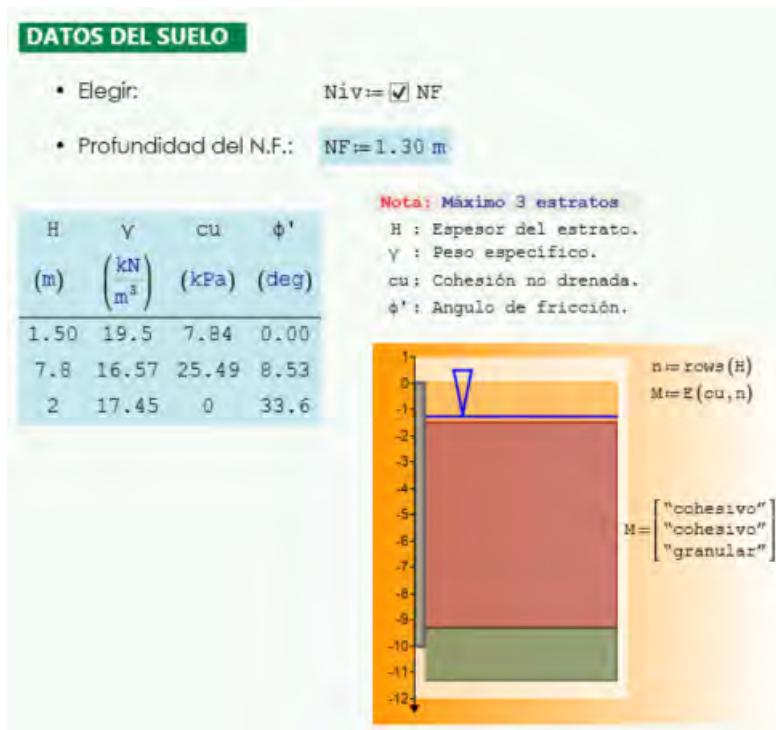
## Diseño Teórico del Pilote C-01 Los Nogales

Para el diseño teórico, se realizará métodos estáticos según la metodología NAVFAC DM 7.2 mediante una hoja de cálculo realizada en Mathcad Prime.

Se considerarán las características del suelo determinadas en el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), específicamente para el sector Los Nogales. Inicialmente, se evaluarán las propiedades físico-mecánicas de los distintos estratos identificados durante el proceso de caracterización del suelo, así como la profundidad del nivel freático.

**Figura 54**

*Datos de Suelo de C-01 - Los Nogales*



Luego se coloca los datos del pilote a diseñar, cabe mencionar que es necesario lograr llegar hasta la profundidad de un suelo tipo granular para este caso se encuentra a una profundidad de 9.30 metros.

### Figura 55

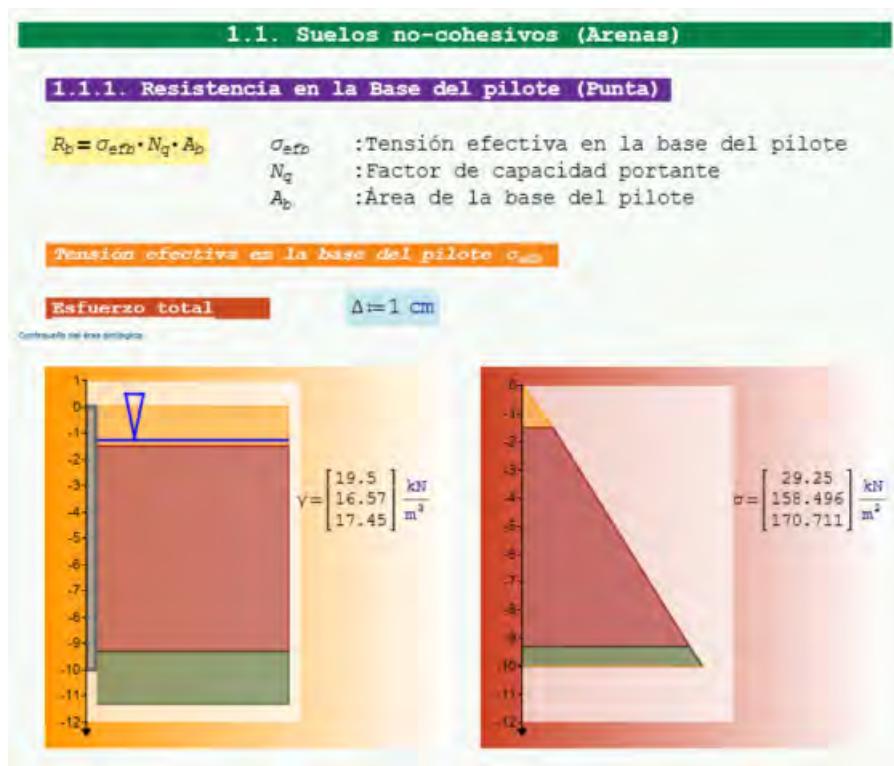
Datos de Pilote para C-01 - Los Nogales

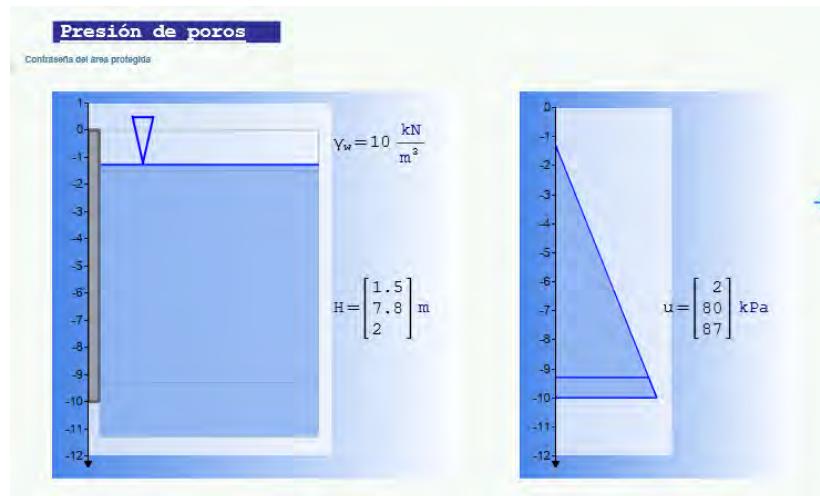
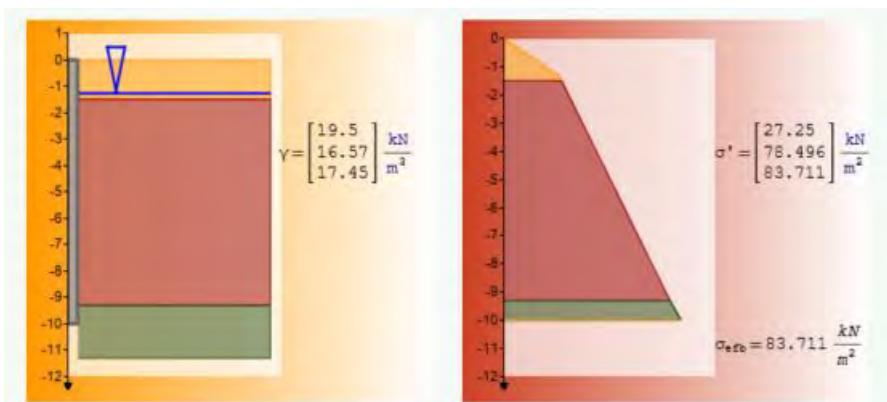
DATOS DEL PILOTE	
• Diámetro de pilote:	$D \equiv 0.90 \text{ m}$
• Longitud del pilote:	$L \equiv 10.0 \text{ m}$
• Material de pilote:	Material_de_pilote:= Acero Madera Hormigon Armado
• Tipo de pilote:	Pilotes_tipo:= Hincados Perforados

Determinado las longitudes y diámetro propuesto del pilote, se procede a calcular la resistencia por punta del Pilote analizado para lo cual es necesario verificar los esfuerzos del suelo afectado a este elemento estructural.

### Figura 56

Esfuerzos Totales de Suelo C-01 - Los Nogales

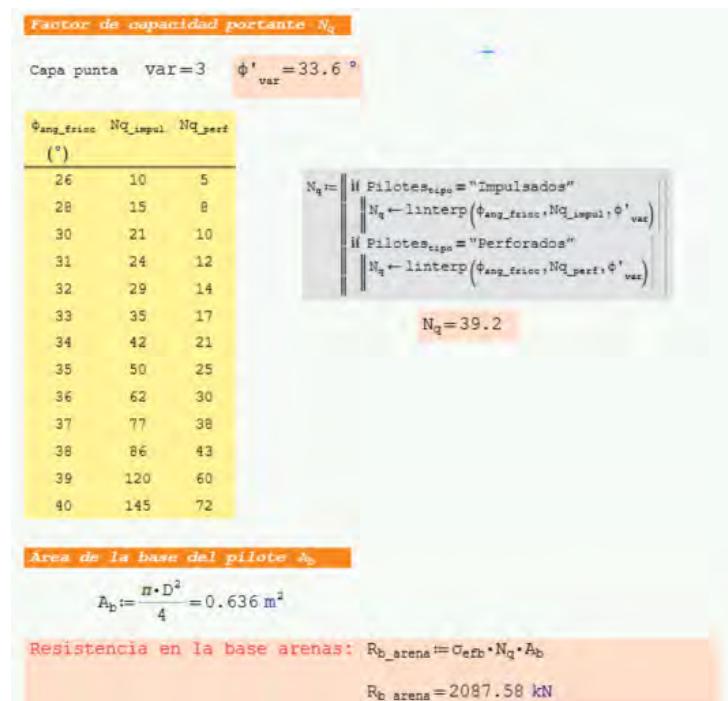


**Figura 57***Presión de Poros de Suelo C-01 - Los Nogales***Figura 58***Esfuerzos Efectivos de Suelo C-01 - Los Nogales*

Posteriormente, se debe determinar el factor del suelo para calcular la capacidad portante del estrato sólido de apoyo. Este factor está relacionado con el ángulo de fricción del suelo en el estrato donde se apoya la punta del pilote. Además, para estimar la resistencia por punta del pilote, es indispensable calcular su sección transversal.

**Figura 59**

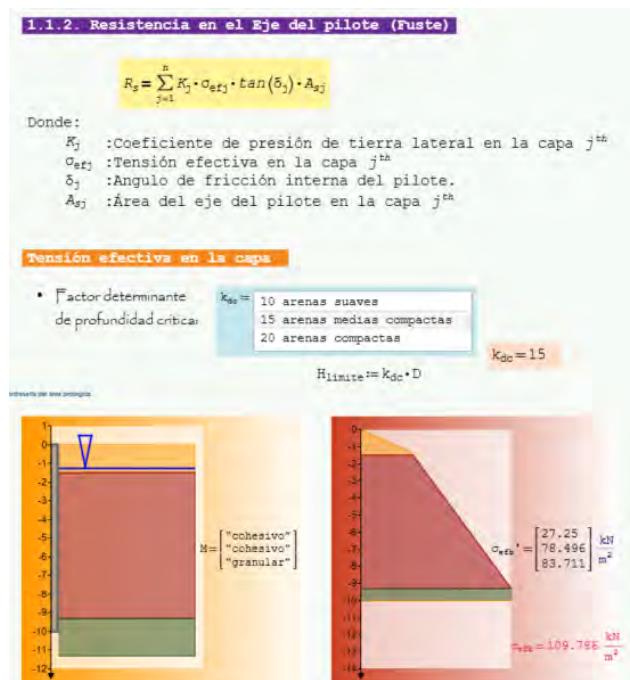
Factor de Capacidad Portante C-01 - Los Nogales



Una vez determinada la resistencia en la punta del pilote, se procede al cálculo de la resistencia por fuste o fricción lateral, la cual es generada por la interacción del Pilote con el suelo fino presente en los estratos cohesivos y no cohesivos identificados en el punto C-01.

**Figura 60**

## Cálculo de Tensión Efectiva en Capa de Pilote



A continuación, se calcula el área del eje del pilote, es decir, el área de contacto del mismo con el suelo, en función de las dimensiones previamente establecidas.

**Tabla 55**

*Resistencia por Fricción Lateral del Pilote en Suelo granular*

Área del eje del pilote $A_{sj}$				
$K_i$	$\sigma_{sf,i}$	$\tan(\delta_i)$	$A_{sj}$	$K_i * \sigma_{sf,i} * \tan(\delta_i) * A_{sj}$
1.000	0.002	0.000	4.241	0.00
0.981	0.008	0.000	22.054	0.00
1.404	0.001	0.471	1.979	0.00
1.700	81.104	0.418	1.979	114.04
0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
0.000	98.500	0.000	5.749	0.00
0.000	98.500	0.000	3.833	0.00
0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
			39.835	114.04

Resistencia por fricción arenas:  $R_s_{-arena} = 114.04$  kN

**Tabla 56**

*Resistencia por Fricción Lateral del Pilote en Suelo cohesivos*

**1.2.2. Resistencia en el Eje del pilote (Fuste)**

$$R_s = \sum_{j=1}^n \alpha_j \cdot c u_j \cdot A_{sj}$$

$\alpha_j$  : Coeficiente de fricción interna en la capa  $j^{\text{th}}$

$c u_j$  : Cohesión sin drenar en la capa  $j^{\text{th}}$ .

$A_{sj}$  : Área del eje del pilote en la capa

**Área del eje del pilote en la capa**

$$A_{sj} := (\pi \cdot D) \cdot \Delta L$$

$\alpha$	$c u$	$A_{sj}$	$\alpha * c u * A_{sj}$
0.65	7.84	4.241	
0.95	25.49	22.054	534.05
0.00	0.00	0.000	0.00
0.00	0.00	0.000	0.00
0.00	0.00	0.000	0.00
0.00	0.00	0.000	0.00
0.00	0.00	0.000	0.00
0.00	0.00	0.000	0.00
0.00	0.00	0.000	0.00
		26.295	534.05

Resistencia por fricción arcillas:  $R_s_{-arcilla} = 534.05$  kN

## Figura 61

### Resumen de Resultados - C01 - Los Nogales

RESUMEN DE RESULTADOS	
Resistencia por fricción:	$R_s := R_{s\_arena} + R_{s\_arcilla} = 648.09 \text{ kN}$
Resistencia en la base:	$R_b := R_{b\_arena} + R_{b\_arcilla} = 2087.58 \text{ kN}$
Capacidad vertical última:	$Q_{ult} := R_s + R_b = 2735.669 \text{ kN}$

Por último, se determina el número de pilotes por apoyo conforme al artículo 15.2.2 de la Norma Técnica E.050 – Suelos y Cimentaciones, utilizando las fuerzas axiales de servicio (cargas no amplificadas) obtenidas del análisis estructural para la combinación: CM+CV. La capacidad última de los pilotes, proporcionada por el estudio de mecánica de suelos, es:  $Q_{ult}=2735.669 \text{ KN}=278.96 \text{ tonf}$ , aplicando un factor de seguridad geotécnico  $FS=2.5$ , se obtiene una capacidad admisible  $Q_{adm}=111.6 \text{ tonf}$ . El número de pilotes en cada cabezal se fijó de manera que la carga de servicio por pilote resulte menor o igual a  $Q_{adm}$ .

- Capacidad última por pilote: 278.96 tonf
- FS geotécnico: 2.5

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS} = \frac{278.96}{2.5} = 111.584 \text{ tonf}$$

Número de Pilotes por apoyo:

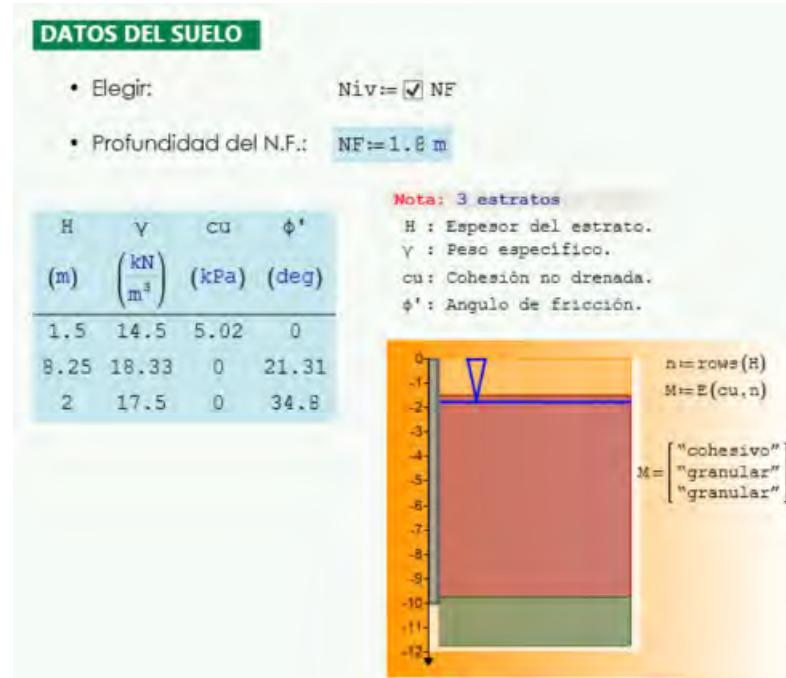
$$N = \frac{Q_{servicio}}{Q_{adm}} \quad , \quad \frac{Q_{servicio}}{N} \leq Q_{adm}$$

**Tabla 57***Numero de Pilotes por Apoyo: C-01 Nogales*

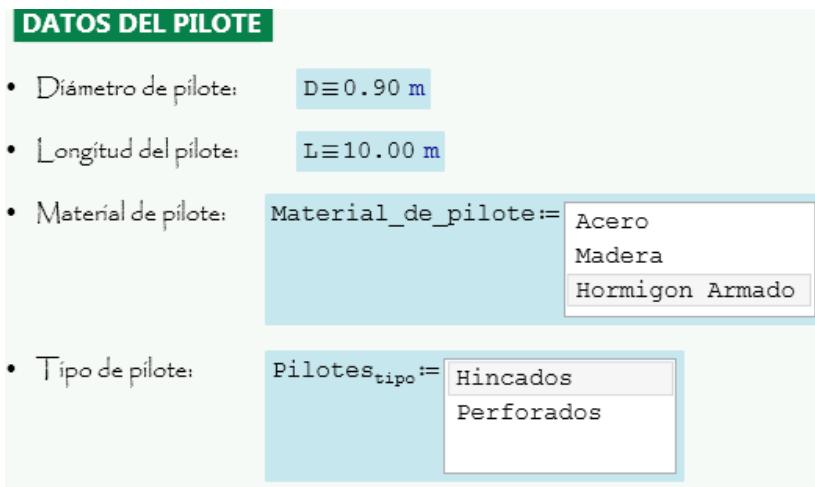
Apoyo	$Q_{serv}$ (tonf)	$N = Q_{serv}/Q_{adm}$	Nº Pilotes Necesarios
P1	114.263	1.02	1 pilote
P2	99.050	0.89	1 pilote
P3	151.112	1.35	2 pilotes
Ascensor	301.361	2.70	3 pilotes
C1	97.344	0.87	1 pilote
C2	103.448	0.93	1 pilote
C3	149.907	1.34	2 pilotes
C4	181.820	1.63	2 pilotes
C5	102.296	0.92	1 pilote
C6	156.874	1.41	2 pilotes
C7	115.877	1.04	1 pilote
C8	131.184	1.18	2 pilotes
C9	99.050	0.89	1 pilote
C10	72.496	0.65	1 pilote
C11	57.989	0.52	1 pilote
C12	42.788	0.38	1 pilote
Total			24 pilotes

**Diseño Teórico del Pilote C-02 Tupac Amaru**

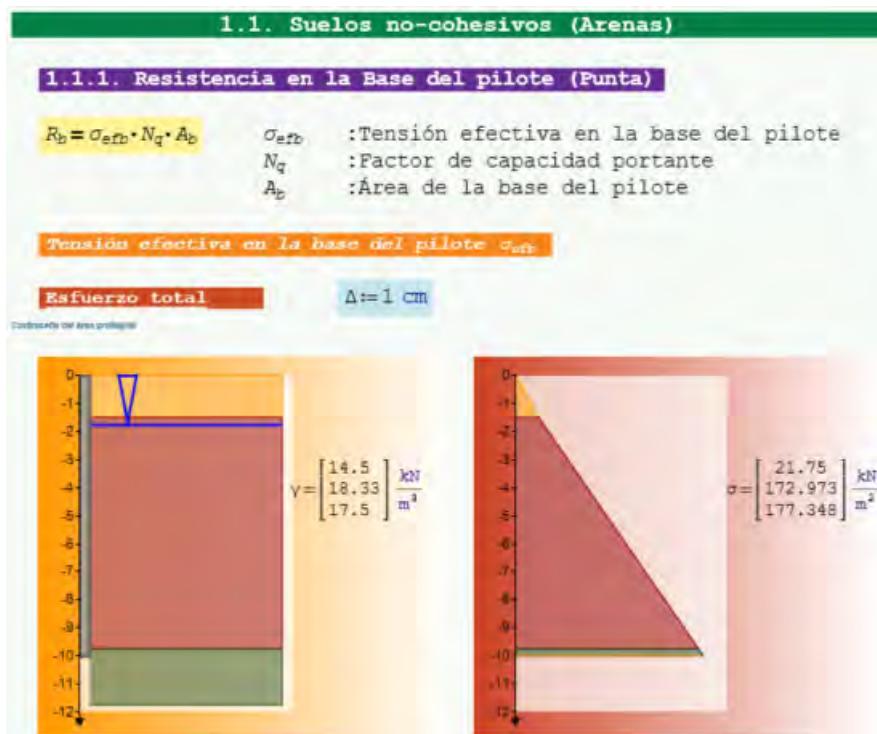
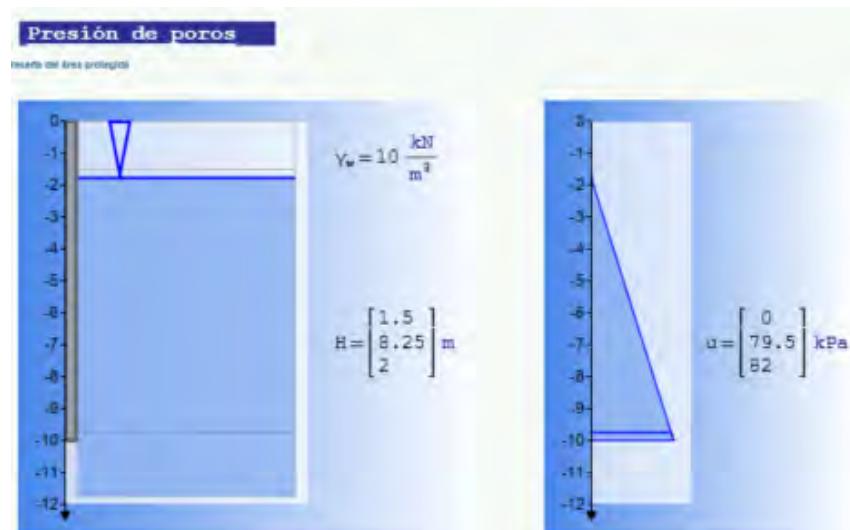
Al igual que en el caso anterior, para este pilote se tomará en cuenta las características del suelo de acuerdo a lo analizado en el EMS para el punto C-02 ubicado en Tupac Amaru. En primer lugar, se verificará las propiedades físico mecánicas de los estratos de los suelos identificados en el procedimiento de caracterización de los suelos. Así como la profundidad del nivel freático.

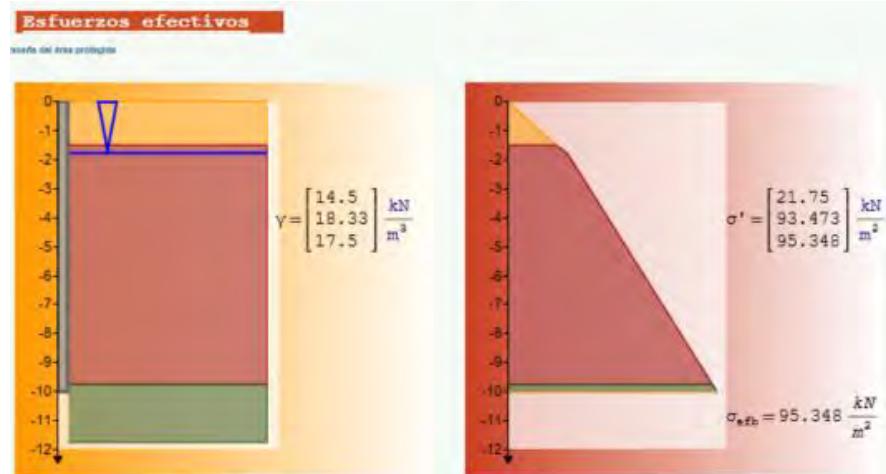
**Figura 62***Datos de Suelo de C-02 - Tupac Amaru*

Luego se coloca los datos del pilote a diseñar, cabe mencionar que es necesario lograr llegar hasta la profundidad de un suelo tipo granular este estrato para este caso se encuentra a una profundidad de 10.00 metros.

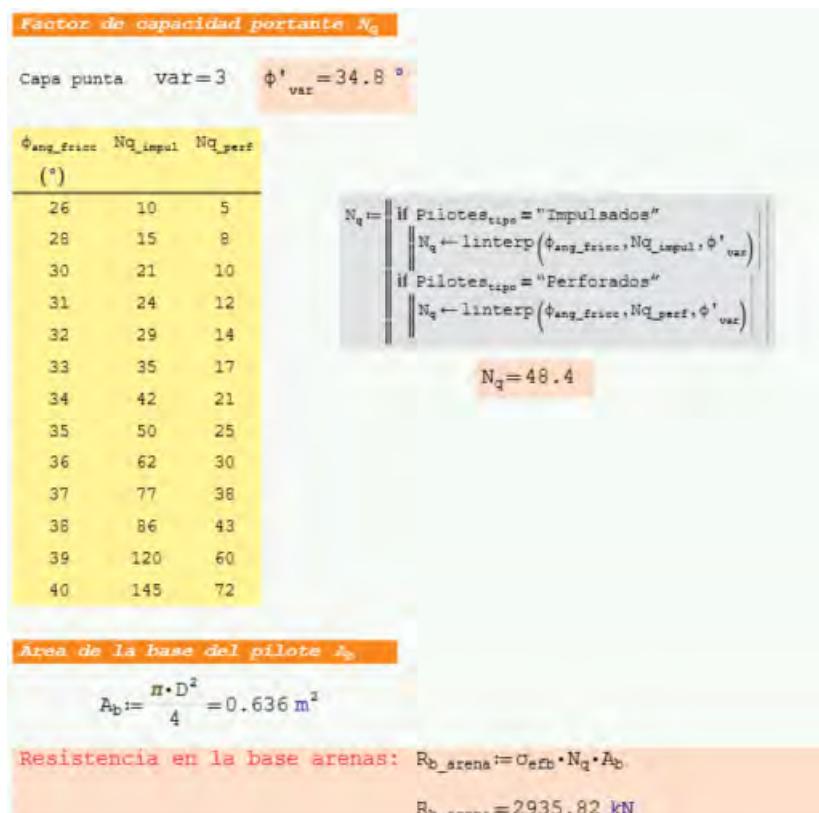
**Figura 63***Datos de Pilote para C-02 - Tupac Amaru*

Determinado las longitudes y diámetro propuesto del pilote, se procede a calcular la resistencia por punta del Pilote analizado para lo cual es necesario verificar los esfuerzos del suelo afectado a este elemento estructural.

**Figura 64***Esfuerzos Totales de Suelo C-02 - Tupac Amaru***Figura 65***Presión de Poros de Suelo C-02 - Tupac Amaru*

**Figura 66***Esfuerzos Efectivos de Suelo*

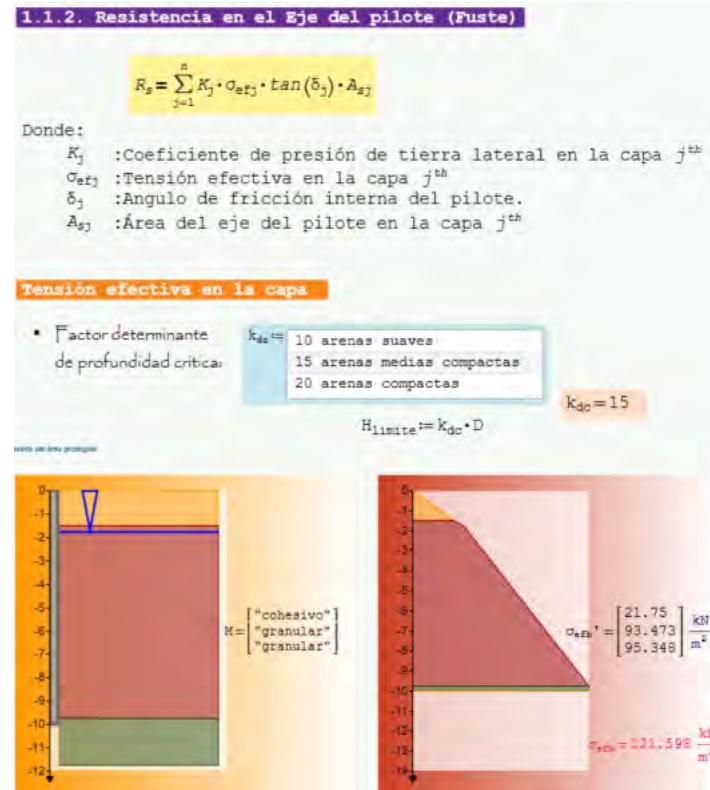
Posteriormente, se debe establecer el factor del suelo para estimar la capacidad portante en el estrato sólido de apoyo. Este factor está directamente relacionado con el ángulo de fricción del suelo en la zona donde se apoya la punta del pilote. Asimismo, para calcular la resistencia por punta del pilote, es indispensable conocer su sección transversal.

**Figura 67***Factor de Capacidad Portante*

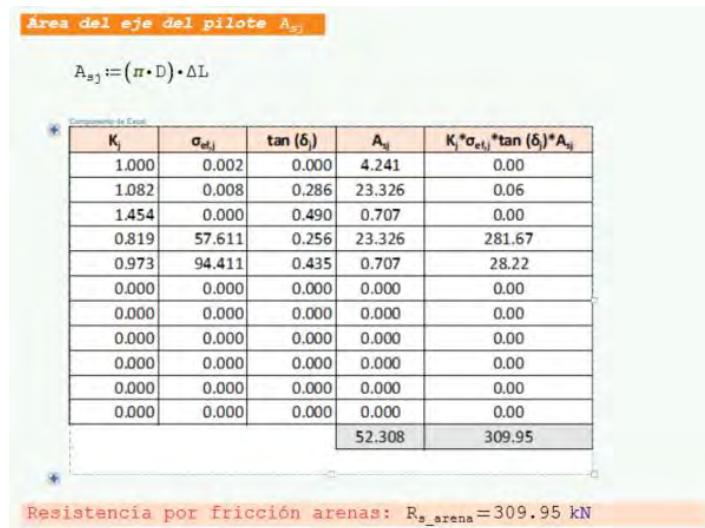
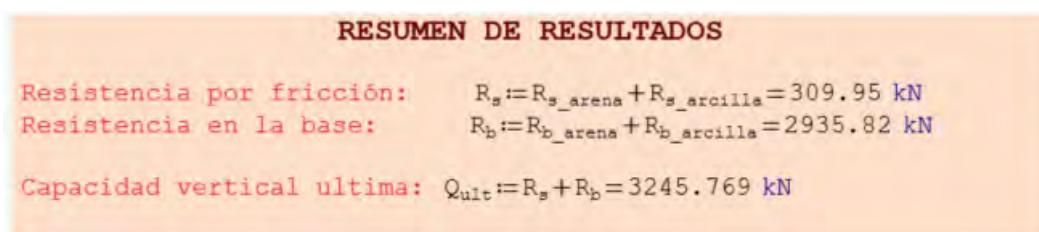
Una vez obtenida la resistencia en la punta del pilote, se continúa con el cálculo de la resistencia por fuste o fricción lateral, la cual es proporcionada por la interacción con el suelo fino presente en los estratos arenosos identificados en el punto C-02.

### Figura 68

#### Calculo de Tensión Efectiva en Capa de Pilote



A continuación, se calcula el área del eje o superficie de contacto del pilote con el suelo, en función de las dimensiones previamente establecidas.

**Tabla 58***Resistencia por Fricción Lateral del Pilote en suelo granular***Figura 69***Resumen de Resultados – C-02*

De igual manera, se determina el número de pilotes por apoyo conforme al artículo 15.2.2 de la Norma Técnica E.050 – Suelos y Cimentaciones, utilizando las fuerzas axiales de servicio (cargas no amplificadas) obtenidas del análisis estructural para la combinación: CM+CV. La capacidad última de los pilotes, proporcionada por el estudio de mecánica de suelos, es:  $Q_{ult}=3245.769 \text{ KN}=330.98 \text{ tonf}$ , aplicando un factor de seguridad geotécnico  $FS=2.5$ , se obtiene una capacidad admisible  $Q_{adm}=132.392 \text{ tonf}$ . El número de pilotes en cada cabezal se fijó de manera que la carga de servicio por pilote resulte menor o igual a  $Q_{adm}$ .

- Capacidad última por pilote: 330.98 tonf
- FS geotécnico: 2.5

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS} = \frac{330.98}{2.5} = 132.392 \text{ tonf}$$

Número de Pilotes por apoyo:

$$N = \frac{Q_{servicio}}{Q_{adm}} \quad , \quad \frac{Q_{servicio}}{N} \leq Q_{adm}$$

**Tabla 59***Numero de Pilotes por Apoyo: C-02 Tupac Amaru*

Apoyo	$Q_{serv}$ (tonf)	$N = Q_{serv}/Q_{adm}$	Nº Pilotes Necesarios
P1	114.263	0.86	1 pilote
P2	99.050	0.75	1 pilote
P3	151.112	1.14	2 pilotes
Ascensor	301.361	2.28	3 pilotes
C1	97.344	0.74	1 pilote
C2	103.448	0.78	1 pilote
C3	149.907	1.13	2 pilotes
C4	181.820	1.37	2 pilotes
C5	102.296	0.77	1 pilote
C6	156.874	1.18	2 pilotes
C7	115.877	0.88	1 pilote
C8	131.184	0.99	1 pilote
C9	99.050	0.75	1 pilote
C10	72.496	0.55	1 pilote
C11	57.989	0.44	1 pilote
C12	42.788	0.32	1 pilote
		Total	22 pilotes

El número de pilotes por apoyo fue determinado cumpliendo estrictamente lo establecido por la Norma Técnica E.050, utilizando cargas de servicio y capacidad admisible geotécnica.

Este procedimiento garantiza que cada pilote opere dentro de su capacidad resistente frente a las cargas verticales transmitidas por la estructura.

## 6.5. Elaboración de Pilotes a escala

Una vez definidas las dimensiones requeridas para los pilotes en cada punto, es necesario proceder con la preparación de pilotes a escala. Para este caso, se determinan medidas viables utilizando materiales accesibles para su fabricación, conforme al diseño propuesto. En ambos tipos de suelo se estableció que las

dimensiones geométricas del pilote teórico sean de 90 cm de diámetro y 10.00 m de profundidad.

#### **6.5.1. *Equipos utilizados***

Para la fabricación de los pilotes a escala se utilizaron los siguientes insumos y materiales:

- Tubo de PVC SAP 6"
- Acero corrugado
- Agregado fino y grueso de diseño
- Cemento Portland tipo IP
- Herramientas manuales

#### **6.5.2. *Procedimiento***

La escala será de la sexta parte, es decir para un diámetro de 90 cm en escala 1:6 se utilizó un tubo de 6" representando un diámetro de 15 cm a escala, en otras palabras, la sexta parte, considerando esta misma proporción o escala para alcanzar la profundidad de 10.00 m se tiene una longitud a escala de 1.66 metros.

En primer lugar, se calcula el volumen de concreto requerido para la fabricación de cuatro pilotes a escala: dos de ellos serán ensayados en el punto C-01, ubicada en la urbanización Los Nogales, y los otros dos serán hincados en el punto C-02, situada en la urbanización Túpac Amaru. Una vez determinado el volumen de concreto, se procede a dosificar los materiales necesarios, como el agregado fino, el agregado grueso y el agua. Paralelamente, se preparan las varillas de acero de 1/4" de diámetro, las cuales se colocarán dentro del pilote para representar el área mínima de refuerzo requerida en el elemento estructural.

Luego se procede a la medición de las longitudes requeridas por los pilotes, este debe de ser de 1.66 m para lo cual el tubo de PVC de 6" ha sido dividido en esta longitud el cual servirá de encofrado para el pilote a escala.

**Figura 70**

*Preparación de Tubo de PVC SAP 6" para Pilote a Escala*



Después dimensionados los materiales necesarios para el encofrado se procede a realizar el armado del acero de refuerzo de sección circular.

**Figura 71**

*Armado de Acero de Refuerzo para Pilotes a Escala*



Se coloca el acero de refuerzo dentro de la tubería y se procede al vaciado del concreto. Para evitar cangrejeras, se realiza el chuceo con una varilla de acero durante el colado con apoyo de una plataforma de trabajo.

**Figura 72***Culminación de Vaciado de Concreto en Pilotes a Escala*

Después de 01 día se procede al desmontaje de los pilotes ya fraguados, con el respectivo curado de concreto diario.

**Figura 73***Desencofrado de Pilotes a Escala*

Con el objetivo de facilitar el proceso de hincado de los pilotes se procedió a realizar un perfilado con ayuda de un disco de acero de 8" y una moladora en la punta a una

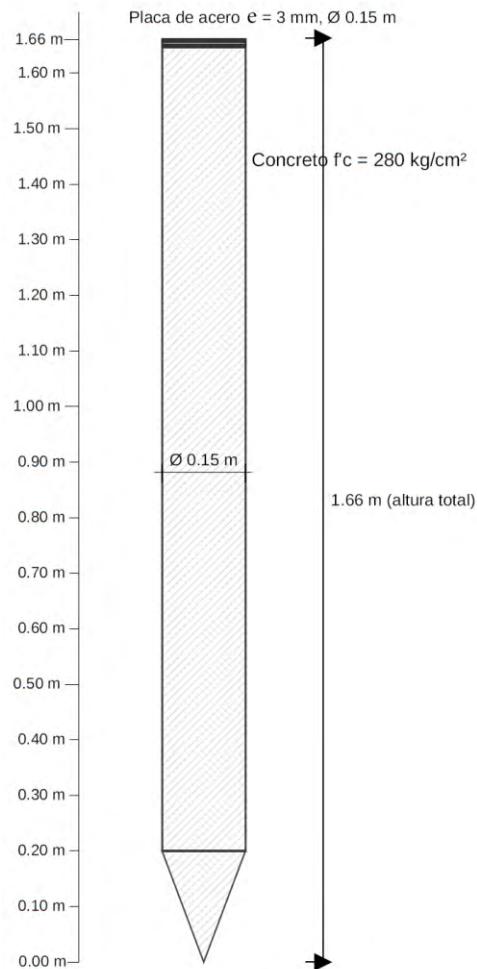
distancia de 20 cm con respecto a la base del pilote. Este procedimiento se realizó previamente al traslado de los mismos hacia los terrenos donde se realizó las pruebas de hincado.

**Figura 74**

*Perfilado de Punta de Pilote previo a Proceso de Hincado*



Con los pilotes a escala ya preparados se procedió a realizar el traslado de los mismos a las zonas de ensayo, como primer punto se tiene el terreno ubicado en la urbanización de Los Nogales, como primer paso para realizar este ensayo se procedió a ubicar un área de trabajo cercano al punto C-01 previamente desarrollado y se realizó el montaje de los componentes para la aplicación de la carga con un martillo estándar a una altura determinada.

**Figura 75***Dibujo técnico del pilote a escala***Figura 76***Preparación de Equipo de Hincado de Pilotes a Escala*

Luego se realiza una marcación cada 10 cm para registrar la cantidad de golpes requeridos para el hincado, se mide la distancia de golpeo ( $h=1.0$  m) y posteriormente se procede a realizar los golpes.

**Figura 77**

*Procedimiento de Hincado de Pilote en C-01 - Los Nogales*



El procedimiento culmina cuando toda la longitud del pilote a escala es hincado en su totalidad en el terreno.

**Figura 78**

*Hincado Total de Pilote C-01 - Los Nogales*



El mismo procedimiento se realizó para el punto C-02 ubicado en la urbanización Tupac Amaru, de la misma manera en primer lugar se procede a preparar el equipo

**Figura 79**

*Preparación de Equipo de Hincado de Pilotes a Escala - Tupac amaru*



Se realiza el marcado del pilote cada 10 cm y se da inicio al proceso de hincado utilizando un martillo estándar con una masa de 63,5 kg, el cual cae desde una altura máxima de 100 cm. Durante el procedimiento, se registra el número de golpes requeridos por cada segmento de 10 cm de avance, tomando en cuenta estos datos hasta que el pilote quede completamente empotrado en el terreno, cabe mencionar que se dispuso una placa de acero en la cabeza del pilote a escala, a fin de transmitir el golpe del martillo de hinca y uniformizar las tensiones de contacto durante el proceso de hincado.

**Figura 80**

*Procedimiento de Hincado de Pilote en C-02 - Tupac Amaru*

**Figura 81**

*Hincado Total de Pilote C-02 - Tupac Amaru*



### 6.5.3. Toma de datos

Una vez finalizado el procedimiento en campo, se procede al registro de los datos obtenidos, que incluyen el número de golpes aplicados y la resistencia alcanzada durante el hincado del pilote, se hincó 02 pilotes por cada punto de estudio.

**Tabla 60**

*Número de Golpes para Pilote a Escala en C-01 - Los Nogales*

Profundidad		Nº de golpes	
m	Ensayo 1 (N)	m	Ensayo 2 (N)
0.06	1	0.06	1
0.16	2	0.16	2
0.26	2	0.26	3
0.36	3	0.36	4
0.46	4	0.46	5
0.56	5	0.56	6
0.66	6	0.66	6
0.76	7	0.76	7
0.86	7	0.86	7
1.96	7	1.96	8
1.06	8	1.06	9
1.16	8	1.16	9
1.26	9	1.26	10
1.36	10	1.36	11
1.46	10	1.46	11
1.56	11	1.56	12
1.66	11	1.66	12

**Tabla 61***Número de Golpes para Pilote a Escala en C-02 - Tupac Amaru*

Profundidad m	Nº de golpes Ensayo 1 (N)	Profundidad m	Nº de golpes Ensayo 2 (N)
0.06	1	0.06	1
0.16	1	0.16	1
0.26	2	0.26	2
0.36	3	0.36	3
0.46	5	0.46	4
0.56	6	0.56	4
0.66	6	0.66	5
0.76	7	0.76	5
0.86	7	0.86	6
1.96	7	1.96	6
1.06	8	1.06	7
1.16	8	1.16	7
1.26	8	1.26	7
1.36	9	1.36	8
1.46	9	1.46	9
1.56	10	1.56	9
1.66	10	1.66	9

Posteriormente se aplicaron métodos dinámicos para calcular la capacidad ultima de los pilotes basada en las teorías de ENR, Hiley y Janbu, estos usan la energía del martillo de hinca, el peso, la caída, y la penetración por golpe para estimar la capacidad portante del Pilote.

Los datos necesarios para la aplicación de estas fórmulas empíricas son:

W = Peso del martillo [kN]

H = Altura de caída por golpe [m]

$\eta$  = Eficiencia global del sistema de hinca (0–1)

s = Penetración por golpe (set) al final de hinca [m]

Q = Resistencia/Capacidad por el método dinámico [kN]

## 1) ENR (Engineering News Record)

Fórmula empírica:

$$Q = \frac{(\eta \cdot W \cdot H)}{(s + C_{ENR})}$$

Términos específicos:

- $C_{ENR}$  = Constante empírica que corrige pérdidas y compresiones del sistema.

Valores tradicionales:

Para un martillo de caída:  $C_{ENR} \approx 0.025$  m ( $\approx 25$  mm)

Para un martillo de vapor:  $C_{ENR} \approx 0.0025$  m ( $\approx 2.5$  mm)

Estos valores de  $C$  son sustentados en la recopilación de literatura de Vulcan Iron Works que cita el texto original de A. M. Wellington. Ahí se transcribe la regla de la Engineering News (ENR) y se indica:

- Para martillos de caída: en el denominador se usa “1 pulgada”.
- Para martillos de vapor (steam hammers): Wellington señala que ese constante debe ser “1/10”, es decir, 0.1 pulgadas.

Esta fórmula es aplicable a pilotes hincados, donde  $Q$  representa la capacidad total (fuste + punta) para el set medido.

## 2) Hiley (iterativo)

Fórmula práctica más usada:

$$Q = \frac{(\eta \cdot W \cdot H)}{(s + C/2)}$$

donde  $C = C1 + C2 + C3$

Términos específicos:

- $C1$  = Compresión del conjunto de golpeo (cushion, martillo) (m). Puede estimarse por Rígidez  $k$  equivalente o tablas del fabricante.

$$C1 = \frac{Q}{k_{cushion}} + \frac{Q}{k_{martillo}}$$

Por formulas elementales se entiende que  $k = (E \cdot A) / L$

- $C2 =$  Acortamiento elástico del pilote (m),  $C2 = \frac{Q \cdot L}{A \cdot E}$

$L$  = longitud efectiva del pilote;  $A$  = área de sección;  $E$  = módulo del material del pilote ( $\text{kN/m}^2$ ).

- $C_3$  = Compresión del terreno (quake del suelo) (m). Valores típicos: 0.002–0.005 m según el suelo.

Goble, Rausche & Likins (1975–1980s) Desarrollo del PDA y el método CAPWAP. En sus manuales indican valores típicos de quake:

- 2 mm para arena
- 2.5 a 5 mm para arcilla

FHWA – Federal Highway Administration - Design and Construction of Driven Pile Foundations – Vol. I & II (Hannigan, Goble, Likins, Rausche, 2006).

Allí se recomiendan valores de quake de 2–5 mm como referencia de diseño.

En la Norma ASTM D4945 (High-Strain Dynamic Testing of Piles) se menciona que en los análisis de onda (CAPWAP) se usan valores iniciales de quake de 2 mm (arena) y 2.5 a 5 mm (arcilla).

$Q$  resulta de la energía disponible y de la deformación elástica total del sistema; es una capacidad total.

Como  $C$  depende de  $Q$ , la ecuación se resuelve por iteración

### 3) Janbu (iterativo)

Relación fundamental (SI):

$$Q = \frac{\eta \cdot W \cdot H}{s + \Delta}$$

Términos específicos:

$$\Delta = \delta_{\text{pilote}} + \delta_{\text{cushion}} + \delta_{\text{equipo}} + u_{\text{quake}}$$

Definición de los términos en  $\Delta$ :

- $\delta_{\text{pilote}}$  = Acortamiento elástico del pilote:  $\frac{Q \cdot L}{A \cdot E}$  (m)
- $\delta_{\text{cushion}}$  = Compresión del cushion:  $\frac{Q}{k_{\text{cushion}}}$  (m)
- $\delta_{\text{equipo}}$  = Compresión del conjunto metálico (martillo):  $\frac{Q}{k_{\text{equipo}}}$  (m)
- $u_{\text{quake}}$  = Quake del suelo (deformación elástica inicial) (m); típico 0.002–0.005.

Como  $\Delta$  depende de  $Q$ , la ecuación se resuelve por iteración:

Conocido los métodos dinámicos y los factores necesarios que utilizan se procede a determinar la resistencia ultima de los 2 pilotes a escala hincados.

**Tabla 62**

*Parámetros utilizados para el Pilote a Escala en C-01 Nogales*

Parámetro	Valor	Descripción
W (kN)	0.612	Peso del martillo (m=62.37 kg)
H (m)	1	Altura de caída / energía
$\eta$ (eficiencia)	0.6	Eficiencia global del sistema
s (m)	0.0091	Penetración por golpe final
C_ENR (m)	0.025	Corrección ENR por pérdidas (para martillo de caída)
L (m)	1.66	Longitud del pilote
A ( $m^2$ )	0.0177	Área de la sección del pilote
E (kN/ $m^2$ )	25300000	Módulo de material del pilote Concreto $F_c=280$ kg/cm $^2$ (25.3 GPa)
k_cushion (kN/m)	1178000000	Rigidez equivalente del cushion Acero E=200Gpa
k_equipo (kN/m)	20400000	Rigidez equivalente del martillo acero de carbono AISI 1045 (h=29cm y D=19.4 cm)
u_quake (m)	0.0025	Quake del suelo (2–5 mm típico)
$Q_0$ Janbu (kN)	1500	Valor inicial para iteración Janbu

El parámetro S(m) Penetración por golpe final, corresponde a 0.91 cm para el Pilote hincado en el ensayo 1 y 0.83 cm para el Pilote hincado en el ensayo 2

**Tabla 63**

*Iteraciones método Hiley para el Pilote a Escala en C-01 Nogales*

Iter	Q asumido (kN)	Ensayo 1	C1	C2	C3	C total (m)	S + C/2 (m)	Q nuevo Ensayo 1 (kN)
0	1000	4.987E-05	3.713E-03	0.003	0.007	0.012	29.40	
1	29.402	1.466E-06	1.092E-04	0.003	0.003	0.011	34.44	
2	34.441	1.718E-06	1.279E-04	0.003	0.003	0.011	34.41	
3	34.411	1.716E-06	1.278E-04	0.003	0.003	0.011	34.41	

Iter	Q asumido Ensayo 2 (kN)	C1	C2	C3	C total (m)	S + C/2 (m)	Q nuevo Ensayo 2 (kN)
0	1000	4.987E-05	3.713E-03	0.003	0.007	0.012	31.42
1	31.416	1.567E-06	1.166E-04	0.003	0.003	0.010	37.22
2	37.223	1.856E-06	1.382E-04	0.003	0.003	0.010	37.18
3	37.182	1.854E-06	1.381E-04	0.003	0.003	0.010	37.18

**Tabla 64***Iteraciones método Janbu para el Pilote a Escala en C-01 Nogales*

Iteración	Q asumido Ensayo 1 (kN)	δ_pilote	δ_cushion	δ_equipo	u_quake	Δ total (m)	Qu nuevo Ensayo 1 (kN)
0	1500	5.57E-03	1.27E-06	7.353E-05	0.0025	0.0081	21.28
1	21.281	7.90E-05	1.81E-08	1.043E-06	0.0025	0.0026	31.42
2	31.420	1.17E-04	2.67E-08	1.540E-06	0.0025	0.0026	31.32
3	31.317	1.16E-04	2.66E-08	1.535E-06	0.0025	0.0026	31.32

Iteración	Q asumido Ensayo 2 (kN)	δ_pilote	δ_cushion	δ_equipo	u_quake	Δ total (m)	Qu nuevo Ensayo 2 (kN)
0	1500	5.57E-03	1.27E-06	7.353E-05	0.0025	0.0081	22.32
1	22.317	8.29E-05	1.89E-08	1.094E-06	0.0025	0.0026	33.72
2	33.718	1.25E-04	2.86E-08	1.653E-06	0.0025	0.0026	33.59
3	33.585	1.25E-04	2.85E-08	1.646E-06	0.0025	0.0026	33.59

**Tabla 65***Resultados de Capacidad de carga para el Pilote a Escala en C-01 Nogales*

Método	Qu Ensayo 1 (kN)	Qu Ensayo 2 (kN)	Fórmula
ENR	10.76	11.02	$Qu = \eta \cdot W \cdot H / (s + C_{ENR})$
Hiley	34.41	37.18	$Qu = \eta \cdot W \cdot H / (s + C_{Hiley}/2)$
Janbu	31.32	33.59	$Qu = \eta \cdot W \cdot H / (s + C)$

Para los mismos valores de ( $W$ ,  $h$ ,  $\eta$ ,  $S$ ) se obtuvo los resultados mostrados donde  $Q_{ENR} < Q_{Janbu} < Q_{Hiley}$ , esto debido a que el factor  $C$  de ENR es muy conservador, la constante empírica (25 mm para martillo de caída) agrega pérdidas/compresiones en un término fijo, independiente del sistema real. En el caso de  $C$  en Hiley se calcula razonablemente en función de las deformaciones elásticas del sistema, además considera que si la fuerza crece linealmente  $0 \rightarrow Q$  durante la compresión elástica  $C$ , el trabajo elástico es  $\frac{1}{2}QC$ ; Janbu queda intermedio al considerar la suma completa de deformaciones elásticas ( $\Delta$ ), calculadas con parámetros físicos del sistema (rigideces,  $E$ ,  $L$ , etc.).

Ahora, para el caso del pilote a escala hincado en el punto C-2 Tupac Amaru.

**Tabla 66**

*Parámetros utilizados para el Pilote a Escala en C-02 Tupac Amaru*

Parámetro	Valor	Descripción
$W$ (kN)	0.612	Peso del martillo ( $m=62.37$ kg)
$H$ (m)	1	Altura de caída / energía
$\eta$ (eficiencia)	0.6	Eficiencia global del sistema
$s$ (m)	0.01	Penetración por golpe final
$C_{ENR}$ (m)	0.025	Corrección ENR por pérdidas (para martillo de caída)
$L$ (m)	1.66	Longitud del pilote
$A$ ( $m^2$ )	0.0177	Área de la sección del pilote
$E$ ( $kN/m^2$ )	25300000	Módulo de material del pilote Concreto $F_c=280$ kg/cm <sup>2</sup> (25.3 GPa)
$k_{cushion}$ (kN/m)	1178000000	Rigidez equivalente del cushion Acero $E=200$ Gpa
$k_{equipo}$ (kN/m)	20400000	Rigidez equivalente del martillo acero de carbono AISI 1045 ( $h=29$ cm y $D=19.4$ cm)
$u_{quake}$ (m)	0.002	Quake del suelo (2–5 mm típico)
$Q_0$ Janbu (kN)	1000	Valor inicial para iteración Janbu

El parámetro  $S(m)$  Penetración por golpe final, corresponde a 1 cm para el Pilote hincado en el ensayo 1 y 1.11 cm para el Pilote hincado en el ensayo 2.

**Tabla 67***Iteraciones método Hiley para el Pilote a Escala en C-02 Tupac Amaru*

Iter	Q asumido Ensayo 1 (kN)	C1	C2	C3	Ctotal (m)	S + C/2 (m)	Q nuevo Ensayo 1 (kN)
0	1000	4.99E-05	3.71E-03	0.003	0.0068	0.0134	27.42
1	27.42	1.37E-06	1.02E-04	0.003	0.0031	0.0116	31.77
2	31.77	1.58E-06	1.18E-04	0.003	0.0031	0.0116	31.75
3	31.75	1.58E-06	1.18E-04	0.003	0.0031	0.0116	31.75

Iter	Q asumido Ensayo 2 (kN)	C1	C2	C3	C total (m)	S + C/2 (m)	Qnuevo Ensayo 2 (kN)
0	1000	4.99E-05	3.71E-03	0.003	0.0068	0.0145	25.34
1	25.34	1.26E-06	9.41E-05	0.003	0.0031	0.0126	29.02
2	29.02	1.45E-06	1.08E-04	0.003	0.0031	0.0127	29.00
3	29.00	1.45E-06	1.08E-04	0.003	0.0031	0.0127	29.00

**Tabla 68***Iteraciones método Janbu para el Pilote a Escala en C-02 Tupac Amaru*

Iteración	Q asumido					Δ (m)	Qu nuevo (kN)
	Ensayo 1 (kN)	δ_pilote	δ_cushion	δ_equipo	u_quake		
0	1500	5.57E-03	1.27E-06	7.35E-05	0.002	0.0076	20.80
1	20.799	7.72E-05	1.77E-08	1.02E-06	0.002	0.0021	30.38
2	30.384	1.13E-04	2.58E-08	1.49E-06	0.002	0.0021	30.29
3	30.293	1.12E-04	2.57E-08	1.48E-06	0.002	0.0021	30.29

Iteración	Q asumido					Δ total (m)	Qu nuevo Ensayo 2 (kN)
	Ensayo 2 (kN)	δ_pilote	δ_cushion	δ_equipo	u_quake		
0	1500	5.57E-03	1.27E-06	7.35E-05	0.002	0.0076	19.58
1	19.578	7.27E-05	1.66E-08	9.60E-07	0.002	0.0021	27.86
2	27.857	1.03E-04	2.36E-08	1.37E-06	0.002	0.0021	27.79
3	27.792	1.03E-04	2.36E-08	1.36E-06	0.002	0.0021	27.79

**Tabla 69***Capacidad de carga para el Pilote a Escala en C-02 Tupac Amaru*

Método	Qu Ensayo 1 (kN)	Qu Ensayo 2 (kN)	Fórmula
ENR	10.49	10.17	$Qu = \eta \cdot W \cdot H / (s + C_{ENR})$
Hiley	31.75	29.00	$Qu = \eta \cdot W \cdot H / (s + C_{Hiley}/2)$
Janbu	30.29	27.79	$Qu = \eta \cdot W \cdot H / (s + C)$

Del mismo modo que en C-1 Nogales, para los mismos valores de ( $W$ ,  $h$ ,  $\eta$ ,  $S$ ) se obtienen los resultados mostrados donde  $Q_{ENR} < Q_{Janbu} < Q_{Hiley}$ ,

En vista de que el Método dinámico intermedio en ambos casos es de Janbu, y al considerar la suma completa de deformaciones elásticas ( $\Delta$ ), calculadas con parámetros físicos del sistema (rigideces,  $E$ ,  $L$ , etc.), se tomará el valor calculado mediante este, así también para la comparación de la resistencia geotécnica teórica y experimental se utilizará el Qu dinámico más crítico de los ensayos analizados en C-01 y C-02, es decir para el Qu dinámico en Nogales C-01 se utilizará 31.318 Kn = 3.194 Tonf, y para el Qu dinámico en Tupac Amaru C-02 se utilizará 27.79 Kn = 2.834 Tonf.

Después de obtener la capacidad última de los Pilotes a escala se procederá a determinar la capacidad por punta y fuste en ambos casos.

Es necesario indicar que la resistencia total  $Qu$  se determinó con métodos dinámicos de hinca (Hiley, Janbu y ENR) como criterio de construcción, en concordancia con FHWA, que recomienda el uso de métodos dinámicos (ecuación de ondas, PDA/DLT o, si no hay instrumentación, fórmulas dinámicas) para desarrollar criterios de hinca y verificación en campo. Para la discretización de la capacidad por punta y fuste nos apoyamos de métodos estáticos ( $\alpha/\beta$ ), que constituyen la base del diseño geotécnico, y se escalara al  $Qu$  calculado en los puntos C-01 y C-02.

En ese sentido, para la capacidad por fricción lateral del punto C-02, nos basaremos en la teoría propuesta por O'Neill y Reese (1999), para ello es necesario conocer el N60, teniendo del ensayo SPT el valor de N, se aplicará los factores de corrección que según Ventayol y Fernandez (2014) la norma actual del ensayo SPT, UNEEN ISO 22476-3:2006, el valor N de campo obtenido en el SPT debe sufrir la siguiente corrección:

$$N60 = N \cdot (E_r/60) \cdot a \cdot s \cdot C_n$$

Donde:

Er representa el factor de energía, **a** es el factor de corrección que considera las pérdidas de energía asociadas a la longitud del varillaje, aplicable en suelos arenosos. **Cn** corresponde al factor de corrección que toma en cuenta la tensión vertical originada por la sobrecarga del terreno, también en arenas. **s** es el factor de corrección relacionado con la presencia o ausencia de la camisa interior durante el ensayo.

Con base en la medición de la energía real obtenida en 42 ensayos SPT realizados con dos sondas Rilatec, modelos RL400 y RL48, se ha determinado que el factor de corrección por energía que debe aplicarse al valor N de campo obtenido con estas sondas es el siguiente, según lo establece la norma UNE EN ISO 22476-3:2006:

- $Er/60 = 80/60 = 1,33 \cdot N$ , para ensayos SPT a partir de 10 m de profundidad.
- $Er/60 = 75/60 = 1,25 \cdot N$ , para ensayos SPT entre 6 m y 10 m de profundidad.
- $Er/60 = 65/60 = 1,10 \cdot N$ , para ensayos SPT entre 2 m y 6 m de profundidad.

En el caso específico del presente estudio, dado que los ensayos de hincado se efectuaron hasta una profundidad máxima de 2.00 m, se aplicará un factor de corrección por energía  $Er/60$  igual a 1.10.

Por otro lado, se debe considerar la corrección adicional correspondiente al valor de “a”, relacionada con la longitud del varillaje cuando esta es menor a 10 metros, conforme a lo establecido en la normativa.

#### Tabla 70

Factor de Corrección por Longitud

Longitud de varilla	Factor de corrección
	<b>a</b>
>10 m	1.00
6 a 10 m	0.95
4 a 6 m	0.85
< 4 m	0.75

Dado que el ensayo se realizó a una profundidad menor a 4.00 m, corresponde aplicar un factor de corrección de 0.75. Además, conforme a la normativa vigente, debe considerarse un valor mínimo del factor  $s=1.10$ , aunque este podría incrementarse hasta 1.20 según algunas referencias bibliográficas; en este caso, se adoptará un valor

de  $s=1.10$ . Finalmente, con el fin de comparar la resistencia del suelo a distintas profundidades, se incorpora una última corrección por sobrecarga del terreno, representada por el factor  $C_n$ , cuyo valor, según la norma UNE-EN, es 1.0 para condiciones de tensiones verticales efectivas.

Conociendo los factores es posible determinar el factor N60.

**Tabla 71**

*N60 para Pilote a Escala en C-02 – Tupac Amaru*

Profund. m.	Nº DE	
	GOLPES	N60
	SPT (N)	
0.10	1	0.91
0.20	1	0.91
0.30	1	0.91
0.40	1	0.91
0.50	1	0.91
0.60	1	0.91
0.70	1	0.91
0.80	1	0.91
0.90	1	0.91
1.00	1	0.91
1.10	1	0.91
1.20	1	0.91
1.30	1	0.91
1.40	1	0.91
1.50	1	0.91
1.60	1	0.91
1.66	1	0.91

De acuerdo con Tapia y Cuitiño (2022), y basándose en la teoría propuesta por O'Neill y Reese (1999), la resistencia por fricción en suelos arenosos y limosos se determina utilizando el método beta ( $\beta$ ), el cual se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$f_{sz} = \beta \cdot \sigma_z \leq 2.1 \text{ tsf} = 200 \text{ kPa}$$

Donde:

$f_{sz}$ : Resistencia unitaria por fuste en arenas a una profundidad  $z$

$\sigma'_z$ : Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z

$\beta$ : Factor que combina la influencia del coeficiente de presión lateral de tierras y la tangente del ángulo de fricción en la interfaz del concreto con el suelo

Así, el valor del parámetro  $\beta$ , fue calculado mediante la expresión para un número de golpes N60 menor o igual a 15 se determina a través de la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245\sqrt{Z(m)}) ; \quad N_{60} \leq 15$$

Donde:

Z: Profundidad en metros,

N60: Número de golpes SPT, corregido por la energía del martillo.

Conocido los factores necesarios para determinar el esfuerzo a fricción lateral el cual debe de ser multiplicado por el área contacto del pilote, se tiene la siguiente tabla. Es necesario indicar que el Pilote a escala se hincó a partir de 1m de profundidad por debajo del nivel del terreno.

**Tabla 72**

*Resistencia por Fricción Lateral de Pilote a Escala - C-02 Tupac Amaru*

Profund. m.	Nº DE GOLPES SPT (N)	N60	$\beta$	esfuerzo (kg/m <sup>2</sup> )	presión de poros (kg/m <sup>2</sup> )	esfuerzo neto (kg/m <sup>2</sup> )	esfuerzo por fricción (kg/m <sup>2</sup> )	resistencia por fricción (kgf)
1.10	1	0.91	0.09	187		187.0	16.09	0.76
1.20	1	0.91	0.09	374		374.0	32.19	3.03
1.30	1	0.91	0.09	561		561.0	48.28	6.83
1.40	1	0.91	0.09	748		748.0	64.37	12.13
1.50	1	0.91	0.09	935		935.0	80.47	18.96
1.60	1	0.91	0.09	1122		1122.0	96.56	27.30
1.70	1	0.91	0.09	1309		1309.0	112.66	37.16
1.80	1	0.91	0.09	1496	800	696.0	59.90	22.58
1.90	1	0.91	0.09	1683	900	783.0	67.39	28.58
2.00	1	0.91	0.09	1870	1000	870.0	74.87	35.28
2.10	1	0.91	0.09	2057	1100	957.0	82.36	42.69
2.20	1	0.91	0.09	2244	1200	1044.0	89.85	50.81
2.30	1	0.91	0.09	2431	1300	1131.0	97.34	59.63
2.40	1	0.91	0.09	2618	1400	1218.0	104.82	69.16
2.50	1	0.91	0.09	2805	1500	1305.0	112.31	79.39
2.60	1	0.91	0.09	2992	1600	1392.0	119.80	90.33
2.66	1	0.91	0.09	3104.2	1660	1444.2	125.82	98.42
						<b>16076.2</b>		<b>683.05</b>

De acuerdo al cálculo de la resistencia a por fricción lateral a una profundidad de 2.66 m se logra una resistencia de 683.05 kgf para el pilote a escala ubicado en el terreno de influencia del punto C-02 ubicado en la urbanización Tupac Amaru.

Para la capacidad por fricción lateral del punto C-01, se usará el método α para fricción de fuste en arcillas, propuesta y difundida en la literatura (Tomlinson, Pile Design and Construction Practice) y adoptada por manuales como NAVFAC DM 7.2 para pilotes hincados en arcillas.

$$f_s = \alpha c_u \text{ y } R_s = \sum \alpha_j c_{u,j} A_{s,j}.$$

Donde:

$\alpha_j$ : Coeficiente de adhesión

$c_{u,j}$ : Cohesión sin drenar en la capa j

$A_{s,j}$ : Área del eje del pilote

**Tabla 73**

*Coeficiente de adhesión α vs. cu*

Material del pilote	Consistencia del suelo	Rango de cohesión cu [kN/m <sup>2</sup> ]	Coeficiente de adhesión α [-]
Pilote de madera y hormigón	Muy suave	0 - 12	0.00 - 1.00
	Suave	12 - 24	1.00 - 0.96
	Medio rígido	24 - 48	0.96 - 0.75
	Rígido	48 - 96	0.75 - 0.48
	Muy rígido	96 - 192	0.48 - 0.33
Pilotes de acero	Muy suave	0 - 12	0.00 - 1.00
	Suave	12 - 24	1.00 - 0.92
	Medio rígido	24 - 48	0.92 - 0.70
	Rígido	48 - 96	0.70 - 0.36
	Muy rígido	96 - 192	0.36 - 0.19

La Cohesión del estrato donde se desarrolla el pilote a escala es de Cu = 25.49 KN/m<sup>2</sup>, por lo tanto, el factor α que corresponde es 0.95 para pilotes de hormigón

$$f_p = 0.95 * 0.26 \frac{kgf}{cm^2} * (166 * \pi * 15) cm^2 = 1932.17 kgf$$

En cuanto al cálculo de la capacidad por punta, Tapia y Cuitiño (2022), basándose en la teoría desarrollada por Skempton en 1951, establecen que la resistencia por punta en suelos arcillosos debe determinarse utilizando la siguiente expresión:

$$f_p = N_c^* S_u$$

Donde:

Nc : Factor de capacidad de carga

Su: Resistencia al cortante no drenado promedio en un rango de profundidad desde la punta de la pila hasta dos veces el diámetro de la misma.

❖ Aplicando la ecuación se tiene el siguiente resultado por capacidad por punta para el caso del punto C-01 ubicado en la urbanización Los Nogales:

$$f_p = 9 * 0.26 \frac{kgf}{cm^2} * 176.715 cm^2 = 413.51 kgf$$

Nc= 9: Factor de capacidad de carga Nc, típico para arcillas saturadas suaves a medias (según Terzaghi y Meyerhof)

En cuanto al cálculo de la capacidad por punta basándose en adaptación de la teoría clásica de capacidad de carga (Terzaghi, Meyerhof, Vesic) para cimientos profundos en arenas, considera que:

$$f_p \text{ arena} = \sigma_e f_b' \cdot N_q \cdot A_b$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi') \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

❖ Aplicando la ecuación se tiene el siguiente resultado por capacidad por punta para el caso del punto C-02 ubicado en la urbanización Tupac Amaru:

$$f_p = 16076.2 \frac{kgf}{m^2} * 7.29 * 176.715 cm^2 = 2071.02 kgf$$

Se considero como factor Nq igual a 7.29, en vista de que el Angulo de fricción en el estrato analizado es de 21.31°

Con los métodos estáticos se determinó la capacidad por punta y fuste de los pilotes a escala hincados, por ende, se tiene la capacidad ultima de ambos

**Tabla 74***Capacidad de carga para los Pilotes a Escala en C-01 y C-02*

Descripción	Capacidad por punta (Kgf)	Capacidad por fuste (Kgf)	Capacidad total (Kgf) $Q_u^{calulado}$	Capacidad total (Tonf) $Q_u^{calulado}$
C-01	413.51	1932.17	2345.68	2.346
C-02	2071.02	683.05	2754.07	2.754

Ahora se determinará la capacidad por punta y fuste a partir de la capacidad ultima  $Q_u^{dinamico}$  calculada por medio de los métodos dinámicos de Hiley, ENR y Janbu, Para la discretización de estas capacidades nos apoyaremos de métodos estáticos ( $\alpha/\beta$ ), y se escalará al  $Q_u^{dinamico}$  calculado en los puntos C-01 y C-02.

Para C-01 Nogales

$$\lambda = \frac{Q_u^{dinamico}}{Q_u^{calulado}} = \frac{3.194}{2.346} = 1.36$$

$$\Rightarrow Q_{friccion} = 1932.17 \text{ Kgf} * \left( \frac{0.101972 \text{ Tonf}}{1 \text{ Kgf}} \right) * 1.36 = 2.630 \text{ Tonf}$$

$$\Rightarrow Q_{punta} = 413.51 \text{ Kgf} * \left( \frac{0.101972 \text{ Tonf}}{1 \text{ Kgf}} \right) * 1.36 = 0.564 \text{ Tonf}$$

Para C-02 Tupac Amaru

$$\lambda = \frac{Q_u^{dinamico}}{Q_u^{calulado}} = \frac{2.834}{2.754} = 1.03$$

$$\Rightarrow Q_{friccion} = 0.702 \text{ Tonf}$$

$$\Rightarrow Q_{punta} = 2.132 \text{ Tonf}$$

## 7. CAPÍTULO VII ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

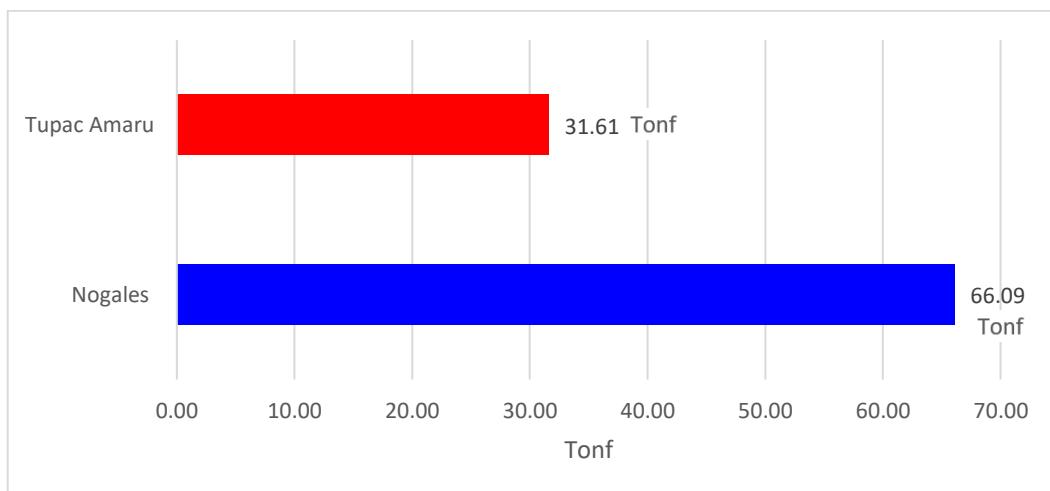
### 7.1. Comparación de la resistencia teórica y experimental

Debido a las características de los estratos del terreno la comparativa de la resistencia teórica y la experimental a la práctica debe de enfocarse en la resistencia por fricción en ambas situaciones, esto se basa a que la profundidad a escala se apoya exclusivamente en la resistencia desarrollado por fricción lateral mas no por la capacidad de punta debido a que el estrato de apoyo de punta se encuentra a una profundidad de más de 10.00 metros.

Ahora, de acuerdo a la resistencia desarrollada en la parte teórica se obtiene los siguientes resultados para ambos terrenos verificados.

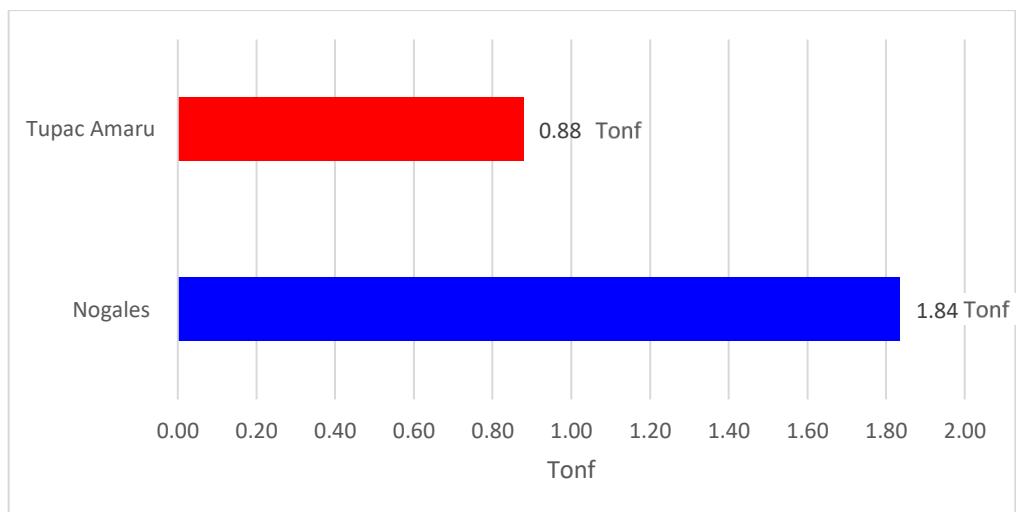
**Figura 82**

*Resistencia por Fricción Lateral Teórico*

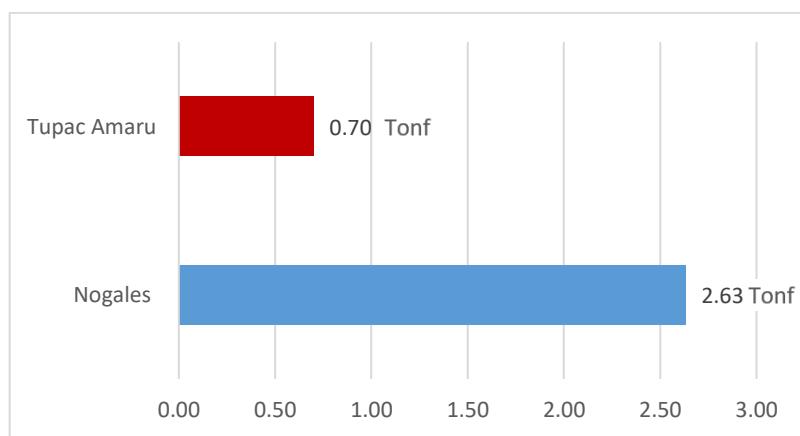


Debido a que se está realizando una prueba a la escala 1:6, la resistencia teórica a alcanzar por parte de los pilotes a escala deberá de ser la trigésima sexta parte de la resistencia teórica (36.<sup>a</sup> parte), debido a que se tiene en cuenta que la resistencia por fuste depende de la superficie lateral ( $D \times L$ ) y al escalar a la sexta parte la geometría del Pilote esta quedaría de la siguiente forma ( $D/6 \times L/6 = D \times L / 36$ ).

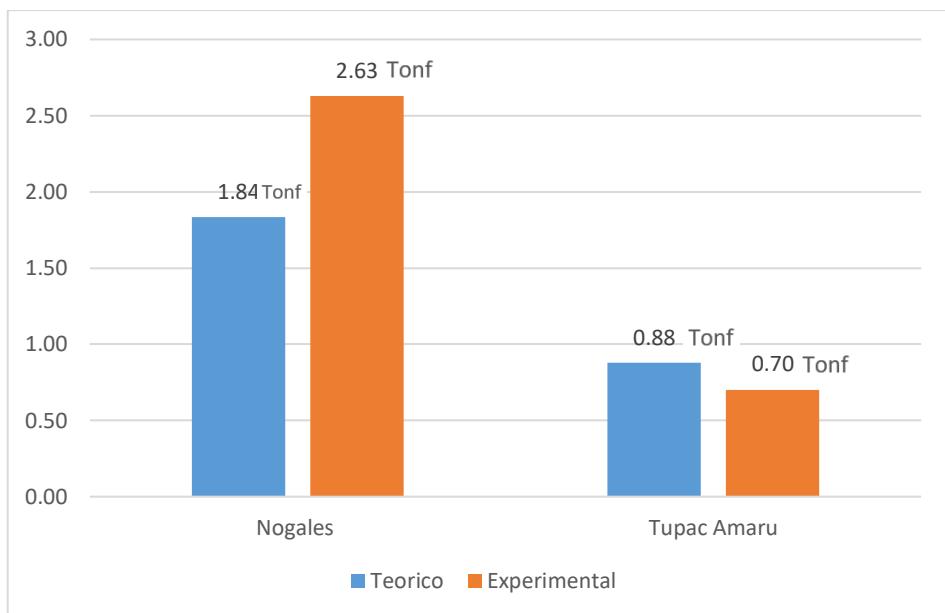
Cabe mencionar que el proceso de hincado del pilote a escala en el terreno se realizó en el estrato que desarrolla la fricción lateral de la superficie de contacto del pilote teórico, bajo esta premisa, las fuerzas a comparar con la resistencia teoría serán las siguientes:

**Figura 83***Resistencia por Fricción Lateral a Escala - Teórico*

De otra parte, luego de haber realizado el cálculo de la resistencia por fricción lateral de los pilotes a escala, desarrollado en el ítem 6.6.3 de la presente investigación se tiene las siguientes resistencias:

**Figura 84***Resistencia por Fricción Lateral de Pilotes a Escala - Experimental*

Finalmente, se procede a realizar la comparación entre los resultados obtenidos experimentalmente y aquellos calculados teóricamente. La comparación correspondiente se presenta a continuación:

**Figura 85***Resistencia por Fricción Lateral - Teórico y Experimental*

Como se verifica en el cuadro anterior, se determina que la resistencia de los pilotes a escala obtenida por métodos dinámicos en ambos tipos de suelo no difiere significativamente de la resistencia teórica, en el caso del suelo arcilloso (Nogales), la resistencia por fricción lateral obtenida experimentalmente en el pilote a escala resulta mayor que la resistencia teórica estimada. En suelos cohesivos saturados, la fricción lateral suele modelarse mediante expresiones del tipo  $q_s = \alpha S_u$ , donde  $S_u$  es la resistencia no drenada obtenida en laboratorio y  $\alpha$  es un coeficiente de adhesión. Sin embargo, el valor de  $S_u$  medido en ensayos de laboratorio suele representar una condición conservadora, ya que no reproduce completamente el confinamiento radial ni la reconsolidación inducida por la hinca del pilote. Durante la instalación, se generan excesos de presión de poros en la arcilla que, al disiparse con el tiempo, incrementan la tensión efectiva alrededor del fuste, fenómeno conocido como setup. Este proceso provoca un aumento local de la resistencia al corte y de la adhesión suelo–pilote, lo que explica que la fricción lateral movilizada experimentalmente pueda superar la estimada teóricamente. Adicionalmente, el pilote a escala, al ser más corto, está trabajando predominantemente en estratos superiores con mayor rigidez o grado de sobreconsolidación.

Por el contrario, en el suelo arenoso (Tupac Amaru) se observa que la resistencia por fricción lateral teórica es mayor que la obtenida experimentalmente en el pilote a escala. En suelos granulares, la fricción lateral depende directamente de la tensión efectiva vertical y se expresa comúnmente como  $q_s = K\sigma'_v \tan\delta$ . Dado que la tensión efectiva aumenta con la profundidad, un pilote de longitud real (10 m) desarrolla fricciones significativamente mayores que un pilote corto a escala (1.66 m), aun cuando ambos sean hincados. El modelo a escala trabaja en un rango de profundidades con tensiones efectivas reducidas y, por tanto, con menor capacidad de fricción lateral. Además, aunque el pilote a escala sea hincado, la energía total de instalación y el volumen de suelo densificado son considerablemente menores que en el pilote real, lo que puede limitar el aumento del coeficiente de presión lateral  $K$  y de la densidad relativa de la arena. Como resultado, la fricción lateral movilizada experimentalmente puede ser inferior a la estimada teóricamente, la cual suele asumir condiciones ideales de densificación y valores representativos de pilotes hincados de mayor longitud.

En síntesis, en suelos cohesivos la resistencia por fricción lateral experimental puede superar a la teórica debido al efecto de reconsolidación y aumento de resistencia no drenada inducido por la hinca, mientras que en suelos arenosos la resistencia experimental a escala puede resultar menor que la teórica debido a la dependencia de la fricción con la profundidad y a los efectos de escala asociados a menores tensiones efectivas y menor densificación del suelo alrededor del pilote.

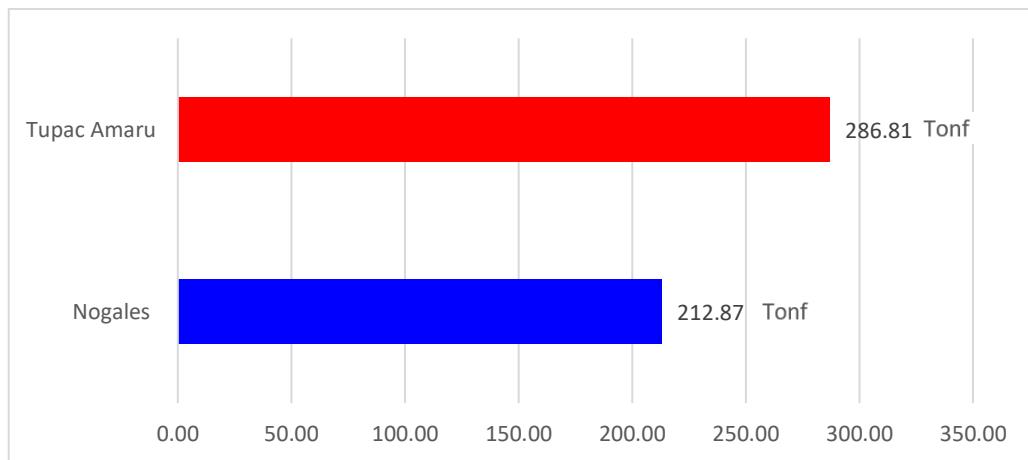
En cuanto a la diferencia es posible determinar lo siguiente:

- Para el caso del punto C-01 ubicado en la urbanización de los Nogales, la resistencia por fricción experimental supera por 0.79 Tonf a la resistencia por fricción teórica, en términos de porcentajes supera en un 43% a la resistencia por fricción teórica, superando la resistencia esperada del cálculo realizado.
- De otra parte, para el caso del punto C-02 ubicado en la urbanización Tupac Amaru, la resistencia por fricción teórica supera por 0.187 Tonf a la resistencia experimental, en términos de porcentajes supera en un 25% a la resistencia por fricción experimental, superando la resistencia esperada del cálculo realizado.

Para el caso de la resistencia por punta, se considerar que el Pilote a escala se apoya exclusivamente en el estrato donde la resistencia teórica se desarrolla por

fricción lateral mas no por la capacidad de punta debido a que el estrato de apoyo de punta se encuentra a una profundidad de más de 10.00 metros. La resistencia por punta calculado de manera teórica es:

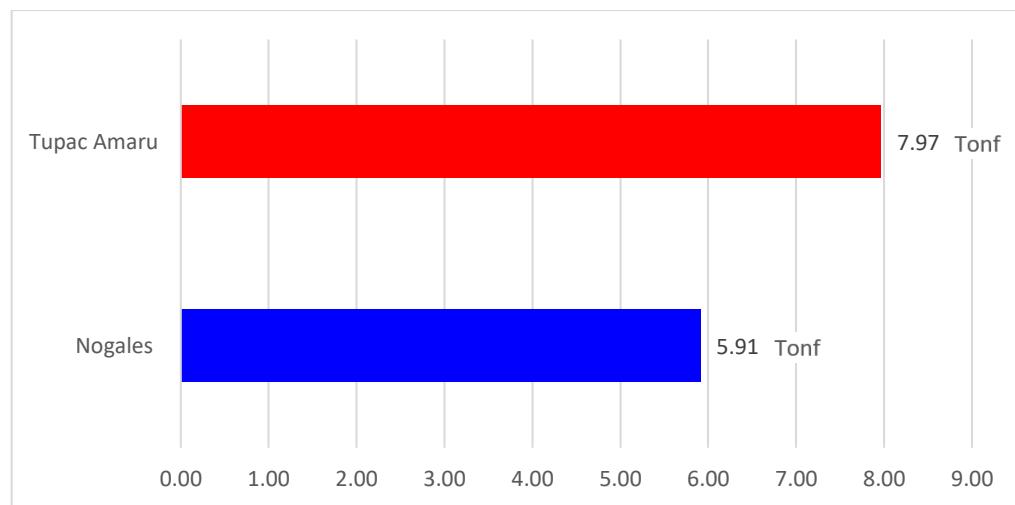
**Figura 86**  
*Resistencia de Punta de Pilotes - Teórico*



Al igual que en la resistencia por fricción lateral, debido a que se está realizando una prueba escala a la sexta parte, la resistencia teórica a alcanzar por parte de los pilotes a escala deberá de ser la trigésima sexta parte esta resistencia (36.<sup>a</sup> parte), debido a que se tiene en cuenta que la resistencia por punta es proporcional al área ( $D \times D$ ) y al escalar a la sexta parte la geometría del Pilote esta quedaría de la siguiente forma ( $D/6 \times D/6 = D \times D / 36$ ).

cabe mencionar que el proceso de hincado del pilote a escala en el terreno se realizó en el estrato que desarrolla la fricción lateral de la superficie de contacto del pilote, en vista de que era imposible hincar un Pilote con una profundidad de 10.00 m que sería lo ideal para comparar la resistencia por punta teórica, bajo esta premisa, entonces las fuerzas a comparar con la resistencia teórica serán las siguientes:

**Figura 87**  
*Resistencia de Punta a Escala de Pilotes - Teórico*



Finalmente, tras haber efectuado el cálculo de la resistencia por punta de los pilotes a escala, según lo desarrollado en el ítem 6.6.3 de la presente investigación, se obtienen los siguientes valores de resistencia:

**Figura 88**  
*Resistencia por Punta - Teórico y Experimental*



Como se verifica en el cuadro anterior, se determina que la resistencia teórica por punta de los pilotes a escala en ambos tipos de suelo superan la resistencia experimental, lo cual es bastante lógico ya que los Pilotes experimentales se han desarrollado en un estrato en el cual no se encuentra un suelo gravoso como en el caso

de los Pilotes teóricos que a 10.00 m de profundidad se encontró un suelo de características arena/grava con resistencia moderada, lo cuales son perfecto para desarrollar una capacidad elevada por punta ya que el pilote a esa profundidad llega a un estrato firme.

- Para el caso del punto C-01 ubicado en la urbanización de los Nogales, la resistencia teórica supera por 5.35 Tonf a la resistencia experimental, en términos de porcentajes supera en un 948 % a la resistencia experimental, superando la resistencia esperada del cálculo realizado. Se explica en vista de que a una profundidad de 1.66 m el Pilote a escala se desarrolla en un estrato Arcilla inorgánica de alta plasticidad, y en cuanto al Pilote teórico a 10.00 m de profundidad se desarrolla en un estrato de suelo granular con resistencia moderada.
- De otra parte, para el caso del punto C-02 ubicado en la urbanización Tupac Amaru, la resistencia teórica supera por 5.84 Tonf a la resistencia experimental, en términos de porcentajes supera en un 274 % a la resistencia experimental, superando la resistencia esperada del cálculo realizado. Se explica en vista de que a una profundidad de 1.66 m el Pilote a escala se desarrolla en un estrato Arena limo arcillosa de baja plasticidad, y en cuanto al Pilote teórico a 10.00 m de profundidad se desarrolla en un estrato de suelo granular con resistencia moderada.

## 8. CAPÍTULO VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1. Conclusiones

#### a) Conclusión N°01

Se ha comprobado parcialmente la hipótesis general planteada:

*La resistencia geotécnica experimental de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante es comparable a la resistencia geotécnica teórica obtenida mediante métodos analíticos.*

Según los cálculos realizados para la resistencia por fricción lateral, se observa que la resistencia experimental es comparable a la teórica, difiriendo en un porcentaje aceptable, esta diferencia se explica por el tipo de suelo, el estado tensional inducido por la hinca y los efectos de escala. En el suelo arcilloso (Nogales), la fricción lateral experimental resulta mayor que la teórica debido a que el valor de la resistencia no drenada  $S_u$  empleado en los cálculos proviene de ensayos de laboratorio que no reproducen completamente el confinamiento radial ni la reconsolidación inducida por la hinca; la disipación de presiones de poro generadas durante la instalación incrementa la tensión efectiva y la resistencia al corte alrededor del fuste (setup), aumentando la adhesión suelo–pilote. Adicionalmente, el pilote a escala trabaja predominantemente en estratos superficiales más rígidos o sobreconsolidados.

En contraste, en el suelo arenoso (Tupac Amaru) la resistencia teórica por fricción lateral es mayor que la experimental, dado que en suelos granulares la fricción lateral depende directamente de la tensión efectiva vertical, la cual aumenta con la profundidad; el pilote teórico de mayor longitud desarrolla mayores tensiones efectivas y densificación del suelo, mientras que el pilote a escala, al trabajar en un rango de profundidades reducido, moviliza menores esfuerzos laterales y un volumen limitado de suelo densificado. En consecuencia, en suelos cohesivos la fricción experimental puede superar a la teórica debido a la reconsolidación post-hinca, mientras que en suelos arenosos la fricción experimental a escala tiende a ser menor por la fuerte dependencia de la fricción con la profundidad y los efectos de escala.

En cuanto a la resistencia por punta, se observa que la resistencia experimental y teórica difieren, lo cual es lógico ya que el pilote teórico en ambas situaciones se está desarrollando en un estrato resistente, mientras que los pilotes experimentales al ser a escala se están desarrollando en estratos que no tienen características de un suelo granular, apoyándose en diversos autores entre ellos *Das, B. M. (2010). Principles of*

*Foundation Engineering. 7th ed. Cengage.* Explica que la resistencia por punta depende fuertemente del tipo de suelo, además indica que, en arcillas blandas y limos compresibles, la resistencia de punta es limitada y suele confiarse más en la fricción lateral, así mismo, en arenas densas y gravas, la punta desarrolla mayor capacidad.

**b) Conclusión N°02**

Se ha demostrado la hipótesis específica N°01

*La resistencia por punta de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos blandos no tiene influencia significativa en la resistencia geotécnica.*

Al realizar el análisis de los Pilotes experimentales tanto en la urbanización Los Nogales y en la urbanización Tupac Amaru, estos se desarrollaron en estratos de suelos blandos donde se comprobó que, aunque exista resistencia por punta no es significativo en relación a los pilotes teóricos que su resistencia por punta se desarrolló en un estrato firme (gravas), motivo por el cual la resistencia teórica superó ampliamente la resistencia experimental.

**c) Conclusión N°03**

Se ha demostrado parcialmente la hipótesis específica N°02

*La resistencia por fricción lateral de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos blandos tiene influencia significativa en la resistencia geotécnica.*

En los pilotes de concreto armado a escala hincados en una arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH), la resistencia por fricción lateral resultó significativa, ya que se encuentra principalmente controlada por la adhesión suelo–pilote bajo condiciones no drenadas. La hincada del pilote genera excesos de presión de poro que, al disiparse, producen la reconsolidación del suelo alrededor del fuste, incrementando la resistencia no drenada y la adherencia entre el suelo y el concreto, lo que permite movilizar valores elevados de fricción lateral. Por el contrario, en el suelo arena–limo–arcilloso de baja plasticidad (SM–SC), la contribución de la fricción lateral resultó menos significativa, debido a que en suelos granulares la resistencia por fricción depende fundamentalmente de las tensiones efectivas laterales, las cuales son reducidas en pilotes a escala por la limitada profundidad de empotramiento. Además, a diferencia de las arcillas, los suelos arenosos no desarrollan adhesión con el concreto, sino únicamente rozamiento, lo que restringe la movilización de fricción lateral en condiciones de baja confinación.

**d) Conclusión N°04**

Se ha demostrado totalmente la hipótesis específica N°03

*Las propiedades físicas cumplen con los parámetros de los suelos blandos donde se requiere emplazar los pilotes de concreto armado a escala.*

Las propiedades físicas obtenidas en los puntos de estudio confirman que se trata de suelos blandos y de baja capacidad portante, por lo que es técnicamente coherente el emplazamiento de pilotes hincados de concreto armado a escala. En particular, los valores de humedad natural elevada y el alto contenido de finos, junto con la plasticidad del suelo en C-01 ( $LL \approx 52.52\%$ ,  $IP \approx 38.76\%$ ) evidencian un comportamiento cohesivo altamente deformable; mientras que en C-02, aunque el IP es bajo ( $\approx 4.61\%$ ), la presencia significativa de finos y su clasificación granular-mixta (SC-SM) indican un terreno con respuesta condicionada por esfuerzo efectivo y confinamiento, susceptible a deformaciones cuando trabaja a baja profundidad. Por tanto, la caracterización física respalda que el terreno presenta condiciones típicas de suelos blandos, justificando el uso de pilotes como alternativa para mejorar el desempeño geotécnico.

**e) Conclusión N°05**

Se concluye que la comparación de resistencia por punta en el modelo a escala es limitada desde el punto de vista estratigráfico, ya que el pilote experimental no alcanza el estrato competente considerado en el diseño teórico; en consecuencia, las diferencias observadas en punta no invalidan el planteamiento teórico, sino que evidencian la no equivalencia del estrato de apoyo entre prototipo y modelo

## 8.2. Recomendaciones

1. Se recomienda que en futuras investigaciones se analicen las condiciones de licuación de suelos y su influencia en el desempeño estructural de pilotes, considerando escenarios sísmicos representativos de la zona de estudio.
2. Se recomienda incorporar en futuras investigaciones la evaluación de fricción negativa (down-drag) asociada a consolidación y asentamientos del terreno, ya que puede incrementar la demanda sobre el pilote en zonas de suelos finos y rellenos.
3. Se recomienda evaluar el diseño y comportamiento de encepados sobre micropilotes, incorporando ensayos de campo que permitan verificar su capacidad y pertinencia como alternativa de cimentación en suelos de baja capacidad portante.
4. Se recomienda incorporar, al menos en un caso representativo, un ensayo de carga estática (o un procedimiento equivalente de verificación) que permita calibrar los resultados obtenidos por fórmulas dinámicas, fortaleciendo la validez de la comparación teórico–experimental.
5. Se recomienda, especialmente en suelos cohesivos, cuantificar el efecto de incremento de capacidad post-hinca (setup) mediante mediciones o evaluaciones a diferentes tiempos (por ejemplo, 24 h, 7 días y 14 días), a fin de establecer curvas de ganancia de resistencia y su impacto en el diseño.
6. Se recomienda aumentar el número de pilotes ensayados por cada condición de suelo y procedimiento de hinca, con el fin de estimar la variabilidad de resultados y establecer rangos de dispersión que respalden con mayor solidez las conclusiones.
7. Se recomienda ensayar diferentes longitudes de empotramiento a escala (dos o más longitudes) para observar la tendencia de la fricción lateral con la profundidad, principalmente en suelos granulares donde el confinamiento controla el rozamiento movilizado.
8. Se recomienda ampliar el estudio comparando no solo materiales, sino también métodos de instalación (hincado, excavado, pre perforado), para cuantificar cómo la perturbación o densificación del suelo modifica la fricción lateral y la capacidad global del sistema de cimentación

## 9.REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alarco, j., & Jimenez, M. (2020). Estabilización de suelos mediante el uso de lodos aceitoso. *Revista Ingenieria y Construccion*, 35(1), 5-20.
- Alva, J. (2015). *DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS PARA PUENTES*. Lima: Instituto de la Cosntrucción y Gerencia ICG.
- Basset, L. (2021). Patología de las cimentaciones: causas. *Universitat Politecnica de Valencia*, 1-9.
- Becker, R. &. (2016). *Design and Construction of Driven Pile Foundations (GEC-10): manual oficial que presenta los métodos estáticos de predicción de capacidad de pilotes a partir de parámetros geotécnicos (SPT/CPT, propiedades de suelo) y mecánica de suelos, como base del diseño*.
- Cobelo, W., & Fernandez, L. (2014). Análisis numérico en 3D de losas de cimentación combinadas con pilotes. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia*, 37(2), 116-124.
- Da Casa, M., & Echevarria, F. (2022). La intervención en cimentaciones en suelos problemáticos a través de los tratados históricos de construcción en español. *Revista Estoia*, 11(21), 42-62.
- De la Cruz, S., & Noel, E. (2022). Características geomecánicas del suelo de relleno controlado para cimentaciones, Pucallpa, Perú. *Revista J. Selva Andina Biosph*, 10(1), 32-45.
- Diaz, E. (2013). Método simplificado para la estimación de la carga última de pilotes sometidos a carga vertical axial en arena. *Revista Dyna*, 179(1), 109-115.
- Diaz, E. (2023). ACTUALES REQUERIMIENTOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES. *Gaceta Técnica*, 23(2), 1-3.
- Fernandez, L., & Hernandez, L. (2020). ACCIONES DE DISEÑO EN CIMENTACIONES EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON COMPORTAMIENTO INELÁSTICO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1(104), 32-50.
- Figueroedo, S., & Cobelo, W. (2014). Análisis numérico en 3D de losas de cimentación combinadas con pilotes. *Rev. Téc. Ing. Univ. Zulia*, 37(2), 116-124.
- Gaviria, C., & Gomez, D. (2009). EVALUACIÓN DE LA INTEGRIDAD DE CIMENTACIONES PROFUNDAS: ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN IN SITU. *Revista Dyna*, 1(159), 23-33.

- Gonzales, A., & Quevedo, G. (2007). Aplicación de la teoría de seguridad al diseño de cimentaciones en arenas: Chequeo de linealidad. *Rev. ingenieria y construccion*, 22(2), 81-88.
- Harris, H. G. (1999). *Structural Modeling and Experimental Techniques* (2nd ed.). CRC Press.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación* (6ta Edic ed.). México: Mc Graw Hill.
- Ibañez, L. (2017). Análisis de la influencia de la profundidad de cimentación en la disminución de asentamientos en losas de fundación combinadas con pilotes. *Obras y proyectos*, 1(22), 42-49.
- INDECI. (17 de Octubre de 2004). *SIGRID*. Obtenido de SIGRID: <https://www.sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/4244>
- INIFED. (2023). SEGURIDAD ESTRUCTURAL - TOMO 7. DISEÑO DE CIMENTACIONES . *NORMATIVIDAD E INVESTIGACION*, 1-70.
- Manterola, C., & Otzen, T. (2015). Estudios experimentales 2° parte. Estudios Cuasi - Experimentales. *Int. J. Morphol*, 382-387.
- Mendez, W. (2019). *EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN CON PILOTES PARA EDIFICIOS ALTOS EN TRUJILLO 2019*. Trujillo: Universidad Privada del Norte.
- Molina, D. (2007). El nivel freático como modificador de las respuestas espectrales de aceleración, velocidad y desplazamiento. *Boletin Tecnico*, 45(1), 53-71.
- MTC. (2016). *Manual de Puentes*.
- Orellana, J., & Juan, P. (2020). *Determinación y diseño del tipo de cimentación profunda con pilotes en puentes sobre suelos arenosos en Tumbes mediante un modelo computarizado*. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Provincial, O. (2020). *Estudio de la mejora de suelos blandos con inclusiones rígidas*. Sevilla: Escuela Técnica Superior de Ingeniería .
- Raddatz, D., & Miranda, R. (2014). Diseño y aplicación de pilotes CFA para una central eléctrica en Coronel, Chile. *Obras y Proyectos*, 1(15), 8-18.
- Rodriguez, D. (2017). *CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES Y SU EVALUACIÓN POR MEDIO DE PRUEBAS DE CARGA DINÁMICAS*. Mexico: Universidad Nacional Autónoma de Mexico.
- Rodriguez, J. B. (2005). *Mecánica de Suelos*. Mexico.

- Rodríguez, M., & Mendivelso, F. (2018). Diseño de investigación de corte transversal. *Revista Médica Sanitas, vol. 21, núm.3*, 141-146.
- Santafé, A. (2021). *Analisis comparativo de metodologias de calculo para el diseño de pilotes de concreto sometidos a carga lateral*. Quito: Universidad Internacional SEK.
- Tapia, N., & Cuitiño, M. (2022). Caso de fundación profunda con pilotes prefabricados de hormigón armado y monitoreo mediante Pile Driving Analyzer PDA. *Obras y Proyectos*, 52-58.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*.
- UNE - SEC. (2006). *Seguridad estructural de cimientos*. Madrid.
- Vásquez, I. (18 de diciembre de 2005). *gestiopolis*. Obtenido de gestiopolis: <https://www.gestiopolis.com/tipos-estudio-metodos-investigacion/>
- Ventayol, A., & Fernandez, C. (2014). Medida de la energía del ensayo SPT. Correcciones a aplicar. *Geotecnia*, 52-54.

## 10. ANEXOS

### Anexo N°2: MATRIZ DE CONSISTENCIA

#### “COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE PILOTES DE CONCRETO ARMADO A ESCALA HINCADOS EN SUELOS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE, 2024”

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLES Y DIMENSIONES
PG: ¿Cuál es la diferencia entre la resistencia teórica y experimental de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante?	OG: Determinar la diferencia entre la resistencia teórica y experimental de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante	HG: La resistencia teórica por punta y fricción es similar a la resistencia experimental por punta y fricción de los pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante.	<b>Independiente</b> X1: Suelos cohesivos  <b>Dimensiones:</b> ✓ Propiedades físicas del suelo.  ✓ Propiedades mecánicas del suelo
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICOS	
PE1: ¿Cómo es la resistencia por punta de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante?	OE1: Calcular la resistencia por punta de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante	HE1: La resistencia por punta de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos blandos no tiene influencia significativa en la resistencia geotécnica	<b>Dependiente</b> Y1: - Pilotes de concreto armado  <b>Dimensiones:</b> ✓ Diseño geométrico de pilotes  ✓ Diseño estructural de pilotes
PE 2: ¿Cómo es la resistencia por fricción lateral de los pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante?	OE 2: Calcular la resistencia por fricción lateral de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos de baja capacidad portante	HE 2: La resistencia por fricción lateral de pilotes hincados de concreto armado a escala en suelos blandos tiene influencia significativa en la resistencia geotécnica	
PE 3: ¿Cuáles son las propiedades físicas de los suelos blandos donde se requiere emplazar los pilotes hincados de concreto armado a escala?	OE 3: Determinar las propiedades físicas de los suelos blandos donde se requiere emplazar los pilotes hincados de concreto armado a escala.	HE 3: Las propiedades físicas cumplen con los parámetros de los suelos blandos donde se requiere emplazar los pilotes de concreto armado a escala	

## Anexo N°2: SOLICITUD PARA REALIZAR LOS ENSAYOS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

SOLICITA: AUTORIZACIÓN PARA REALIZAR ENSAYOS DE CONTROL  
EN LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS EXTERNO

Dr Ing. ADAN WILBERT SOLORZANO MONTESINOS

Nosotros, Ccorimanya Zerrillo José Luis, identificado con DNI N° 71497821 y Huancachoque Arias Ronald, identificado con DNI N° 48007158, con el debido respeto nos presentamos y exponemos:

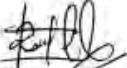
Que mediante este presente nos dirigimos a usted en su posición de Asesor de nuestra Tesis, con el propósito de solicitarle su autorización para realizar los ensayos de control en Laboratorio de Mecánica de Suelos externo para elaborar la tesis intitulada "**COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE PILOTES HINCADOS DE CONCRETO ARMADO A ESCALA EN SUELOS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE, 2024**", en vista que, para la realización de nuestra Tesis, se requiere que los instrumentos para los ensayos de laboratorio estén adecuadamente calibrados con el fin de obtener resultados confiables. Cabe mencionar que el temario de tesis fue aprobado mediante Resolución N°1852-2024-D-FIC-UNAAC/ cuyo Docente Revisor del proyecto de investigación es el MSc. Ing. Carlos Fernandez Baca Vidal.

Por lo expuesto:

Solicitamos a usted en su posición de Asesor de nuestra Tesis, acceder a nuestra petición y autorizar la realización de los ensayos de control de laboratorio de Mecánica de Suelos externamente.

Cusco, 3 de setiembre del 2024

  
JOSE LUIS CCORIMANYA ZERRILLO  
DNI: 71497821

  
HUANCACHOQUE ARIAS RONALD  
DNI: 48007158

  
Dr. Ing. Adan Wilbert Solorzano Montesinos -

## **ANEXO N°3: SOLICITUD PARA REALIZAR LOS ENSAYOS DE SPT A LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN SEBASTIÁN**

11. TALÓN DESGLOSABLE PARA EL USUARIO		Nº 045055
 <b>MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN JUAN BAUTISTA</b> <b>SECRETARIA GENERAL</b> <b>TRÁMITE DOCUMENTARIO</b>		
<b>Fecha:</b> 09 SEP 2024 <b>Mesa:</b> 2 <b>Documento:</b> C032156 <b>Licencia:</b> M.º Jurarita Minantay Bautista <b>Carta de Trámite Documentario</b> <b>DNI:</b> 23087106	<b>Apellido Paterno:</b> Coronel <b>Apellido Materno:</b> Fernillo <b>Nombres:</b> José Luis	
<b>ASUNTO:</b> Solicitud Autorización para realizar Estudio de Muestras de Suelo		
<b>Nº DE FOLIO:</b> 02	<b>FECHA</b> 09/09/24	

Ing. Darwin Cayo Acurio

Gerente de Infraestructura de la Municipalidad Distrital de San Sebastián

Nosotros, Bach. Ccorimanya Zerrillo Jose Luis, identificado con DNI N° 71497821 y Bach. Huancachoque Arias Ronald, identificado con DNI N° 48007158, egresados de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNSAAC, con el debido respeto nos presentamos y exponemos:

Que mediante este presente nos dirigimos a usted con el propósito de solicitarle la autorización para realizar un estudio de Mecánica de Suelos consistente en la prueba de 02 ensayos de SPT en la Urb. Túpac Amaru y 02 ensayos SPT en la Urb. Los nogales del Distrito de San Sebastián (se indica la ubicación exacta en los anexos) con el fin de elaborar nuestra tesis intitulada "**COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE PILOTES HINCADOS DE CONCRETO ARMADO A ESCALA EN SUELOS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE, 2024**", temario de tesis aprobado mediante Resolución N°1852-2024-D-FIC-UNAAC/. Cabe indicar que los estudios no serán destructivos ni se alterara el orden vehicular y peatonal. Así mismo, nos comprometemos a entregar una copia del resultado de los estudios de Mecánica de Suelos para los diferentes fines que se pueda solicitar más adelante en la Municipalidad Distrital de San Sebastián.

En ese sentido, los ensayos consistirán en lo siguiente:

1. Se realizará 01 ensayo SPT, perforando un área de 0.0314 m<sup>2</sup> hasta 8m de profundidad, el equipo del SPT ocupará un espacio de 10m<sup>2</sup>, Dicho estudio se realizará en un área verde ubicado en la Urb. Los Nogales, exactamente en la intersección de las calles Wari, Nazca y Los nogales con coordenadas UTM (182154.00m E, 8501263.00 m S, Zona 19). El ensayo se realizará en fecha 13/09/24 en horas 07:00 AM a 05:00 PM.  
Posterior a ello se realizará 01 ensayo SPT pasado 45 días calendario en el mismo punto con los mismos detalles indicados anteriormente
  2. Se realizará 01 ensayo SPT, perforando un área de 0.0314 m<sup>2</sup> hasta 8m de profundidad, el equipo del SPT ocupará un espacio de 10m<sup>2</sup>, Dicho estudio se realizará en un área verde ubicado en la Urb. Túpac Amaru, exactamente en la intersección de las calles Tinta y Tupac Katari con coordenadas UTM (184951.31 m E, 8501434.83.00 m S, Zona 19). El ensayo se realizará en fecha 14/09/24 en horas 07:00 AM a 05:00 PM.  
Posterior a ello se realizará 01 ensayo SPT pasado 45 días calendario en el mismo punto con los mismos detalles indicados anteriormente.

**CARTA N° 001-2024-JLCCZ-RHA**

**SOLICITA: AUTORIZACIÓN PARA REALIZAR  
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS**

**Lic. Jackelin Jimenez Chuquitapa**

Alcaldesa de la Municipalidad Distrital de San Sebastián

**Ing. Darwin Cayo Acurio**

Gerente de Infraestructura de la Municipalidad Distrital de San Sebastián

Nosotros, Bach. Ccorimanya Zerrillo Jose Luis, identificado con DNI N° 71497821 y Bach. Huancachoque Arias Ronald, identificado con DNI N° 48007158, egresados de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNSAAC, con el debido respeto nos presentamos y exponemos:

Que mediante este presente nos dirigimos a usted con el propósito de solicitarle la autorización para realizar un estudio de Mecánica de Suelos consistente en la prueba de 02 ensayos de SPT en la Urb. Túpac Amaru y 02 ensayos SPT en la Urb. Los nogales del Distrito de San Sebastián (se indica la ubicación exacta en los anexos) con el fin de elaborar nuestra tesis intitulada "**COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE PILOTES HINCADOS DE CONCRETO ARMADO A ESCALA EN SUELOS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE, 2024**", temario de tesis aprobado mediante Resolución N°1852-2024-D-FIC-UNAAC/. Cabe indicar que los estudios no serán destructivos ni se alterara el orden vehicular y peatonal. Así mismo, nos comprometemos a entregar una copia del resultado de los estudios de Mecánica de Suelos para los diferentes fines que se pueda solicitar más adelante en la Municipalidad Distrital de San Sebastián.

En ese sentido, los ensayos consistirán en lo siguiente:

1. Se realizará 01 ensayo SPT, perforando un área de 0.0314 m<sup>2</sup> hasta 8m de profundidad, el equipo del SPT ocupará un espacio de 10m<sup>2</sup>. Dicho estudio se realizará en un área verde ubicado en la Urb. Los Nogales, exactamente en la intersección de las calles Wari, Nazca y Los nogales con coordenadas UTM (182154.00m E, 8501263.00 m S, Zona 19). El ensayo se realizará en fecha 13/09/24 en horas 07:00 AM a 05:00 PM.  
Posterior a ello se realizará 01 ensayo SPT pasado 45 días calendario en el mismo punto con los mismos detalles indicados anteriormente
2. Se realizará 01 ensayo SPT, perforando un área de 0.0314 m<sup>2</sup> hasta 8m de profundidad, el equipo del SPT ocupará un espacio de 10m<sup>2</sup>. Dicho estudio se realizará en un área verde ubicado en la Urb. Túpac Amaru, exactamente en la intersección de las calles Tinta y Tupac Katari con coordenadas UTM (184951.31 m E, 8501434.83.00 m S, Zona 19). El ensayo se realizará en fecha 14/09/24 en horas 07:00 AM a 05:00 PM.  
Posterior a ello se realizará 01 ensayo SPT pasado 45 días calendario en el mismo punto con los mismos detalles indicados anteriormente.

Cuadro N°01: Detalle de los Ensayos SPT a realizar

Ensayo	Lugar	Coordenadas UTM	Profundidad del ensayo	Area del ensayo	Area que ocupara el equipo SPT	Fecha	Hora de inicio	Hora de culminacion
numero 1	Urb. Los Nogales, exactamente en la intersección de las calles Wari, Nazca y Los nogales	182154.00m E, 8501263.00 m S, Zona 19	8 m	0.0314 m <sup>2</sup>	10 m <sup>2</sup>	13/09/2024	7:00 a. m.	5:00 p. m.
numero 2			8 m	0.0314 m <sup>2</sup>	10 m <sup>2</sup>	25/10/2024	7:00 a. m.	5:00 p. m.
numero 3	Urb. Túpac Amaru, exactamente en la intersección de las calles	184951.31 m E, 8501434.83.00 m S, Zona 19	8 m	0.0314 m <sup>2</sup>	10 m <sup>2</sup>	14/09/2024	7:00 a. m.	5:00 p. m.
numero 4	Tinta y Tupac Katari		8 m	0.0314 m <sup>2</sup>	10 m <sup>2</sup>	26/10/2024	7:00 a. m.	5:00 p. m.

Por lo expuesto:

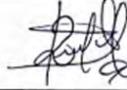
Rogamos a usted acceder a nuestra petición y autorizarnos realizar el estudio de Mecánica de Suelos con el fin de realizar nuestro Proyecto de Investigación de Tesis en los lugares indicados.

Cusco, 9 de setiembre del 2024



JOSE LUIS CCORIMANYA ZERRILLO

DNI: 71497821



RONALD HUANCACHOQUE ARIAS

DNI: 48007158

Anexo: Ubicación de los puntos donde se realizará el estudio

1. Área verde ubicado en la Urb. Los Nogales, entre las calles Wari, Nazca y Los nogales con coordenadas UTM (182154.00m E, 8501263.00 m S, Zona 19)

Imagen N°01: Mapa de ubicación del primer punto donde se realizará el Ensayo SPT



Imagen N°02: Detalle del área que ocupará el primer punto donde se realizará el Ensayo SPT



2. Área verde ubicado en la Urb. Túpac Amaru, entre las Calles Tinta y Túpac Katari con coordenadas UTM (184951.31 m E, 8501434.83.00 m S, Zona 19)

Imagen N°03: Mapa de ubicación del segundo punto donde se realizará el Ensayo SPT



Imagen N°04: Detalle del área que ocupará el segundo punto donde se realizará el Ensayo SPT



## Anexo N°4: AUTORIZACION PARA REALIZAR ENSAYOS DE SPT



**MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE  
SAN SEBASTIÁN – CUSCO**  
**GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA**



*"Año del Bicentenario, de la consolidación de nuestra Independencia, y de la  
conmemoración de las heroicas batallas de Junín y Ayacucho"*

San Sebastián, 12 de septiembre del 2024

**Señor:**  
Bach. JOSE LUIS CCORIMANYA ZERILLO

**Asunto:**  
**AUTORIZACIÓN PARA ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS**

De mi consideración

Por el presente me dirijo a Usted; con la finalidad de emitirle la AUTORIZACIÓN para realizar ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS, CONSISTENTES:

1. PRUEBA DE 01 ENSAYOS de **SPT** EN LA URB. LOS NOGALES
  - Perforando un área de 0.0314 mt<sup>2</sup> hasta 8 mt de profundidad, ocupara un área de 10 mt<sup>2</sup>, Específicamente en un área verde, de la intersección de las calles Wari, Nazca y los Nogales **el día 13 de SET del 2024 (7.00 am A 17.00pm)**
  - Posterior a ello se procederá a 01 ENSAYOS de **SPT**, **trascurridos 45 días calendario en el mismo sector.**
2. PRUEBA DE 01 ENSAYOS de **SPT** EN LA URB. TUPAC AMARU
  - Perforando un área de 0.0314 mt<sup>2</sup> hasta 8 mt de profundidad, ocupara un área de 10 mt<sup>2</sup>, Específicamente en un área verde, de la intersección de las calles Tinta y Túpac Amaru, **el día 14 de SET del 2024 (7.00 am A 17.00pm)**
  - Posterior a ello se procederá a 01 ENSAYOS de **SPT**, **trascurridos 45 días calendario en el mismo sector.**

Requeríendolo a que:

- Cumpla con todas las normas de seguridad y regulaciones municipales.
- No obstrucción del tráfico vehicular, ni causar daños a la infraestructura.
- Restaurar las vías y/o área de intervención a su estado original después de completar los ensayos.
- CUMPLA CON PRESENTAR COPIA DE LOS ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS, UNA VEZ CONCLUIDOS LOS TRABAJOS.

Autorización para la toma de muestras para los días **13 y 14 de Setiembre del 2024**.

Sin otro particular, es cuanto informo a usted, para fines pertinentes.

Atentamente

  
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN SEBASTIÁN  
Ing. Darwin Cayo Acurio  
GERENTE DE INFRAESTRUCTURA

## Anexo N°5: CERTIFICADO DE USO DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES  
Av. de la cultura Nro. 733 – Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**CERTIFICADO DE USO DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y  
MATERIALES PARA TESIS DE INVESTIGACIÓN**

**EL QUE SUSCRIBE JEFE DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y  
MATERIALES DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**HACE CONSTAR:**

Que los tesistas; conductores a la obtención del título profesional de Ingeniero Civil; Bach. JOSE LUIS CCORIMANYA ZERRILLO y Bach. RONALD HUANCACHOQUE ARIAS, hizo uso del laboratorio para ejecución de la tesis de investigación: "COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE PILOTES HINCADOS DE CONCRETO ARMADO A ESCALA EN SUELOS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE, 2024".

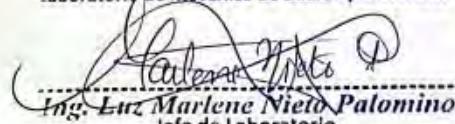
Los ensayos que realizaron son los siguientes:

Nro	ENSAYO	NORMA	CANT.
01	Método de ensayo para el análisis granulométrico (Tamizado - Hidrómetro)	NTP 339.128	02
02	Determinar el contenido de humedad de un suelo.	NTP 339.127	02
03	Determinar el límite líquido, límite plástico e Índice de plasticidad de suelos.	NTP 339.129	02
04	Determinación de peso volumétrico de suelo cohesivo	NTP 339.139	01
05	Ensayo normalizado para la medición del Potencial de Colapso de Suelos	NTP 339.163	02
06	Práctica para clasificación de suelos (Metodología SUCS)	ASTM D 2487	02
07	Métodos de Prueba estándar para Gravedad específica de los sólidos del suelo por Picnómetro de Agua	ASTM D 854-58	02
08	Método de ensayo para el análisis granulométrico de agregados (Tamizado - Hidrómetro)	NTP 339.128	02
09	Determinar el contenido de humedad de agregados.	NTP 339.127	02
10	Ensayo de Peso Unitario Suelo de agregados	AASTHO T-19	02
11	Ensayo de Peso Unitario Varillado de agregados	AASTHO T-19	02
12	Determinación de la gravedad específica y porcentaje de absorción del agregado fino	AASTHO T-84	02
13	Ensayo de Penetración Estándar (SPT) de suelos	ASTM D 1586	02
14	Método de ensayo estándar para el ensayo de corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas	NTP 339.171	02

Se le expide la presente constancia a solicitud escrita por los interesados; con fines académicos para la tesis de investigación.

Cusco, 07 de marzo del 2025

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO  
Facultad de Ingeniería Civil  
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

  
Ing. Lurz Marlene Nieto Palomino  
Jefe de Laboratorio





**CONGEOINGC E.I.R.L.**  
**CONSULTORIA EN**  
**GEOLOGIA E INGENIERIA CIVIL**  
**RUC: 20610425098**



**"AÑO DE LA RECUPERACIÓN Y CONSOLIDACIÓN DE LA ECONOMÍA  
 PERUANA"**

**CONSTANCIA DE USO DE LABORATORIO**

La que suscribe Doris Pfuyo Hermoza. Gerente General de CONSULTORIA EN GEOLOGIA E INGENIERIA CIVIL E.I.R.L. con RUC: 20610425098.

**CERTIFICA:**

Que el Bach. Ccorimanya Zerrillo Jose Luis con DNI: 71497821 y el Bach. Huancachoque Arias Ronald con DNI: 48007158, han realizado los ensayos de laboratorio correspondiente a la Prueba de SPT y Corte Directo en las instalaciones del Laboratorio que represento, con la finalidad de elaborar el Proyecto de Tesis: "COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA ESTRUCTURAL TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE PILOTES HINCADOS DE CONCRETO ARMADO A ESCALA EN SUELOS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE, 2024".

Realizadas en la ciudad del cusco, a partir del 13 de setiembre del año 2024 hasta el 15 de octubre del año 2024. Así mismo se adjunta las certificaciones de calibración de los equipos que se utilizaron

Se expide el presente a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Cusco, 06 de febrero del año 2025.

Atte.  
 Heb.  
 Jch.,

Atentamente.  
 CONGEOINGC - DPTO. LABORATORIO GEOTECNICO



congeoingc@gmail.com, Cel: 921-126-988, 921-992-803, www.congeoingc.com  
 Dirección: Urb. Simon Herrera Farfan Q-08, Wanchaq - Cusco - Cusco

## Anexo N°6: CERTIFICADOS DE CALIBRACION



**CERTIFICADO DE CALIBRACION**  
CALIBRATION CERTIFICATE



Nº CCD - 101 - 2024

Expediente : TLPB-00000110523-0000237

Fecha de emisión : 9/01/2024

1. Solicitudante : CONSULTORIA EN GEOLOGIA E  
: INGENIERIA CIVIL E.I.R.L.

RUC : 20610425098

2. Descripción del equipo : CORTE DIRECTO

Marca : RUMISTONE

Modelo : RCD24

Número de serie : R-CD001

Marca de Indicador : RUMISTONE

Serie del Indicador : R-DL2401

Marca de la celda : KELI

Serie de la celda : E0C0719

## 3. Lugar y fecha de calibración

Lugar : Jr Andahuaylas 477, San Martín de Porres - Lima

Fecha : 8/01/2024

## 4. Método de calibración

La Calibración se realizó de acuerdo a la norma ASTM E4.

## 5. Trazabilidad

INSTRUMENTO	MARCA	CERTIFICADO O INFORME	TRAZABILIDAD
CELDA DE CARGA	KELI	INF LE 068-23B	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ
INDICADOR	OHAUS		

TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L.

  
Gerzo Renato Rodríguez Bazalar  
Auxiliar de Metrología

TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L.

  
Ing. Diana S. Montenegro Carhuas  
Jefe de Metrología


TLP-M-21

Versión: 2

Aprobado el 02-01-2024

Página 1 de 3

Prohibida la reproducción total o parcial de este documento sin la autorización de TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L. Este documento carece de validez sin sello y firmas correspondientes | Partial or total reproduction of this document is prohibited without the authorization of TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L. This document is not valid without the respective stamp and signature. Dirección: Jr. Andahuaylas 477, San Martín de Porres - Lima | Ventas: +51 938385323 | Metrología: +51 950721511 | RUC: 20603356781 | [www.terraserivelaboratorioperu.com](http://www.terraserivelaboratorioperu.com) | Correo: terraservice.peru@gmail.com



## 6. Condiciones Ambientales

Magnitud	Inicial	Final
Temperatura °C	27.9	28.0
Humedad %	55%	56%

## 7. Observaciones:

Con fines de identificación se ha colocado una etiqueta autoadhesiva de color verde con el número de certificado y fecha de calibración emitido por la empresa TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L.

## 8. Resultados de la Medición

SISTEMA DIGITAL "A" kgf		SERIES VERIFICACIÓN (kgf)				PROMEDIO "B" kgf	ERROR Ep %	RPTBLD Rp %
		SERIE 1	SERIE 2	ERROR (1) %	ERROR (2) %			
0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	-	-
55.7	58.3	54.9	57.6	1.46	1.22	56.25	1.34	0.24
102.2	102.6	101.3	101.5	0.89	1.08	101.40	0.99	-0.20
200.8	201.2	199.8	199.9	0.51	0.65	199.85	0.58	-0.14
300.6	300.1	300.2	300.7	0.12	-0.20	300.45	-0.04	0.32
399.6	399.8	399.8	399.7	-0.04	0.03	399.75	-0.01	-0.07
501.2	502.6	503.3	504.1	-0.41	-0.30	503.70	-0.36	-0.12

## NOTAS SOBRE LA CALIBRACIÓN

1.- Ep y Rp son el Error Porcentual y la Repetibilidad definidos en la citada Norma

$$Ep = ((A-B) / B) * 100$$

$$Rp = \text{Error (2)} - \text{Error (1)}$$

2.- La norma exige que Ep y Rp no excedan el 1,0 %

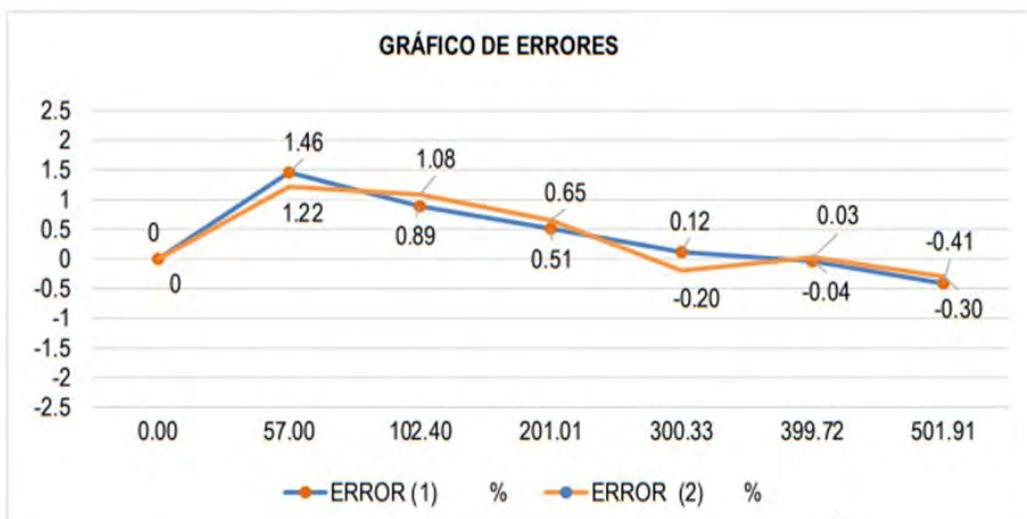
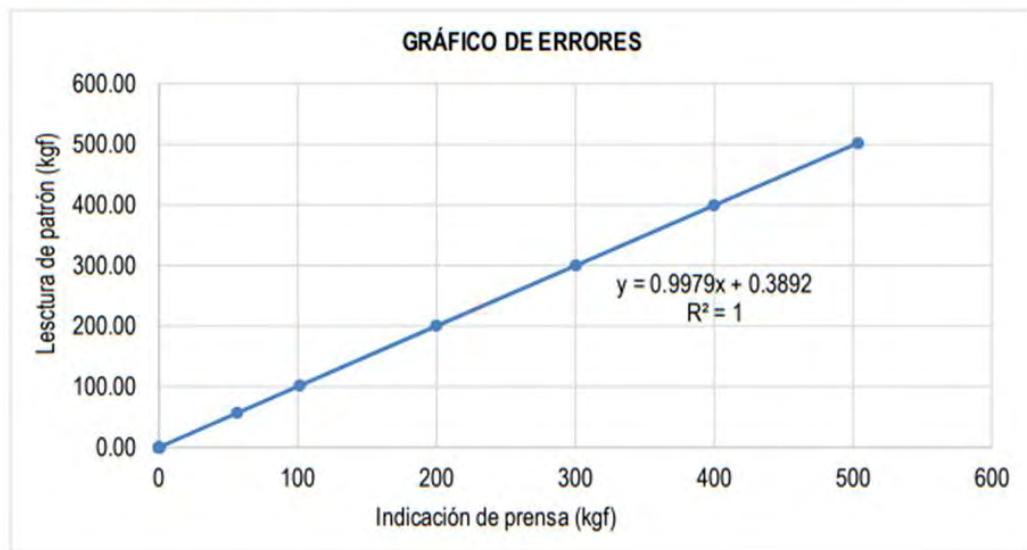
3.- Coeficiente Correlación:  $R^2 = 1$

Ecuación de ajuste:  $y = 0.9979x + 0.3892$

Donde: Y: Lectura de Pantalla (kgf) X: Fuerza promedio (kgf)



### 9. Gráfica de los datos de medición



### 10. Observaciones

La prensa para ensayos CBR cuenta con errores mínimos comparados con los datos de nuestro patrón, por ello, en este certificado hemos indicado la ecuación con la que el responsable de la máquina debe trabajar.

Con fines de identificación se ha colocado una etiqueta autoadhesiva de color verde con el número de Certificación y fecha de calibración de la empresa TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L.



## CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

N° 0031-COE-2024

Página 1 de 3

Fecha de emisión 2024/06/27  
 Solicitante CONSULTORIA EN GEOLOGIA E INGENIERIA CIVIL E.I.R.L  
 Dirección A.H. S. HERRERA MZ. Q LT. B - CUSCO , Cusco , Wanchaq

## Instrumento de medición EQUIPO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT)

Identificación NO INDICA  
 Marca ARSOU  
 Modelo NO INDICA  
 Serie CG01  
 Procedencia PERÚ  
 Ubicación Laboratorio de suelos  
 Lugar de calibración Instalación del cliente

Fecha de calibración 2024/06/20

## Método/Procedimiento de calibración

La calibración de efectuó por comparación directa tomando como referencia la norma NTP 339.134, ASTM D2488, ASTM D4220

  
 Firmado digitalmente  
 por Juan Pinedo  
 Villanueva  
 Fecha: 2024.06.27  
 16:00:06-05'00'  
**Jefe de Metrología**

## "PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO"

Capacitación y Desarrollo de Nueva Tecnología S.A.C. - Metrología  
 Laboratorio: Jr. Llumpa 1352 Urb. Parque Naranjal - Los Olivos Telf.: 627-6601  
 Ventas: Av. Defensores del Morro 2435 - Chorrillos Telf.: 627-6600

ventas@cadentsac.com.pe      cadentsacperu@hotmail.com      operaciones@cadentsac.com.pe      web: [www.cadentsac.com.pe](http://www.cadentsac.com.pe)



**CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN**  
N° 0031-COE-2024

Página 2 de 3

**Patrones e Instrumentos auxiliares**

Trazabilidad	Patrón Utilizado	Certificado de Calibración
DSI PERU AUTOMATION EIRL	Pie de Rey digital de 300 mm a 0.01 mm	L-0063-2023
ARSOU GROUP S.A.C.	Balanza	LMA-217-2023

**Condiciones ambientales durante la calibración**

Temperatura Ambiental      Inicial: 18 °C      Final: 18 °C  
Humedad Relativa      Inicial: 77 %hr      Final: 77 %hr

**Resultados**

**VARILLAS DE PERFORACION**

Longitud sondaje (cm)	1200
Diámetro (mm)	42.20
División (cm)	100.04

**"PROHIBIDA LA REPRODUCCION PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO"**

Capacitación y Desarrollo de Nueva Tecnología S.A.C. - Metrología  
Laboratorio: Jr. Llumpa 1352 Urb. Parque Naranjal - Los Olivos Telf.: 627-6601  
Ventas: Av. Defensores del Morro 2435 - Chorrillos Telf.: 627-6600

ventas@cadentsac.com.pe      cadentsacperu@hotmail.com      operaciones@cadentsac.com.pe      web: [www.cadentsac.com.pe](http://www.cadentsac.com.pe)



## CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

N° 0031-COE-2024

Página 3 de 3

## MASA DE IMPACTO

Altura de caída (cm)	75.8
Peso (Kgr)	62.37
Orificio interno (mm)	49.02
Diámetro (mm)	194.00
Altura masa(mm)	290.00

## PUNTA CÓNICA

N° DE MEDICIONES	DIAMETRO DE PUNTA CÓNICA (mm)	OUNTA CÓNICA
1	45.34	60 °
2	45.37	60 °
3	45.35	60 °
4	45.36	60 °
5	45.37	60 °
6	45.35	60 °
PROMEDIO	45.36	60 °

## Observaciones

1. Antes de la calibración no se realizó ningún tipo de ajuste.
2. (\*) Código indicado en una etiqueta adherida al instrumento.
3. Con fines de identificación se colocó una etiqueta autoadhesiva con la indicación "CALIBRADO"

## "PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO"

Capacitación y Desarrollo de Nueva Tecnología S.A.C. - Metrología  
 Laboratorio: Jr. Llumpa 1352 Urb. Parque Naranjal - Los Olivos Telf.: 627-6601  
 Ventas: Av. Defensores del Morro 2435 - Chorrillos Telf.: 627-6600

ventas@cadentiac.com.pe

cadentiacperu@hotmail.com

operaciones@cadentiac.com.pe

web: [www.cadentiac.com.pe](http://www.cadentiac.com.pe)