



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Análisis y comparación de modelos de predicción del  
índice de consolidación en arcillas de Marcavelica y Paita  
Baja**

Tesis para optar el Título de  
Ingeniero Civil

**Leyton Harli Gonzáles Díaz**

**Asesor:  
Dr. Ing. William Segundo Araujo Navarro**

**Piura, julio de 2025**

### Declaración Jurada de Originalidad del Trabajo Final

Yo, Leyton Harli Gonzáles Díaz, egresado del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Piura, identificado(a) con DNI: 74360175 declaro que:

Soy autor del trabajo final titulado:

**“Análisis y comparación de modelos de predicción del índice de consolidación en arcillas de Marcavelica y Paíta Baja”**

El mismo que presento bajo la modalidad de Tesis para optar el Título profesional de Ingeniero Civil.

El texto de mi trabajo final es original y no vulnera los derechos de terceros o, de ser el caso, derechos de los coautores, incluidos los derechos de propiedad intelectual, datos personales, entre otros. En tal sentido, el texto de mi trabajo final no ha sido plagiado total ni parcialmente, para lo cual, he respetado las normas internacionales de citas y referencias de las fuentes consultadas. Asimismo, el texto del trabajo final que presento no ha sido publicado ni presentado antes en cualquier medio electrónico o físico; y que la investigación, los resultados, datos, conclusiones y demás información presentada que atribuyo a mi autoría son veraces.

En caso de detectarse el incumplimiento de lo declarado asumo frente a terceros, la Universidad de Piura y/o la Administración Pública toda responsabilidad que pueda derivarse por el trabajo final presentado. Lo señalado incluye responsabilidad pecuniaria incluido el pago de multas u otros por los daños y perjuicios que se ocasionen.

La asesoría del trabajo estuvo a cargo de los siguientes docentes de la Universidad de Piura:

- Dr. Ing. William Segundo Araujo Navarro, identificado con DNI: 47587927

Declaro (declaramos) que:

Luego de haber empleado el software de coincidencia Turnitin, revisado las fuentes de información señaladas por el autor, y en razón de mi (nuestra) experiencia como investigador(es), declaro (declaramos) que las ideas expuestas en el trabajo final alcanzan las condiciones de calidad, integridad y originalidad acorde a los objetivos institucionales y estándares en materia de investigación. Finalmente, no asumo (asumimos) responsabilidad por la posible vulneración de derechos de autor en el trabajo final referido, pues tal responsabilidad es exclusiva del autor.

Fecha: 01/07/2025.



Firma del autor<sup>1</sup>



Firma del asesor Error: Marcador no

<sup>1</sup> Firma idéntica al DNI. No se admite digital, salvo certificado.

## **Dedicatoria**

Quiero dedicar la presente investigación en primer lugar a mi madre Edisa Díaz Silva y a mi abuelito Adriano Díaz Silva, quienes me dieron su apoyo incondicional y estuvieron conmigo en todo momento, que Dios me los bendiga siempre.

A mis hermanos, por brindarme su apoyo incondicional y generar en mi la motivación de ser ejemplo para ellos y enseñarles a seguir sus sueños y no rendirse por más difíciles que estos parezcan.

A mis tíos, por sus consejos, por motivarme desde siempre y ser para mí un símbolo de admiración y paciencia para lograr mis objetivos.



## **Agradecimientos**

Agradezco a Dios por permitirme ingresar al programa académico Beca 18 y estudiar en la prestigiosa Universidad de Piura, a toda la directiva de PRONABEC que siempre estuvieron apoyándonos y pendientes de nosotros para ayudarnos en cualquier dificultad que tuviéramos, a mi madre y familiares por motivarme y acompañarme a lo largo de la carrera, a todos ellos que fueron piezas muy importantes en mi vida académica, esto es para ustedes.

A mis amigos más cercanos de la universidad, Santiago, Marco, Yeferson, Miguel, César, Andrés y Anthony con quienes compartí valiosas experiencias académicas, consejos y motivación para que ninguno se quedara atrás. A ellos, mi sincero agradecimiento, por tanto.



## Resumen

La presente investigación tiene como objetivo evaluar la eficacia y precisión de diversos modelos de predicción del índice de consolidación ( $C_c$ ) en arcillas, en función de sus propiedades geotécnicas. El estudio se centra en la comparación de cinco modelos tradicionales: Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon-Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990), aplicados a 20 muestras de arcilla, de las cuales 10 pertenecen a la zona de Marcavelica y 10 a la zona de Paita Baja.

La metodología empleada en esta investigación consta de 3 etapas: Recopilación de datos de la tesis de Alvarado y Torres (2024) para Paita Baja, y de Horna y Peña (2025) para Marcavelica; evaluación de los modelos de predicción mediante indicadores estadísticos como el coeficiente de determinación ( $R^2$ ), el coeficiente de correlación ( $R$ ) y el error cuadrático medio (ECM); y finalmente, el análisis de los resultados y la selección del modelo más preciso para cada zona. La evaluación comparativa permitió identificar el modelo de Skempton (1944) como el de mejor ajuste estadístico, y el de Nagaraj y Murty (1985) como el de menor error absoluto en la predicción.

Los resultados mostraron que, aunque los modelos presentan diferencias en precisión, todos tienen un ajuste razonable con los datos experimentales. El modelo de Skempton (1944) evidenció un coeficiente de determinación ( $R^2$ ) superior al 50%, lo que indica una fuerte correlación con los datos reales y una buena capacidad para explicar la variabilidad observada. En cuanto a la precisión numérica, el modelo de Nagaraj y Murty (1985) mostró un ECM más bajo, siendo más exacto en las predicciones, especialmente para la zona de Marcavelica.

Sin embargo, el modelo de Rendón-Herrero (1983) presentó el peor ajuste estadístico y el mayor error cuadrático medio (ECM), siendo el menos adecuado para predecir el índice de consolidación ( $C_c$ ) en ambas zonas de estudio.

Finalmente, se recomienda que para futuros estudios se amplíe el tamaño de la muestra y se homogenice la cantidad de muestras por tipo de suelo, ya que la distribución heterogénea de las muestras puede influir en la representatividad de los resultados. Además, se sugiere explorar otros modelos de predicción que puedan mejorar la precisión, así como realizar un análisis regionalizado para cada zona con el fin de ajustar los modelos a las características geotécnicas locales.

## Tabla de contenido

Introducción .....	9
Capítulo 1 Marco teórico.....	10
1.1    Suelos expansivos.....	10
1.1.1 <i>Definición de suelos expansivos</i> .....	10
1.1.2 <i>Características generales de suelos expansivos</i> .....	10
1.1.3 <i>Comportamiento mecánico e impacto en estructuras</i> .....	11
1.2    Factores que influyen en la expansión del suelo .....	12
1.2.1 <i>Composición mineralógica</i> .....	13
1.2.2 <i>Variación de humedad y volumen</i> .....	16
1.2.3 <i>Presión de expansión</i> .....	18
1.3    Ensayo de consolidación .....	19
1.3.1 <i>Descripción del ensayo</i> .....	19
1.3.2 <i>Índice de consolidación</i> .....	21
1.3.3 <i>Modelo de predicción del índice de consolidación</i> .....	23
Capítulo 2 Metodología.....	27
2.1    Recolección de base de datos .....	27
2.1.1 <i>Zonas de estudio</i> .....	27
2.1.2 <i>Propiedades geotécnicas de las arcillas</i> .....	31
2.2    Análisis de modelo de predicción .....	37
2.2.1 <i>Análisis estadístico</i> .....	37
Capítulo 3 Resultados.....	40
3.1    Comparación de modelos de predicción.....	40
3.1.1 <i>Resultados</i> .....	40
3.1.2 <i>Selección del modelo más preciso</i> .....	48
Conclusiones.....	52
Recomendaciones .....	54
Referencias.....	55

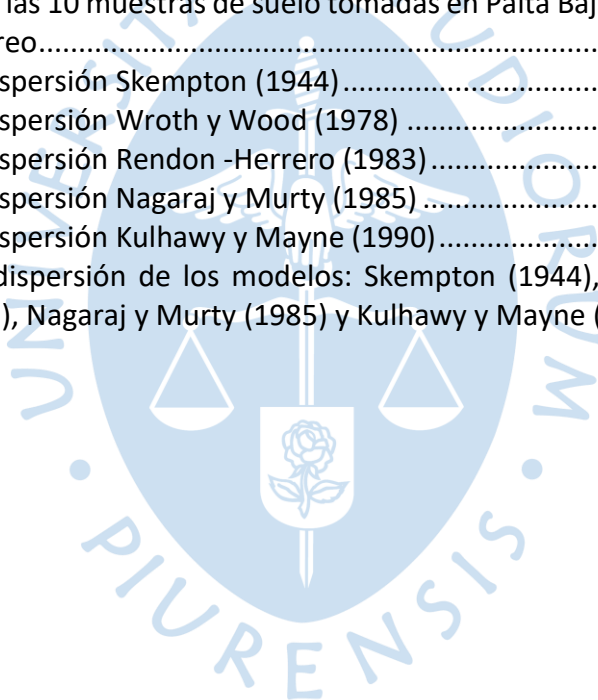
## Lista de tablas

Tabla 1 Relación de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco para algunos tipos de suelo en estado natural.....	17
Tabla 2 Correlaciones para el índice de consolidación, $C_c$ (Compilada de Rendon-Herrero, 1980).....	22
Tabla 3 Compresión y abultamiento de suelos naturales.....	23
Tabla 4 Resultados de los parámetros evaluados en laboratorio.....	32
Tabla 5 Resultados de los parámetros de expansión.....	33
Tabla 6 Parámetros de los suelos evaluados .....	35
Tabla 7 Parámetros de expansión medidos en laboratorio .....	37
Tabla 8 Tabla de resultados del Error Cuadrático Medio (ECM) de los modelos: Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon-Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990). De forma general y por cada zona de estudio, Marcavelica y Paita Baja. ....	47
Tabla 9 Tabla de resultados del Error Cuadrático Medio (ECM) de los modelos: Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon-Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990). De forma general y por cada zona de estudio, Marcavelica y Paita Baja. ....	49



## Lista de figuras

Figura 1 Micrografía electrónica de barrido que muestra el tejido de la montmorillonita.....	14
Figura 2 Diagrama de las estructuras de (a) caolinita; (b) illita; (c) montmorillonita .....	14
Figura 3 (a) sílice tetraédrica, (b) lámina de sílice, (c) lámina de aluminio octaédrico, (d) lámina octaédrica, (e) lámina de sílice gibsita elemental .....	15
Figura 4 Límites de Atterberg.....	18
Figura 5 Consolidómetro (a veces referido como un edómetro) .....	19
Figura 6 Prueba de consolidación en progreso (lado derecho) (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada).....	20
Figura 7 Gráfica de deformación en función del tiempo durante una consolidación para un incremento particular de la carga .....	21
Figura 8 Ubicación de la zona de estudio Marcavelica - Sullana .....	28
Figura 9 Obtención de las muestras de Marcavelica-Sullana .....	29
Figura 10 Proceso de extracción de muestras .....	29
Figura 11 Ubicación de la zona de estudio Paita Baja.....	30
Figura 12 Ubicación de las 10 muestras de suelo tomadas en Paita Baja, destacando los puntos estratégicos de muestreo.....	31
Figura 13 Gráfica de dispersión Skempton (1944).....	41
Figura 14 Gráfica de dispersión Wroth y Wood (1978) .....	42
Figura 15 Gráfica de dispersión Rendon -Herrero (1983).....	43
Figura 16 Gráfica de dispersión Nagaraj y Murty (1985).....	44
Figura 17 Gráfica de dispersión Kulhawy y Mayne (1990).....	45
Figura 18 Gráfica de dispersión de los modelos: Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon-Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990).....	46



## Introducción

El índice de consolidación ( $C_c$ ) es una de las propiedades geotécnicas más relevantes para la ingeniería civil, ya que está relacionado con la capacidad de los suelos de disminuir su volumen bajo la acción de una carga externa. Este índice es fundamental en la evaluación del comportamiento de arcillas cuando sobre estas se realizarán proyectos de construcción, ya que influye directamente en el diseño de cimientos, pavimentos y otras estructuras. En las zonas de Marcavelica y Paita Baja, ubicadas en la región de Piura, Perú, se ha identificado presencia de suelos arcillosos, los cuales pueden afectar el comportamiento de las obras de infraestructura. En este sentido, es esencial contar con modelos de predicción precisos que permitan estimar el índice de consolidación de estos suelos, facilitando así el diseño de estructuras más eficientes y seguras.

La predicción precisa del índice de consolidación ( $C_c$ ) es crucial para la correcta planificación y ejecución de proyectos de infraestructura, ya que permite anticipar el comportamiento de los suelos bajo carga. Aunque existen varios modelos empíricos utilizados para estimar este índice, el objetivo de esta tesis es determinar cuál de los cinco modelos analizados: SKempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon - Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985), y Kulhawy y Mayne (1990), se adapta de manera más eficiente a las condiciones específicas de los suelos en la región de Marcavelica y Paita Baja. Dado que las características geotécnicas de estas zonas varían, seleccionar el modelo más adecuado permitirá optimizar los diseños y garantizar la seguridad de las infraestructuras, proporcionando una herramienta fiable para los profesionales del sector.

Para alcanzar este objetivo, se realizó un análisis comparativo de los modelos a través de indicadores estadísticos, como el coeficiente de correlación ( $R$ ), el coeficiente de determinación ( $R^2$ ) y el error cuadrático medio (ECM), con el fin de determinar el modelo más adecuado para cada zona de estudio. Además, se evaluó el comportamiento del índice de consolidación ( $C_c$ ) a partir de los resultados experimentales y las predicciones generadas por cada uno de los modelos.

Los objetivos de este estudio permitieron, en primer lugar, identificar el modelo de predicción más preciso para las arcillas de Marcavelica y Paita Baja, y, en segundo lugar, proporcionar una base sólida para futuras investigaciones que puedan evaluar otros suelos y modelos geotécnicos. A través de este análisis, se aportan herramientas útiles para mejorar la precisión de los estudios geotécnicos y, de esta manera, garantizar la seguridad y eficacia de la construcción en estas zonas.

## Capítulo 1

### Marco teórico

#### 1.1 Suelos expansivos

##### 1.1.1 Definición de suelos expansivos

Los suelos expansivos se definen como aquellos que tienen el potencial de sufrir cambios de volumen significativos como consecuencia de variaciones en el contenido de agua. La magnitud de estos cambios se considera relevante cuando afectan el desempeño de los estados límite de servicio de estructuras superficiales, tales como cimentaciones poco profundas, redes de servicios o pavimentos (Hernández, 2024). Este comportamiento se explica por la presencia de minerales arcillosos activos, especialmente aquellos pertenecientes al grupo de las esmectitas, como la montmorillonita, que poseen estructuras laminares con alta capacidad de adsorción de agua. Según Braja Das (2010), la montmorillonita está formada por una lámina octaédrica de gibbsita intercalada entre dos láminas tetraédricas de sílice, con sustituciones isomorfas que generan cargas negativas. Esto facilita la entrada de agua entre capas, provocando hinchamiento en condiciones húmedas y contracción en condiciones secas, lo que puede afectar gravemente la estabilidad de las estructuras construidas sobre estos suelos.

En este contexto, se ha observado que los suelos expansivos experimentan variaciones volumétricas significativas debido a la absorción o pérdida de agua. Con la acción del agua, estos se hinchan, volviéndose más suaves y reduciendo su capacidad de resistencia; por el contrario, en temporadas secas estos suelos reducen su volumen por efecto de la evaporación del agua contenida en su estructura (Chicaiza y Oña, 2018). La mayoría de los problemas de suelos expansivos están asociados a estructuras pequeñas, por lo que rara vez justifica la inversión en investigaciones exhaustivas o soluciones efectivas (Ballinas, 2006). Los problemas en suelos expansivos se encuentran en casi todos los países del mundo y se ha determinado que abordarlos resulta extremadamente costoso, tanto en el diseño inicial como en la etapa de recuperación. Los suelos expansivos han sido denominados el “desastre oculto” en los Estados Unidos y causan más daño en las estructuras, particularmente edificios livianos y pavimentos que todos los demás peligros naturales incluidos terremotos e inundaciones (Jones y Jefferson, 2012).

##### 1.1.2 Características generales de suelos expansivos

En la ingeniería civil, es fundamental conocer las características generales de los suelos expansivos debido a la complejidad que implica trabajar con este tipo de materiales. Los suelos expansivos, especialmente las arcillas, son conocidos por su comportamiento volátil frente a las variaciones de humedad, lo que puede causar serios problemas de estabilidad en las estructuras. Estos suelos experimentan variaciones volumétricas que afectan tanto la resistencia como la estabilidad del terreno.

En el Perú, el primer reconocimiento de problemas relacionados con suelos expansivos ocurrió durante la construcción del canal de Quiroz, en Piura. Posteriormente, se consideró la existencia de arcillas expansivas en el diseño del canal del Proyecto Chira-Piura. En cuanto a edificaciones, existe documentación que reporta daños estructurales en localidades como San Lorenzo, Paita, Talara, Chiclayo, así como la presencia de arcillas expansivas en Tumbes y Bayóvar (Rojas y Alva, 2011).

Los suelos expansivos, particularmente las arcillas, son altamente sensibles a los cambios en las condiciones de humedad, lo que provoca variaciones volumétricas que afectan tanto la resistencia como la estabilidad del suelo. El potencial de expansión de un suelo está determinado en gran medida por su mineralogía y el porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla. Además, los cambios en el contenido de agua también dependen de las condiciones ambientales en la superficie del suelo. Dichas condiciones provocan procesos de humectación y/o secado del suelo, en respuesta a la transferencia de humedad a través del límite suelo-atmósfera (Hernández, 2024).

En estos suelos, la montmorillonita, un mineral común en muchas arcillas expansivas, desempeña un papel fundamental en su capacidad de expansión, debido a su estructura molecular que retiene agua, causando que el suelo se hinche o se contraiga con los cambios de humedad. Según Chicaiza y Oña (2018), la montmorillonita es responsable de la mayoría de los efectos expansivos en estos suelos, lo cual puede generar problemas significativos en las estructuras construidas sobre ellos.

Además de la humedad, existen diversas fuerzas físicas que influyen directamente en el comportamiento de las arcillas, afectando su capacidad de expansión o contracción. Según Ballinas (2006), las arcillas responden a las siguientes fuerzas:

- La tensión superficial en los meniscos del agua contenida entre sus partículas, la cual tiende a comprimir el suelo.
- Las presiones osmóticas, que tienden a atraer agua al interior del suelo expandiéndolo.
- Las presiones de las burbujas de aire atrapadas en el suelo, que tienden a expandirlo.
- Los esfuerzos debidos a las cargas externas, que tienden a comprimir el suelo.
- Las fuerzas intermoleculares de Van Der Waals, que tienden a comprimir el suelo.

### **1.1.3 Comportamiento mecánico e impacto en estructuras**

El comportamiento mecánico de los suelos expansivos, especialmente las arcillas, está fuertemente influenciado por las variaciones en el contenido de humedad, lo que provoca cambios volumétricos significativos. Estos suelos tienden a expandirse cuando absorben agua

y a contraerse cuando pierden humedad, lo que afecta directamente su capacidad de carga y resistencia. Este comportamiento es crítico para la estabilidad de las estructuras construidas sobre suelos expansivos, ya que los asentamientos diferenciales y las fisuras pueden ocurrir debido a los movimientos del suelo. Como se menciona en Chicaiza y Oña (2018), las arcillas expansivas generalmente se caracterizan por su deformación excesiva, colapso estructural, baja resistencia al corte, limitada capacidad de carga y alto potencial de hinchamiento. Todos estos factores afectan directamente el desempeño del suelo como material de fundación y representan un riesgo para las edificaciones construidas sobre ellos.

Los suelos expansivos tienen una estructura mineralógica que les permite retener agua entre las partículas de arcillas, generando una expansión significativa durante los periodos de alta humedad. Estos minerales se forman a partir de procesos químicos complejos, y su composición puede diferir considerablemente de la roca madre de la que provienen. Como señala Ballinas (2006), la propiedad más importante de un suelo de grano fino es su composición mineralógica. Por ello, el reconocimiento de sus enlaces, estructura cristalina y características superficiales es fundamental para comprender su tamaño, forma, estabilidad e interacción con el entorno.

En este sentido, la mineralogía de la arcilla es el principal factor que contribuye a fuerzas físico - químicas de atracción que influyen en el comportamiento expansivo del suelo. La gran mayoría de los minerales que constituyen las arcillas expansivas poseen estructuras químicas de tipo laminar, compuestas por combinaciones de unidades estructurales como los tetraedros y octaedros, formando minerales como la caolinita, montmorillonita e illita (Chicaiza y Oña, 2018).

Además, la actividad de las arcillas y su índice de plasticidad son dos propiedades clave que influyen directamente en el comportamiento mecánico de los suelos expansivos. Un alto índice de plasticidad está generalmente asociado a una mayor expansividad, lo cual representa un riesgo significativo para las estructuras construidas sobre este tipo de suelos. Por ello, resulta fundamental evaluar estas propiedades en los estudios geotécnicos realizados en zonas donde se conoce o sospecha la existencia de suelos expansivos. Según Horna y Peña (2025), la alta plasticidad de las arcillas se debe a su estructura laminar, al tamaño extremadamente pequeño de sus partículas y a su alta capacidad de expansión. Normalmente, a menor tamaño de las partículas y mayor sea la imperfección en su estructura, mayor será la plasticidad del suelo.

## **1.2 Factores que influyen en la expansión del suelo**

El comportamiento expansivo de un suelo está condicionado por diversos factores que actúan de manera conjunta. Entre los más relevantes se encuentran la composición mineralógica, las variaciones en el contenido de humedad y la presión de expansión. Cada uno de estos factores influye significativamente en el grado de expansión que puede experimentar un suelo, ya sea por su estructura interna, su interacción con el agua o por las fuerzas

generadas durante los cambios volumétricos. La composición mineralógica determina la presencia de minerales arcillosos con capacidad de hinchamiento; las variaciones de humedad modifican el volumen del suelo según el contenido de agua disponible; y la presión de expansión refleja las fuerzas internas que pueden afectar directamente a las estructuras construidas sobre estos suelos.

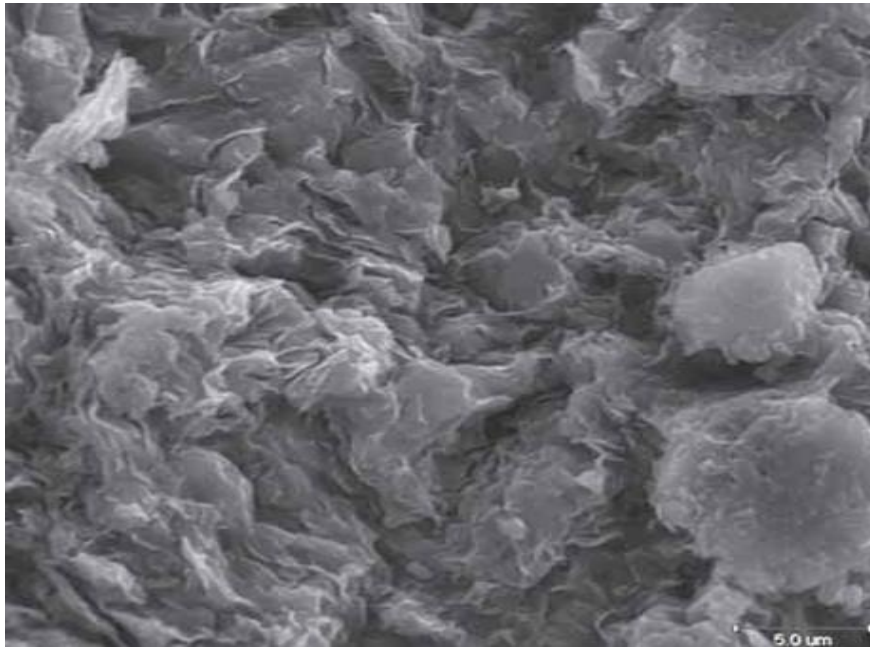
### **1.2.1 Composición mineralógica**

La composición mineralógica es un factor determinante en el comportamiento expansivo de los suelos. Estos suelos están compuestos en gran parte por minerales arcillosos activos, siendo la montmorillonita el mineral más relevante en términos de expansión debido a su capacidad para absorber agua y generar cambios volumétricos. En general, las regiones con suelos expansivos se ubican en áreas donde las condiciones climáticas permiten marcadas variaciones en el contenido de humedad, como zonas lacustres o glaciares, donde los procesos de sedimentación favorecen la acumulación de minerales arcillosos (Hernández, 2024). De hecho, se estima que los minerales de arcilla constituyen aproximadamente el 40% de los minerales que componen las rocas sedimentarias (Zamora y Guadalupe, 2022).

Los suelos potencialmente expansivos contienen un porcentaje relativamente alto de minerales arcillosos activos. La expansión de estos suelos ocurre cuando las capas se doblan dentro de la fracción de arcilla, lo que resulta en un aumento de volumen (Hernández, 2024). Para identificar estos minerales, se recomienda el uso de análisis de difracción de rayos X, ya que este método permite determinar la mineralogía de la fracción arcillosa, especialmente la cantidad de montmorillonita o esmectita. Según Castro (1992) y Zamora y Guadalupe (2022), la mineralogía de los suelos expansivos, particularmente la presencia de montmorillonita no puede determinarse con precisión sin el uso de métodos avanzados como el análisis térmico diferencial, la difracción de rayos X, la microscopía electrónica y el análisis espectrográfico cuantitativo. Estas herramientas permiten identificar los minerales activos presentes en la fracción arcillosa y, por lo tanto, estimar con mayor precisión el potencial expansivo del suelo. A continuación, en la Figura 1 se presenta una micrografía electrónica de barrido que muestra el tejido característico de la montmorillonita.

**Figura 1**

*Micrografía electrónica de barrido que muestra el tejido de la montmorillonita*

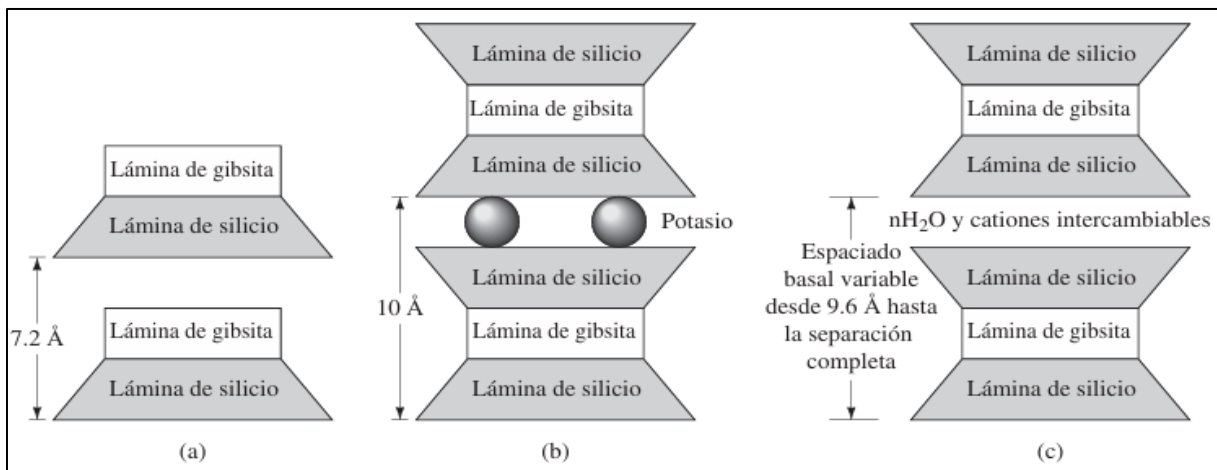


*Nota.* Tomado de Das (2015).

La montmorillonita tiene una estructura similar a la de la illita, es decir, una lámina de gibsita (u octaédrica) intercalada entre dos láminas de sílice (o tetraédricas) como se muestra en la Figura 2. En la montmorillonita existe sustitución isomorfa de magnesio y hierro para el aluminio en las láminas octaédricas y una gran cantidad de agua es atraída al espacio entre las capas. Las partículas de montmorillonita tienen dimensiones laterales de 1000 a 5000 Å° y espesores de 10 a 50 Å° (Das, 2015).

**Figura 2**

*Diagrama de las estructuras de (a) caolinita; (b) illita; (c) montmorillonita*

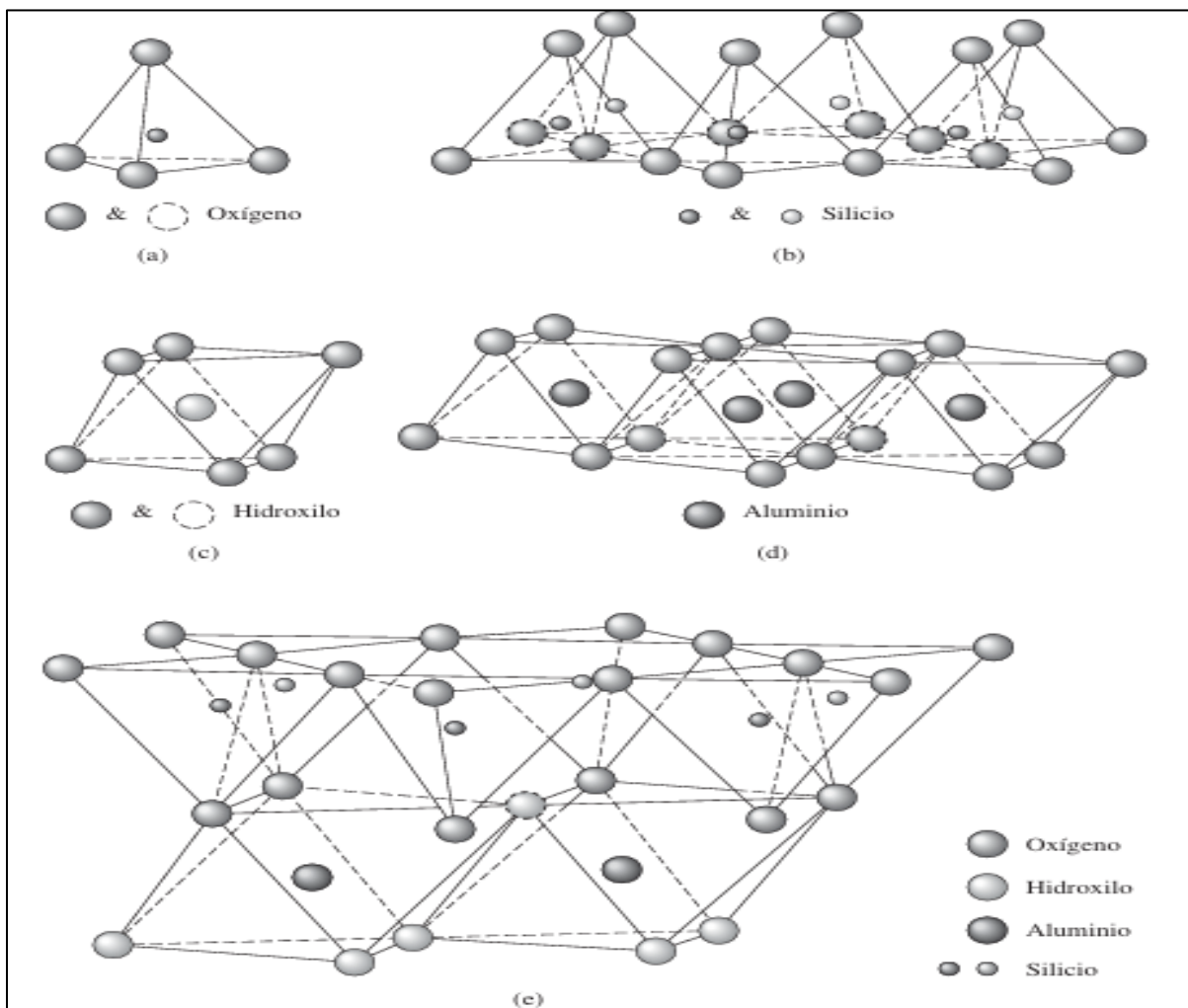


*Nota.* Tomado de Das (2015).

El análisis de los límites de Atterberg, como el índice de plasticidad, también ayuda a identificar suelos expansivos. Este índice está directamente relacionado con la cantidad de partículas arcillosas y la mineralogía de estas. Un alto índice de plasticidad indica una mayor proporción de partículas de arcilla y, por lo tanto, un mayor potencial de hinchamiento (Hernández, 2024). Los minerales de arcilla son silicatos de aluminio complejos compuestos de una de las dos unidades básicas que son la sílice tetraédrica y aluminio octaédrico. Cada unidad de tetraedro consiste de cuatro átomos de oxígeno que rodean un átomo de silicio. La combinación de unidades tetraédricas de sílice da una lámina de sílice. Tres átomos de oxígeno en la base de cada tetraedro son compartidos por tetraedros en la vecindad. Las unidades octaédricas consisten en seis hidroxilos rodeando un átomo de aluminio y la combinación de las unidades hidroxilo de aluminio octaédricas da una capa octaédrica, también llamada lámina de gibsita (Das, 2015). Todo este procedimiento se ve ilustrada en la Figura 3.

**Figura 3**

(a) sílice tetraédrica, (b) lámina de sílice, (c) lámina de aluminio octaédrico, (d) lámina octaédrica, (e) lámina de sílice gibsita elemental



*Nota.* Tomado de Das (2015).

En el estudio de la composición mineralógica de las arcillas expansivas, es fundamental considerar la naturaleza de las lutitas arcillosas. Según Castro (1992), algunas de estas lutitas pueden estar compuestas por más del 75% de partículas de arcilla que no se consideran verdaderos minerales de arcilla expansiva. La comprensión de la composición mineralógica de las arcillas expansivas es crucial en el campo de la ingeniería civil, permite anticipar el riesgo de expansión en los suelos, lo que constituye un factor fundamental en el diseño de cimientos y estructuras.

### **1.2.2 Variación de humedad y volumen**

Las variaciones de humedad en los suelos expansivos son un factor crucial en su comportamiento volumétrico. La expansión se produce cuando el agua se absorbe entre las láminas combinadas de sílice y alúmina que forman la estructura molecular de las arcillas, lo que provoca que las láminas combinadas se separen. Dos de las variables más importantes a considerar son el contenido de humedad inicial y la presión de sobrecarga. Si el suelo está inicialmente húmedo, entonces hay mucho menos potencial de expansión adicional que si estuviera seco. Asimismo, incluso una sobrepresión moderada restringe gran parte del potencial de expansión. En general, las arcillas muy secas, usualmente con contenidos de humedad menores al 15 por ciento, fácilmente pueden absorber humedad hasta alcanzar valores de alrededor de un 35 por ciento, provocando daños muy severos a las estructuras. Por el contrario, las arcillas con contenidos de humedad relativamente altos, de alrededor de un 30 por ciento, indican que la mayoría de las expansiones ya han tenido lugar, con lo que se puede esperar que las expansiones posteriores sean relativamente pequeñas (Ballinas, 2006).

En el caso de la montmorillonita, mineral predominante en suelos expansivos, las láminas están unidas débilmente, lo que permite que el agua se infiltre fácilmente y cause la expansión al separar las láminas moleculares. Las observaciones de campo han confirmado que los mayores problemas ocurren en suelos con un alto contenido de montmorillonita, ya que su capacidad para absorber agua provoca un aumento volumétrico significativo. Este proceso de expansión es seguido por la contracción cuando el suelo pierde agua, lo que genera un colapso volumétrico. Si bien una montmorillonita pura puede expandirse más de 15 veces su volumen original, es difícil encontrarla en ese estado, por lo que típicamente no se expandiría más de un 35 o un 50% de su volumen; existen 2 tipos de arcillas montmorillonitas: La montmorillonita cálcica y la montmorillonita de sodio o bentonita, esta última es mucho más expansiva, pero menos común (Ballinas, 2006).

A continuación, se presenta la Tabla 1 que ilustra la relación de vacíos, el contenido de humedad y el peso unitario seco de algunos tipos de suelos en su estado natural. Estos parámetros son fundamentales para entender cómo los suelos responden a cambios de humedad, y su conocimiento es esencial para el diseño de estructuras sobre suelos con comportamiento expansivo.

**Tabla 1**

*Relación de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco para algunos tipos de suelo en estado natural*

Tipo de suelo	Relación de vacíos, $e$	Contenido natural de humedad en un estado saturado (%)	Peso unitario seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Arena uniforme floja	0.8	30	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	18
Arena limosa angular de grano flojo	0.65	25	16
Arena limosa angular de grano denso	0.4	15	19
Arcilla dura	0.6	21	17
Arcilla blanda	0.9-1.4	30-50	11.5-14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5-3.2	90-120	6-8
Cajón glacial	0.3	10	21

*Nota.* Tomado de Das (2015).

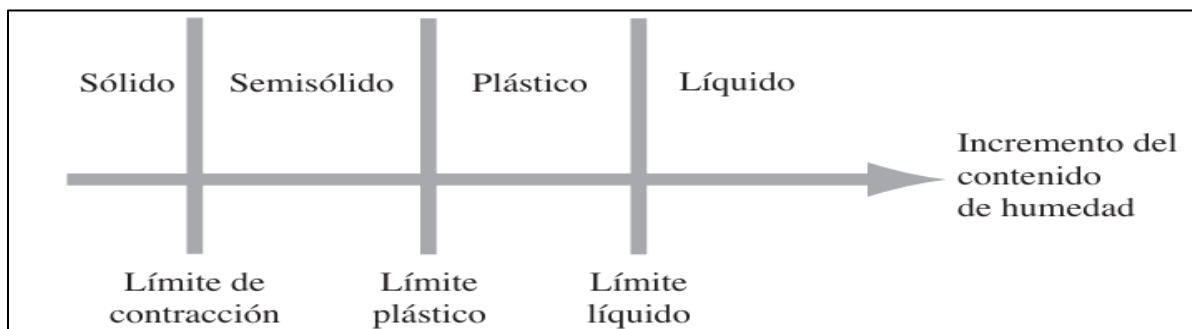
Las arcillas expansivas se hinchan o encogen en respuesta a cambios en fuerzas como la tensión superficial en los meniscos del agua contenida entre las partículas, presiones osmóticas, presiones en las burbujas de aire atrapadas, tensiones efectivas debidas a cargas externas, fuerzas intermoleculares de London-Van Der Waals.

Para que estas variaciones de volumen existan, el flujo de agua al suelo depende de muchos factores como el suministro de agua, evaporación y transpiración, la presencia de fisuras en el suelo, la presencia de lentes de arena grava, la afinidad del suelo por el agua. En 1990, Albert Mauritz Atterberg desarrolló un método para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad. Con un contenido de humedad muy bajo, el suelo se comporta más como un sólido quebradizo. Cuando el contenido de humedad es muy alto, el suelo y el agua pueden fluir como un líquido.

Por lo tanto, sobre una base arbitraria, dependiendo del contenido de humedad, la naturaleza del comportamiento del suelo puede ser dividido en cuatro estados básicos que son: Sólido, semisólido, plástico y líquido, como se muestra en la Figura 4, (Das, 2015).

**Figura 4**

*Límites de Atterberg*



*Nota.* Tomado de Das (2015).

Por ejemplo, si tenemos un suelo con montmorillonita que está inicialmente saturada, si este suelo se seca, la humedad restante se congrega cerca de las interfaces de las partículas, formando meniscos, y las fuerzas de tensión superficial resultantes acercan las partículas y provocan que el suelo se encoja. Podemos hacer una comparación del suelo con un resorte comprimido, ambos se expandirían si no fuera por las fuerzas que los mantienen comprimidos.

### **1.2.3 Presión de expansión**

La presión de expansión es un fenómeno que ocurre en suelos arcillosos expansivos, particularmente en aquellos que contienen minerales como la montmorillonita. La capacidad de los suelos expansivos para absorber agua en sus capas interlaminares provoca que al estar sometido a condiciones de humedad el suelo se expande generando presiones internas. Se ha demostrado que la presión de expansión es una propiedad intrínseca de los suelos expansivos, y por lo cual este valor no está afectado por las condiciones ambientales y locales. La presión de expansión es una constante, varía solamente con la velocidad seca y es considerada, por esta razón, como el patrón más conveniente para establecer las características de expansión de los suelos (Cercado y Zavaleta, 2018).

Para determinar la presión de expansión, los métodos más comunes son tanto los métodos directos como indirectos. En los métodos directos tenemos el ensayo de hinchamiento, el cual explica cómo se mide la presión de expansión en el laboratorio, en este ensayo se mide la variación de humedad sometiendo una muestra de suelo a condiciones controladas de humedad. Para los métodos indirectos, tenemos las correlaciones empíricas que relacionan propiedades del suelo como el índice de Plasticidad (IP) y el Límite Líquido (LL), con la presión de expansión como por ejemplo el modelo de Sabtan o el modelo de Gonzáles de Vallejo.

La presión de expansión en suelos arcillosos depende de diversos factores que afectan directamente el comportamiento volumétrico del suelo. Algunos de los más importantes de estos factores incluyen el contenido de humedad, la succión del suelo, la temperatura, el espesor del estrato, la profundidad de la zona activa, la composición mineralógica del suelo y las condiciones ambientales a las cuales están expuestos dichos suelos.

La humedad juega un papel crucial, ya que su aumento en el suelo genera la expansión de las partículas, mientras que la sequedad provoca la contracción. Además, factores como el nivel freático y la temperatura también inciden en el comportamiento expansivo, afectando la capacidad del suelo para absorber agua y, por lo tanto, expandirse. Estos factores deben ser cuidadosamente evaluados para prever el riesgo de daños estructurales y garantizar la estabilidad de las obras construidas sobre suelos expansivos (Chaiza y Oña, 2018).

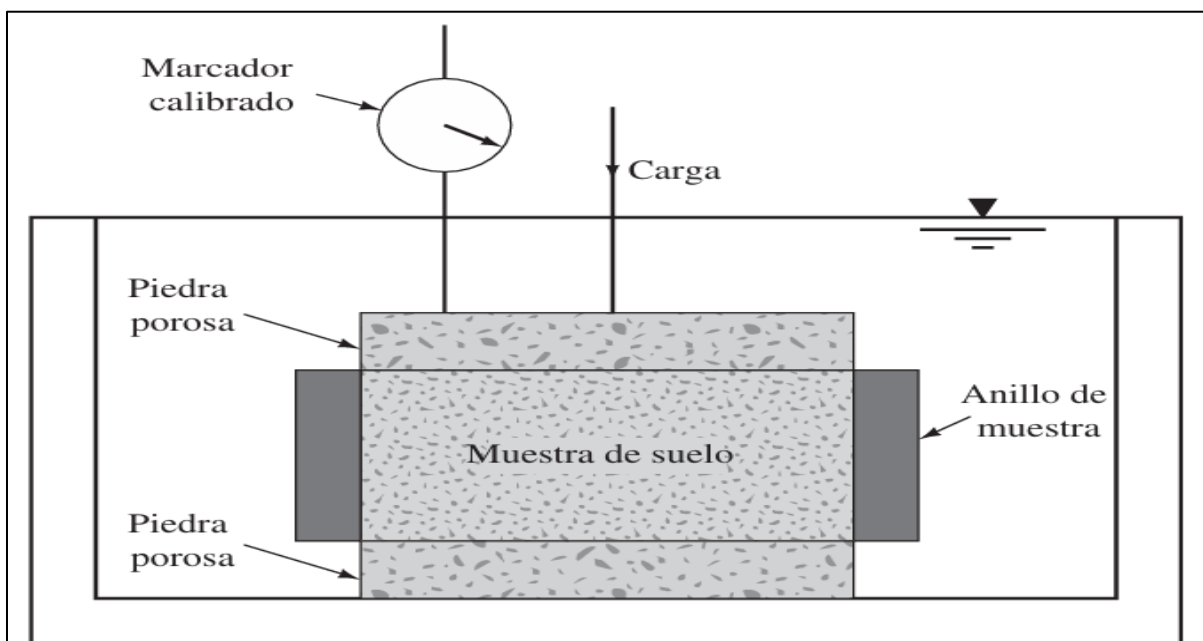
### 1.3 Ensayo de consolidación

#### 1.3.1 Descripción del ensayo

El ensayo de consolidación es un procedimiento utilizado para evaluar el comportamiento volumétrico de un suelo bajo una carga aplicada de manera controlada y a lo largo del tiempo. El procedimiento de prueba fue sugerido por primera vez por Terzaghi (1925). Esta prueba se lleva a cabo en un consolidómetro u edómetro. La muestra de suelo se coloca dentro de un anillo de metal con dos piedras porosas, una en la parte superior de la probeta y otra en la parte inferior, los especímenes tienen generalmente 63.5mm de diámetro y 25.4 mm de espesor (Das, 2015). Tal cual se muestra en la Figura 5.

**Figura 5**

*Consolidómetro (a veces referido como un edómetro)*

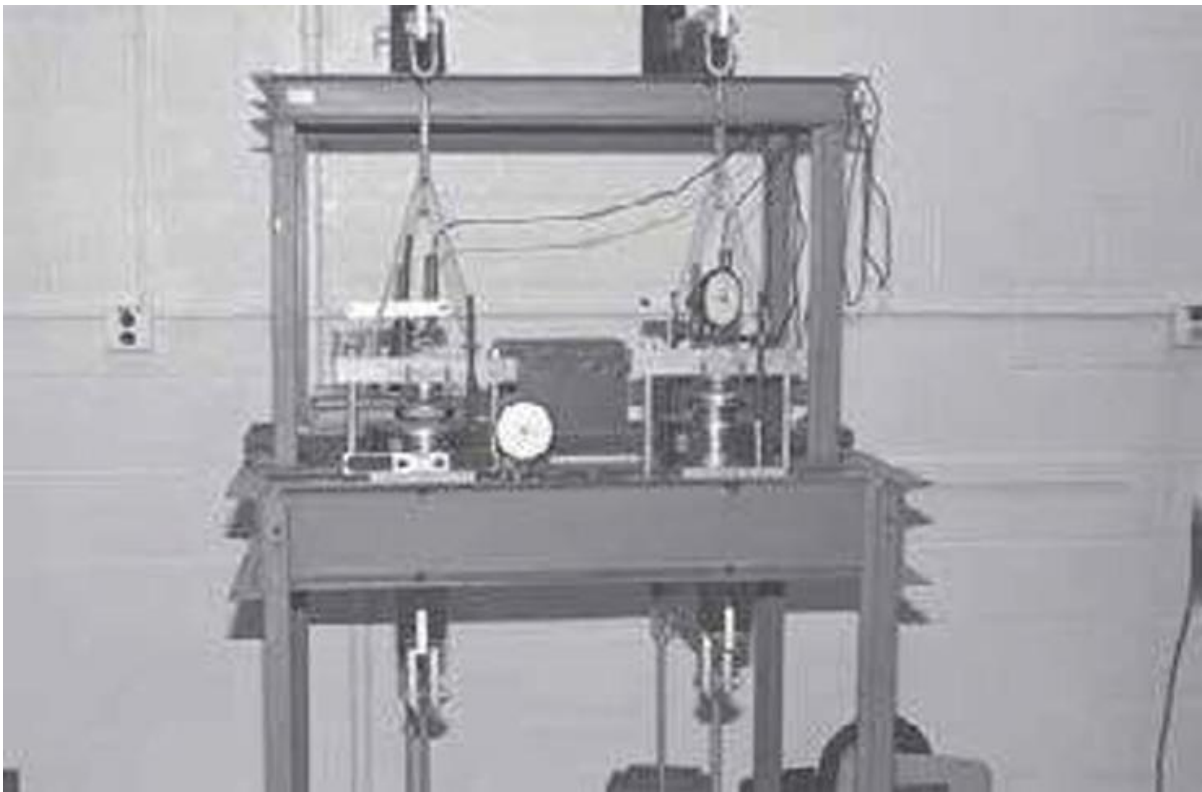


*Nota.* Tomado de Das (2015).

Es la prueba, la carga de la probeta es aplicada a través de un brazo de palanca y la compresión se mide mediante un micrómetro calibrado. Durante la prueba la muestra se mantiene bajo el agua y cada carga generalmente se mantiene durante 24 horas; luego la carga generalmente se duplica, duplicando así la presión sobre la muestra, y se continúa con la medición de la compresión (Das, 2015). Tal como se muestra en la Figura 6.

### Figura 6

*Prueba de consolidación en progreso (lado derecho) (Cortesía de Braja M. Das, Henderson, Nevada)*

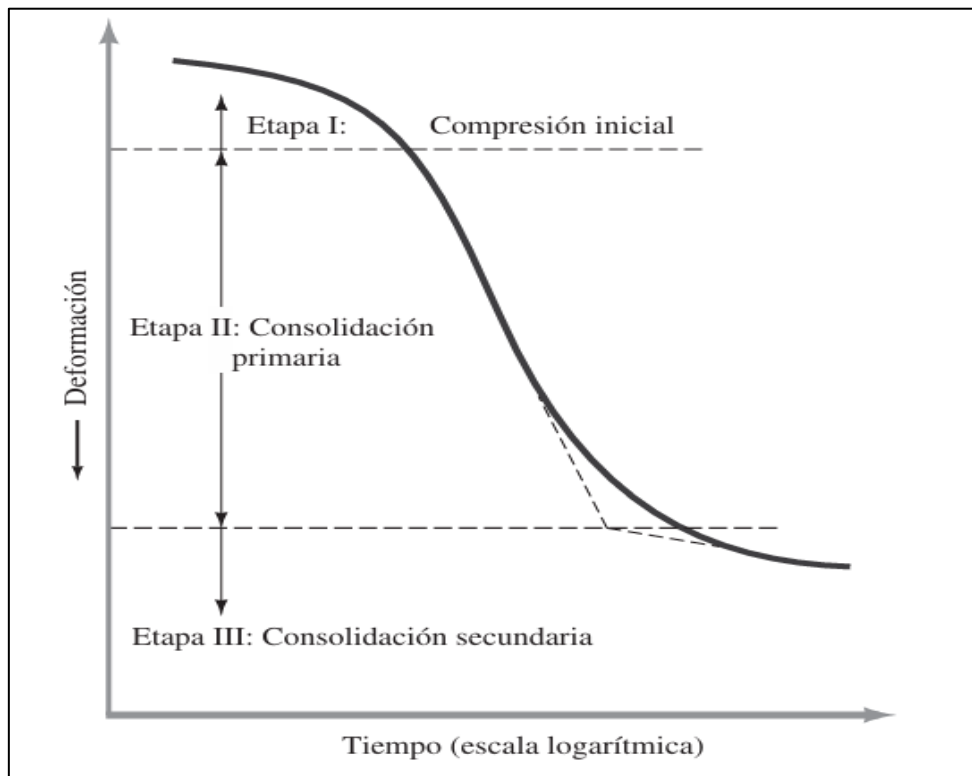


*Nota.* Tomado de Das (2015).

La relación entre la deformación y el tiempo para una muestra de suelo sometida a un incremento de carga es fundamental para entender cómo se comporta el suelo en términos de compresión. En el diagrama de la Figura 7, se puede observar cómo la deformación del suelo varía a medida que transcurre el tiempo, dividiendo el proceso en tres etapas principales: Compresión inicial, consolidación primaria y consolidación secundaria.

**Figura 7**

*Gráfica de deformación en función del tiempo durante una consolidación para un incremento particular de la carga*



*Nota.* Tomado de Das (2015).

Una vez que la carga es aplicada, según Das (2015), el comportamiento del suelo se puede dividir en tres etapas claramente definidas:

Etapa I: Compresión inicial, que es causada sobre todo por la precarga.

Etapa II: Consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión del agua intersticial se transfiere gradualmente en esfuerzo efectivo por la expulsión de la misma.

Etapa III: Consolidación secundaria, se produce después de la disipación total del exceso de presión del agua intersticial, cuando se lleva a cabo alguna deformación de la muestra debido al reajuste plástico del suelo.

### **1.3.2 Índice de consolidación**

El índice de consolidación ( $C_c$ ) es un parámetro que se obtiene a partir del ensayo de consolidación y describe la capacidad del suelo para reducir su volumen bajo carga. Este índice se calcula utilizando la relación entre el asentamiento y la presión de consolidación aplicada. Podemos determinar el índice de consolidación para el asentamiento de campo provocado por la consolidación gráfica después de la obtención de resultados de las pruebas de laboratorio para el índice de vacíos y para la presión.

Este índice es particularmente importante para suelos como las arcillas expansivas, ya que su índice de consolidación alto puede indicar un comportamiento expansivo bajo condiciones de humedad variable y carga dinámica. En ausencia de datos de consolidación de laboratorio, Skempton (1944) sugirió expresiones empíricas para el índice de consolidación para arcillas inalteradas y para arcillas remodeladas. Según Das (2015), también están disponibles otras correlaciones para el índice de consolidación, las cuales han sido recopiladas por Rendón-Herrero (1980) y se encuentran en la Tabla 2, mostrada a continuación.

**Tabla 2**

*Correlaciones para el índice de consolidación,  $C_c$  (Compilada de Rendón-Herrero, 1980)*

Ecuación	Región de aplicabilidad
$C_c = 0.01W_N$	Arcillas de Chicago
$C_c = 1.15(e_0 - 0.27)$	Todas las arcillas
$C_c = 0.30(e_0 - 0.27)$	Suelos cohesivos inorgánicos: Limo, arcilla limosa, arcilla
$C_c = 0.015W_N$	Suelos orgánicos: Turbas, limo orgánico y arcilla
$C_c = 0.0046(LL - 9)$	Arcillas brasileñas
$C_c = 0.75(e_0 - 0.5)$	Suelos con baja plasticidad
$C_c = 0.208e_0 + 0.0083$	Arcillas de Chicago
$C_c = 0.15e_0 + 0.0107$	Todas las arcillas
$e_0 = \text{Índice de vacíos in situ}; W_N = \text{Contenido de agua in situ}$	

*Nota.* Tomado de Das (2015).

El índice de consolidación ( $C_c$ ) es uno de los parámetros clave para evaluar la capacidad de un suelo para reducir su volumen bajo carga. Este índice varía significativamente entre diferentes tipos de suelos, y su comportamiento está estrechamente relacionado con el límite líquido y el índice de plasticidad del suelo. A continuación, se presenta la Tabla 3 con los valores de índice de consolidación ( $C_c$ ) junto con otros parámetros geotécnicos importantes, como el índice de abultamiento ( $C_s$ ), para varios tipos de arcillas naturales. Estos valores permiten comparar el comportamiento expansivo de suelos de distintas localizaciones y ayudar en la predicción de su respuesta bajo carga.

**Tabla 3***Compresión y abultamiento de suelos naturales*

Suelo	Límite líquido	Límite plástico	Índice de compresión, Cc	Índice de abultamiento, Cs	Cs/Cc
Arcilla azul de Boston	41	20	0.35	0.07	0.20
Arcilla de Chicago	60	20	0.4	0.07	0.175
Arcilla de Forte Gordon, Georgia	51	26	0.12	0.04	0.33
Arcilla de Nueva Orleans	80	25	0.3	0.05	0.17
Arcilla de Montana	60	28	0.21	0.05	0.24

*Nota.* Tomado de Das (2015).

### 1.3.3 Modelo de predicción del índice de consolidación

Los modelos de predicción son herramientas esenciales para estimar el índice de consolidación (Cc) de los suelos sin necesidad de realizar ensayos de consolidación costosos y que requieren mucho tiempo. Estos modelos suelen basarse en la correlación entre parámetros de suelo como el índice de plasticidad (IP), el límite líquido (LL) y otras propiedades geotécnicas del suelo. Estos modelos son fundamentales para la evaluación del comportamiento expansivo de los suelos. A continuación, se presentan cinco modelos utilizados comúnmente para estimar este parámetro.

**1.3.3.1 Modelo de Skempton (1944).** El modelo de Skempton (1944) establece una relación empírica entre el límite líquido (LL) y el índice de consolidación (Cc) en suelos arcillosos. Se basa en la idea de que el límite líquido (LL) es un indicador clave del comportamiento expansivo de un suelo. Skempton (1944) sugirió la siguiente expresión empírica para el índice de consolidación (Cc) en arcillas inalteradas. La formulación se presenta en la siguiente ecuación.

$$Cc = 0.009 (LL - 10)$$

Donde:

Cc= Índice de consolidación

LL= límite líquido (%)

Este modelo es particularmente útil en suelos arcillosos expansivos porque predice el comportamiento volumétrico del suelo bajo fluctuaciones de humedad. A medida que el límite líquido (LL) aumenta, especialmente por encima de 60, el suelo tiene una mayor capacidad de expansión (Skempton, 1944).

En ausencia de datos de consolidación de laboratorio, la ecuación se utiliza a menudo para el cálculo aproximado de la consolidación primaria en campo (Das, 2015). Lo que permite realizar estimaciones rápidas de la compresión del suelo sin la necesidad de realizar ensayos de consolidación exhaustivos.

**1.3.3.2 Modelo de Wroth y Wood (1978).** El modelo de Wroth y Wood (1978), fue desarrollado para predecir el índice de consolidación ( $C_c$ ) en suelos finos mediante una aproximación que considera el comportamiento no lineal de la consolidación, este modelo, mediante la ecuación mostrada a continuación presenta un enfoque detallado sobre cómo los suelos finos responden a las cargas aplicadas, cargas progresivas y su relación con la capacidad del suelo para consolidarse con el tiempo.

$$C_c = 0.5 * G_s \left( \frac{IP(\%)}{100} \right)$$

Donde:

$C_c$ = Índice de consolidación.

$G_s$ = Gravedad específica.

$IP$ = Índice de plasticidad (%).

Este modelo es útil para suelos que experimentan consolidación bajo cargas crecientes, se utiliza para predecir el índice de consolidación ( $C_c$ ) en función de la capacidad del suelo para consolidarse con el tiempo, bajo cargas aplicadas (Wroth y Wood, 1978).

**1.3.3.3 Modelo de Rendon - Herrero (1983).** El modelo de Rendón-Herrero (1983), fue propuesto para predecir el comportamiento de suelos expansivos a partir del análisis de humedad y propiedades de plasticidad. La fórmula que propone para hallar el índice de consolidación ( $C_c$ ) es la siguiente.

$$C_c = 0.141 * G_s^{1.2} \left( \frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2.38}$$

Donde:

$C_c$ = Índice de consolidación.

$G_s$ = Gravedad específica.

$e_0$ = Relación de vacíos inicial.

El modelo tiene como principal objetivo predecir el índice de consolidación ( $C_c$ ) de suelos expansivos a partir de parámetros fácilmente medibles, como la gravedad específica

(Gs) y la relación de vacíos inicial (e0). Este modelo se basa en la experiencia y estudios realizados en suelos que se encuentran en regiones áridas, donde las fluctuaciones estacionales de humedad afectan significativamente el comportamiento expansivo de las arcillas (Rendón-Herrero, 1983).

**1.3.3.4 Modelo de Nagaraj y Murty (1985).** El modelo de Nagaraj y Murthy (1985) fue desarrollado para predecir el índice de consolidación en suelos que presentan un comportamiento expansivo bajo condiciones de humedad fluctuante y la ecuación planteada es la mostrada a continuación.

$$Cc = 0.2343 * G_s \left( \frac{LL(\%)}{100} \right)$$

Donde:

Cc= Índice de consolidación.

Gs= Gravedad específica.

LL= Límite líquido (%).

Este modelo se centra en la relación entre la expansión y la humedad del suelo, establece una relación empírica que correlaciona el índice de consolidación (Cc) con el contenido de humedad y las propiedades físicas del suelo como el índice de plasticidad (IP) y el límite líquido (LL) (Nagaraj y Murthy, 1985). Enfocado en suelos con características expansivas y cómo el contenido de agua influye directamente en su compresión, se utiliza en zonas con alta humedad y suelos que tienden a experimentar expansiones cíclicas con cambios estacionales de agua.

**1.3.3.5 Modelo de Kulhawy y Mayne (1990).** El modelo de Kulhawy y Mayne (1990), es uno de los más completos y avanzados para predecir el índice de consolidación (Cc). Está basado en estudios de comportamiento de suelos expansivos en proyectos de cimentación y en la interpretación de parámetros geotécnicos obtenidos de pruebas in situ, la ecuación planteada es la mostrada a continuación.

$$Cc = \left( \frac{IP(\%)}{74} \right)$$

Donde:

Cc= Índice de consolidación.

IP= Índice de plasticidad.

Este modelo se centra en la interpretación del comportamiento de consolidación en suelos con diferentes características de expansión, utiliza un enfoque de predicción avanzada con base en los parámetros de campo, como los obtenidos de pruebas de penetración

estándar (SPT) y pruebas de laboratorio, lo que proporciona una estimación precisa del comportamiento expansivo del suelo bajo condiciones de carga (Kulhawy y Mayne, 1990).



## Capítulo 2

### Metodología

#### 2.1 Recolección de base de datos

En este apartado se presenta la base de datos utilizada en la presente investigación, la cual ha sido extraída de dos estudios previos: Horna y Peña (2025) para la zona de Marcavelica – Sullana, y Alvarado y Torres (2024) para el sector de Paita Baja. La información recopilada ha sido organizada en dos subapartados: 2.1.1 Zonas de estudio y 2.1.2 Propiedades geotécnicas de las arcillas, en los cuales se sintetiza la información más relevante de ambos trabajos. Esta estructura permite comprender las características geotécnicas de los suelos analizados y proporciona los parámetros necesarios para aplicar los modelos de predicción del índice de consolidación.

##### 2.1.1 Zonas de estudio

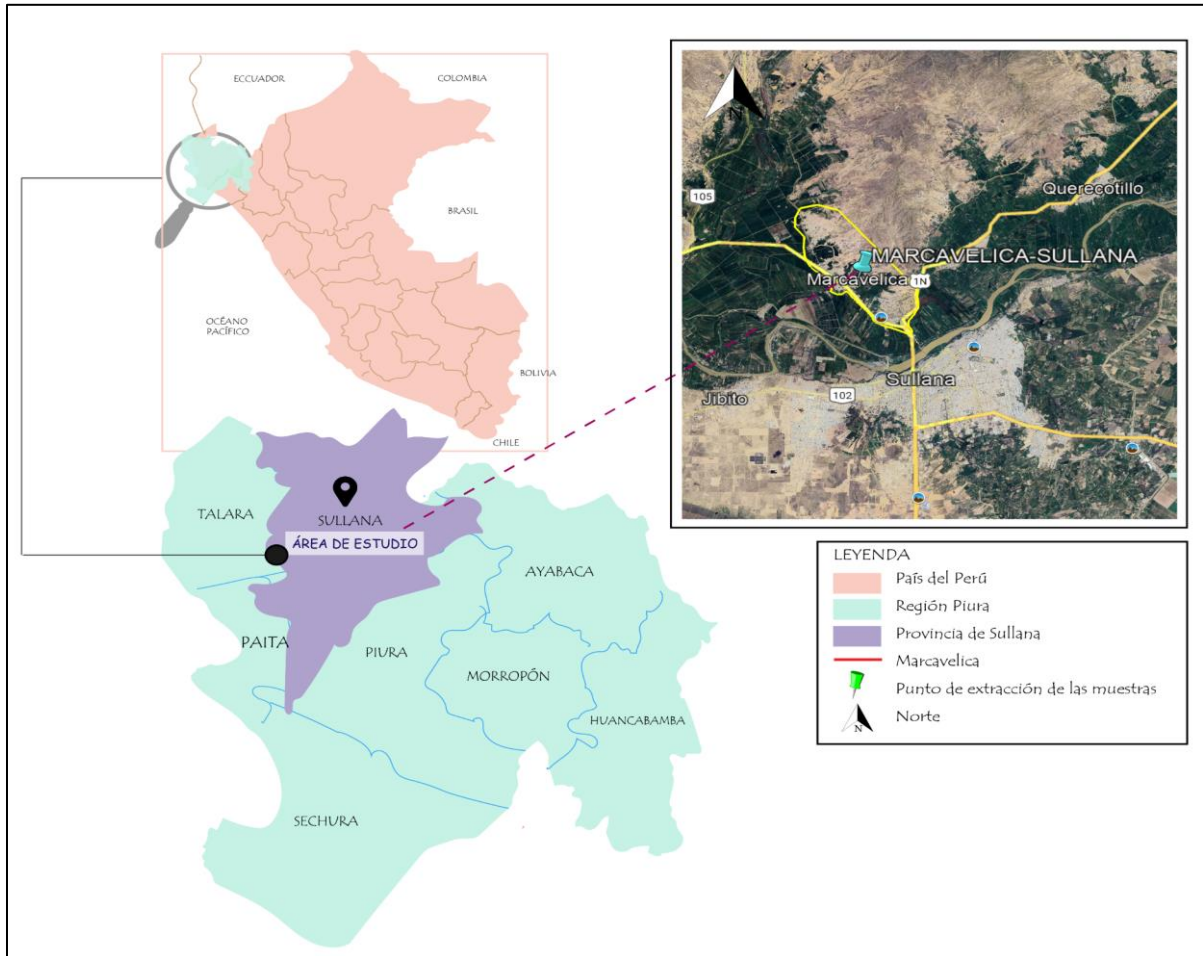
Para esta investigación, se ha tomado como base la información recopilada y analizada de dos tesis previas, la de Horna y Peña (2025) para la zona de Marcavelica-Sullana, y la de Alvarado y Torres (2024) para la zona de Paita Baja. A continuación, se describe la información proporcionada en dichos trabajos en cuanto a la ubicación geográfica, contexto geológico, Zonificación y plan de muestreo.

**2.1.1.1 Marcavelica – Sullana.** La información correspondiente a esta zona ha sido tomada del estudio desarrollado por Horna y Peña (2025), quienes realizaron una investigación detallada del comportamiento de los suelos expansivos en el distrito de Marcavelica.

A. Ubicación Geográfica: Marcavelica se encuentra en la provincia de Sullana, departamento de Piura, al norte del Perú. El área presenta un clima árido tropical, con variaciones estacionales de humedad significativas que favorecen la presencia de suelos expansivos. En la Figura 8 se muestra esta ubicación.

**Figura 8**

*Ubicación de la zona de estudio Marcavelica - Sullana*



*Nota.* Adaptado de Google Earth.

B. Contexto Geológico: De acuerdo con estudios geológicos previos, esta área se encuentra sobre depósitos de la era Cenozoica, específicamente del período Neógeno, época Mioceno. La Formación Miramar, presente en esta zona, contiene una considerable cantidad de arcillas en el suelo y en el subsuelo, con porcentajes de arcilla entre 16.5% y 18.9% respectivamente.

C. Zonificación Geológica: La zona de estudio presenta suelos expansivos, especialmente en el área cercana a la Formación Miramar, donde se identificó una importante concentración de arcillas. Las 10 muestras a analizar fueron previamente recolectadas en dicha zona, tal como muestra la Figura 9. Estas muestras fueron caracterizadas mediante ensayos de densidad seca, humedad, granulometría (tamizado y sedimentación), gravedad específica y límites de Atterberg. Según el sistema de clasificación AASHTO, se clasificaron como A-6 y A-7; mientras que el SUCS las ubicó como CL (7 muestras), CH, ML y una MH (una muestra cada una).

**Figura 9***Obtención de las muestras de Marcavelica-Sullana*

*Nota.* Adaptado de Horna y Peña (2025).

D. Plan de muestreo: Se seleccionaron 10 puntos estratégicos dentro del área delimitada para garantizar la representatividad de los suelos expansivos. Las muestras fueron recolectadas mediante extracción en bloques cúbicos de 20 a 30 cm utilizando herramientas como comba y cincel, conservando su estructura intacta. Para su transporte, se aplicaron las recomendaciones de la NTP 339.15, cubriendo cada muestra con parafina y bolsas plásticas, evitando alteraciones en su humedad o forma original, tal como se muestra en la Figura 10.

**Figura 10***Proceso de extracción de muestras*

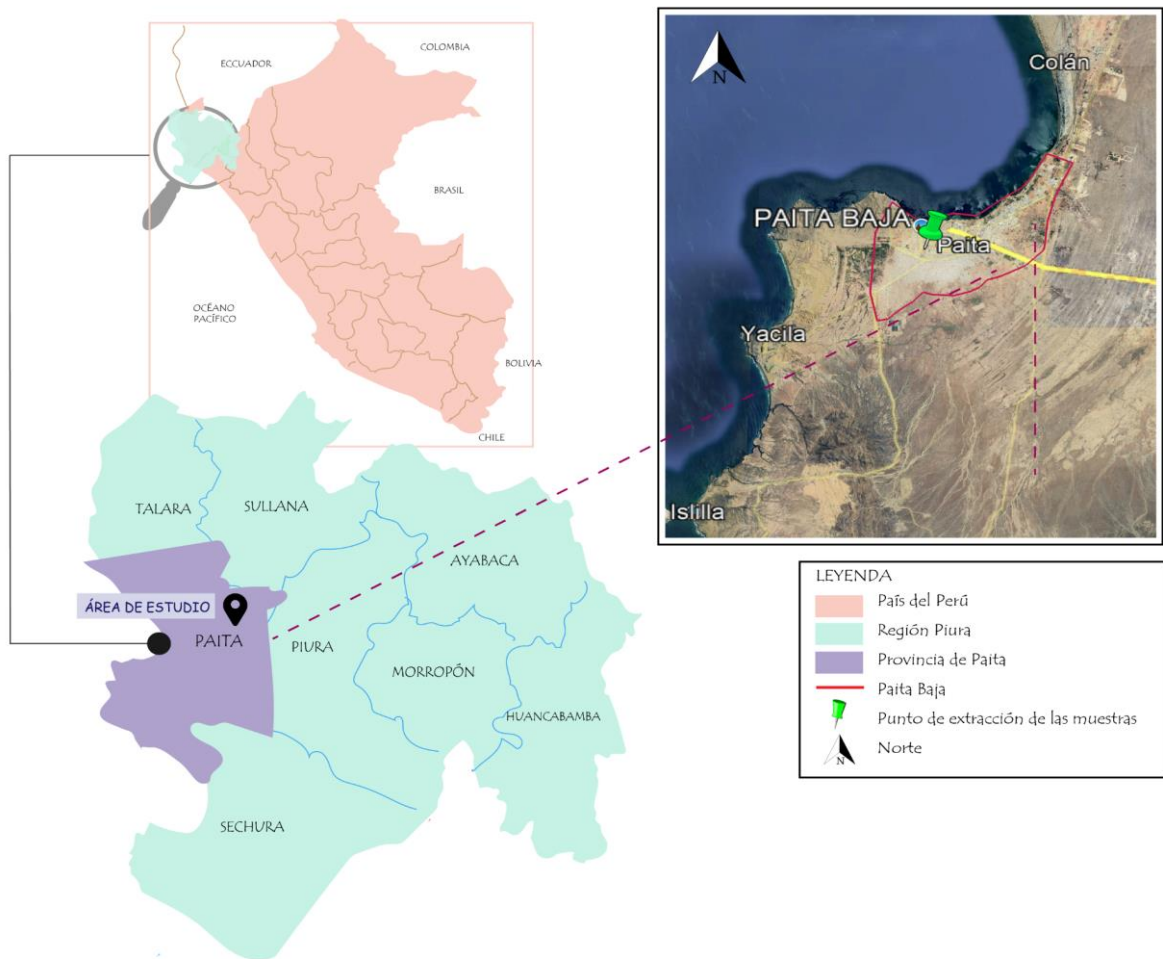
*Nota.* Adaptado de Horna y Peña (2025).

**2.1.1.2 Paita Baja.** La información para esta zona ha sido obtenida de la tesis de Alvarado y Torres (2024), quienes analizaron los suelos expansivos en los sectores más vulnerables de la ciudad de Paita.

A. Ubicación geográfica: Paita Baja se sitúa en las laderas empinadas que rodean la ciudad de Paita, incluyendo sectores como la Basílica, el Casco Antiguo, San Rafael, Alan García, San Pedro y La Merced. Estas zonas presentan topografía accidentada y suelos arcillosos que han provocado problemas de estabilidad estructural. La Figura 11 muestra en rojo la ubicación de Paita y en verde la zona de Paita Baja.

**Figura 11**

*Ubicación de la zona de estudio Paita Baja*



*Nota.* Adaptado de Google Earth.

B. Contexto Geológico: La zona de Paita Baja se sitúa sobre depósitos cuaternarios recientes, formados por materiales coluviales y proluviales, con alta presencia de montmorillonita. Estos suelos, de plasticidad media a alta, se expanden fácilmente ante

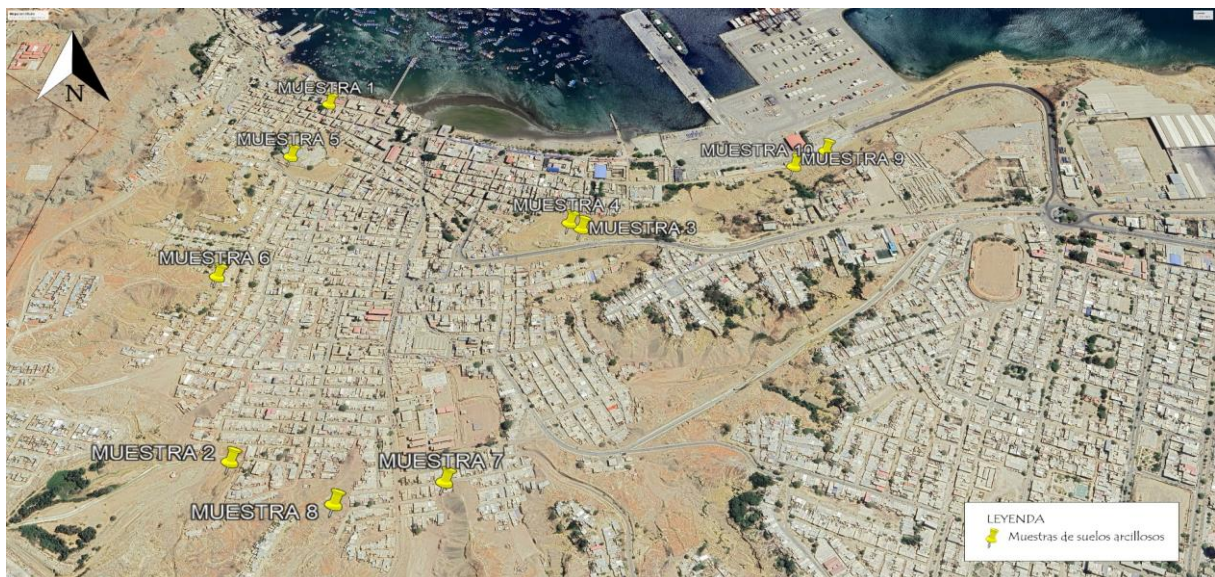
cambios de humedad. Además, la unidad geológica Chira, compuesta por materiales fracturados y meteorizados, incrementa este comportamiento expansivo.

C. Zonificación Geológica: Según el mapa de zonificación de suelos expansivos elaborado por el PNUD, las zonas más afectadas se encuentran en las laderas escarpadas que rodean la ciudad. Estas presentan discontinuidades y arcillas sueltas, las cuales favorecen la expansión.

D. Plan de muestreo: Se ubicaron 10 calicatas dentro de la zona seleccionada con el fin de obtener muestras representativas y variadas de las arcillas expansivas presentes en Paita Baja. Las muestras fueron recolectadas en puntos estratégicos para reflejar las distintas formaciones de arcillas expansivas que se distribuyen por el área de estudio. Las calicatas se seleccionaron cuidadosamente, evitando zonas alteradas por actividades humanas como construcciones o depósitos de desmonte, tal como se muestra en la Figura 12.

### Figura 12

*Ubicación de las 10 muestras de suelo tomadas en Paita Baja, destacando los puntos estratégicos de muestreo*



*Nota.* Adaptado de Alvarado y Torres (2024).

#### 2.1.2 Propiedades geotécnicas de las arcillas

Las propiedades geotécnicas de las arcillas en las zonas de Marcavelica – Sullana y Paita Baja fueron determinadas a partir de los datos obtenidos por Horna y Peña (2025) y Alvarado y Torres (2024), respectivamente. Ambos estudios realizaron ensayos de laboratorio sobre muestras recolectadas en campo, aplicando metodologías estandarizadas para evaluar parámetros físicos, químicos y mecánicos de los suelos. La presente sección resume y compara los principales resultados obtenidos en dichos trabajos, los cuales han sido sistematizados con el fin de analizar el comportamiento expansivo de las arcillas presentes en estas regiones.

**2.1.2.1 Marcavelica-Sullana.** Las propiedades geotécnicas de las arcillas de Marcavelica – Sullana fueron obtenidas por Horna y Peña (2025) mediante ensayos de laboratorio específicos, los cuales incluyeron pruebas de caracterización y expansión. Los ensayos de caracterización permitieron determinar parámetros fundamentales del suelo, como densidad seca, contenido de humedad, granulometría por tamizado y sedimentación, gravedad específica y límites de Atterberg. Esta información fue clave para clasificar las muestras y comprender su comportamiento físico - químico frente a la presencia de humedad.

Con base en los resultados obtenidos, las muestras correspondían a suelos arcillosos. Según el sistema AASHTO, fueron clasificados en los grupos A-6 y A-7; mientras que bajo el sistema SUCS, 7 muestras fueron clasificadas como CL (arcillas de baja plasticidad), 1 como CH (arcillas de alta plasticidad), 1 como ML (limos de baja plasticidad) y 1 como MH (limos de alta plasticidad). Estos resultados se encuentran resumidos en la Tabla 4.

**Tabla 4**

*Resultados de los parámetros evaluados en laboratorio*

P	U	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
LL	%	41	41	37	41	40	40	41	41	51	57
LP	%	23	24	24	25	24	25	26	24	28	32
IP	%	18	17	13	16	16	15	15	17	23	25
LC	%	20.58	22.42	21.23	19.24	18.46	20.43	22.09	21.70	19.57	35.44
IC	%	20.42	18.58	15.77	21.76	21.54	19.57	18.91	19.30	31.43	21.56
Gs		2.69	2.67	2.69	2.70	2.63	2.70	2.68	2.70	2.70	2.71
F	%	51	48	47	53	56	47	58	50	82	51
C	%	23.70	24.30	26.60	35.00	38.20	24.80	26.30	29.40	51.00	13.00
C	%	20.40	17.20	19.70	26.10	28.80	15.00	15.60	20.40	41.70	10.90
A		0.76	0.70	0.49	0.46	0.42	0.60	0.57	0.58	0.45	1.92
W	%	5.50	4.20	3.80	10.40	2.70	4.30	5.20	4.30	3.50	4.90
Y <sub>d</sub>	g/cm <sup>3</sup>	1.77	1.72	1.78							
SUCS		CL	CL	CL	CL	CL	CL	ML	CL	CH	MH

P	U	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
ASSTHO		A-7-6	A-7-6	A-6CL	A-7-6	A-6	A-6	A-7-6	A-7-6	A-7-6	A-7-5

*Nota.* Tomado de Horna y peña, (2025). P = Parámetro; U = Unidad, LL= Límite líquido; LP = Límite plástico; IP = Índice de plasticidad; LC = Límite de contracción; IC= Índice de contracción; Gs = Gravedad específica; F = Porcentaje de finos; C = Contenido de arcilla; c = Contenido de coloides; A = Actividad; w = Contenido de humedad; yd = Peso unitario seco; SUCS = Sistema de clasificación SUCS; AASHTO = Sistema de clasificación AASHTO.

Los ensayos de expansión, por su parte, incluyeron tanto el ensayo con edómetro como el de expansión libre, con el objetivo de cuantificar la capacidad expansiva de los suelos frente a cambios de humedad. Los resultados de estos ensayos, presentados en la Tabla 5, incluyeron el porcentaje de expansión (E) y la presión de expansión (PE), ambos considerados indicadores clave del comportamiento expansivo.

**Tabla 5**

*Resultados de los parámetros de expansión*

Parámetro	Unidad	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
E	%	2.75	1.46	1.9	4.68	3.73	1.47	1.72	2.97	7.91	5.41
PE	Kg/cm <sup>3</sup>	1.46	0.38	0.49	1.72	0.84	0.85	0.78	1.64	3.03	3.14

*Nota.* Tomado de Horna y peña, (2025). E=Porcentaje de expansión; PE=Presión de expansión.

Horna y Peña (2025) identificaron que el porcentaje de expansión de las muestras se ubicó en rangos medios a altos. En particular, las muestras M4, M9 y M10 superaron el 3% de expansión, clasificándose como suelos de expansión alta. Este comportamiento se asoció a la presencia de arcillas plásticas con alta capacidad de retención de agua. Además, se concluyó que los parámetros con mayor correlación con el porcentaje de expansión fueron: peso específico seco, porcentaje de finos, índice de plasticidad y límite líquido.

En cuanto a la presión de expansión, los valores oscilaron entre 0.38 kg/cm<sup>2</sup> y 3.14 kg/cm<sup>2</sup>, lo cual confirmó la presencia de suelos de expansión media a alta. A diferencia del porcentaje de expansión, la presión de expansión fue considerada por los autores como un indicador más confiable, al ser menos sensible a variaciones en el contenido de humedad. Finalmente, se determinó que los parámetros con mayor influencia sobre la presión de expansión fueron: índice de plasticidad, límite líquido, contenido de arcilla, límite plástico, peso unitario seco e índice de contracción.

**2.1.2.2 Paita Baja.** Las propiedades geotécnicas de las arcillas en la zona de Paita Baja fueron evaluadas por Alvarado y Torres (2024), a partir de los ensayos realizados sobre las muestras de suelo recolectadas. Se analizaron diversos parámetros, entre los cuales destacan: límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, límite e índice de contracción, gravedad específica, porcentaje de finos, contenido de arcilla, actividad, contenido de humedad, peso unitario seco, relación de vacíos, factor de estado, factor de estado inicial, índice líquido, índice de consistencia y factor de consistencia.

Los resultados obtenidos permitieron clasificar todas las muestras como suelos finos arcillosos, siendo tipificadas bajo el sistema SUCS como CL y CH. La Tabla 6 muestra en detalle los valores correspondientes a las propiedades físicas y de consistencia analizadas.



**Tabla 6***Parámetros de los suelos evaluados*

Parámetro	Abrev	Unidad	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
Límite líquido	LL	%	56	51	51	29	58	53	57	61	36	42
Límite plástico	LP	%	27	26	21	12	24	24	29	31	23	24
Índice de plasticidad	IP	%	28	25	30	17	33	29	28	31	13	19
Límite de contracción	LC	%	17	25	21	12	24	22	29	24	13	11
Índice de contracción	IC	%	39	26	30	17	34	31	28	38	23	31
Gravedad específica	Gs		2.68	2.78	2.68	2.73	2.83	2.75	2.69	2.71	2.78	2.68
Porcentaje de finos	F	%	66	69	73	87	69	86	97	93	70	83
Contenido de arcilla	C	%	10	49	11	16	32	40	46	43	37	37
Actividad	A		2.87	0.50	2.72	1.06	1.05	0.74	0.60	0.72	0.36	0.50
Contenido de humedad	W	%	17	31	18	14	24	17	18	10	11	14
Peso unitario seco	Y <sub>d</sub>	g/cm <sup>3</sup>	1.60	1.15	1.59	1.44	1.25	1.61	1.28	1.60	1.81	1.50
Relación de vacíos	E		0.67	1.44	0.68	0.89	1.26	0.71	1.10	0.36	0.54	0.78

Parámetro	Abrev	Unidad	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
Factor de estado	F <sub>e</sub>		0.09	0.04	0.09	0.10	0.05	0.09	0.07	0.16	0.13	0.11
Factor de estado inicial	F <sub>i</sub>		0.14	0.03	0.13	0.11	0.04	0.13	0.07	0.23	0.24	0.14
Índice líquido	IL		-0.36	0.17	-0.09	0.14	-0.01	-0.23	-0.40	-0.67	-0.63	-0.53
Índice de consistencia	CI		1.36	0.83	1.09	0.86	1.01	1.23	1.40	1.67	1.63	1.53
Factor de consistencia	FC		3.26	0.66	2.55	1.39	1.00	2.80	1.62	3.85	5.49	2.95
Clasificación SUCS			CH	CH	CH	CL	CH	CH	CH	CH	CL	CL

*Nota.* Tomado de Alvarado y Torres (2024).

Respecto al comportamiento expansivo, Alvarado y torres (2024) determinaron que el porcentaje de expansión de las muestras se encontraba entre 1.46% y 7.91%. Las muestras M9 y M10, con expansiones de 7.91% y 5.41% respectivamente, presentaron una alta capacidad expansiva. Estos resultados, junto con los obtenidos para la presión de expansión mostrados en la Tabla 7, llevaron a concluir que los suelos evaluados poseen un grado de expansión medio, pero presiones de expansión significativamente elevadas, lo que representa un riesgo potencial para construcciones en la zona.

**Tabla 7***Parámetros de expansión medidos en laboratorio*

Parámetro	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
E (%)	56	51	51	29	58	53	57	61	36	42
EP (Kpa)	27	26	21	12	24	24	29	31	23	24
GE	28	25	30	17	33	29	28	31	13	19

*Nota.* Tomado de Alvarado y Torres (2024). Donde MB=Muy bajo, B=Bajo, M=medio, A=alto y M. A=Muy alto.

## 2.2 Análisis de modelo de predicción

### 2.2.1 Análisis estadístico

Se elegirán 3 métodos que permiten comparar los resultados del índice de consolidación que se obtienen del ensayo de consolidación con el resultado del índice de consolidación obtenidos por cada uno de los modelos de predicción: Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon - Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985), Kulhawy y Mayne (1990). Los métodos estadísticos elegidos son el coeficiente de determinación ( $R^2$ ), el coeficiente de correlación de Pearson (R) y el error cuadrático medio (ECM).

**2.2.1.1 Coeficiente de Determinación ( $R^2$ ).** Es una medida estadística que indica el ajuste del modelo a los datos observados. Un valor de  $R^2$  cercano a 1 indica que el modelo tiene un buen ajuste a los datos, es decir, que las variables predictoras explican la mayor parte de la variabilidad en la variable dependiente. Un  $R^2$  bajo sugiere que el modelo no es adecuado para predecir los resultados.

El coeficiente de determinación  $R^2$  se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y1 - y2)^2}{\sum_{i=1}^n (y1 - y)^2}$$

Donde:

Y1 = Valores reales del ensayo de consolidación.

Y2 = Valores predichos por el modelo.

Y = Media de los valores reales del ensayo de consolidación.

**2.2.1.2 Coeficiente de Correlación de Pearson (R).** Se utiliza para medir la fuerza de dirección de la relación entre dos o más variables. Un valor de R cercano a 1 indica una relación positiva fuerte, mientras que un valor cercano a -1 indica una relación negativa fuerte y un valor de R cercano a 0 indica sin correlación.

La fórmula del coeficiente de correlación de Pearson (R) se calcula con la siguiente fórmula:

$$R = \frac{\sum_{i=1}^n (x1 - x)(y1 - y)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x1 - x)^2 \sum_{i=1}^n (y1 - y)^2}}$$

Donde:

x1 y y1 = Observaciones de las variables (índice de consolidación).

x y = Medias de las variables (índice de consolidación).

**2.2.1.3 Error Cuadrático Medio (ECM).** Esta medida evalúa la precisión del modelo de predicción al calcular la diferencia entre los valores obtenidos del ensayo de consolidación y los valores predichos por los modelos.

La fórmula para calcular el ECM es la siguiente:

$$ECM = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (yi - y2)^2$$

Donde:

y1 = Valores experimentales obtenidos del ensayo de consolidación.

y2 = Valores predichos por el modelo de predicción.

n = Número de observaciones o muestras.

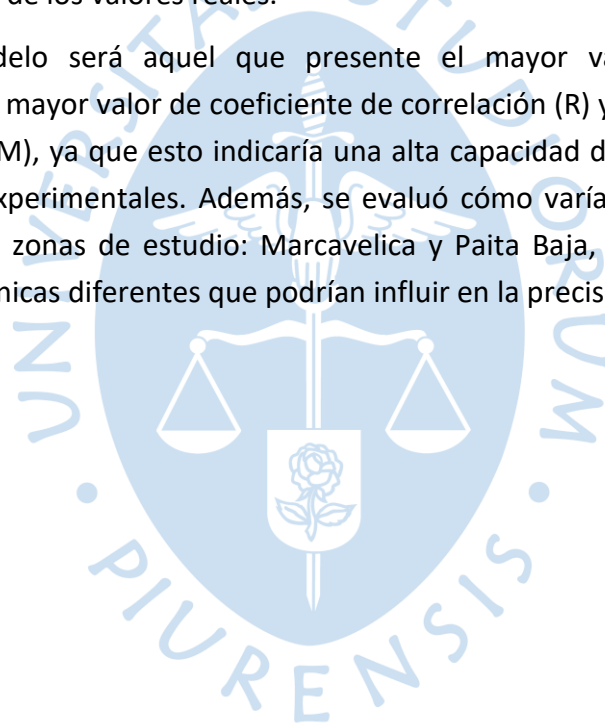
Validación estadística

En esta sección se presenta la validación estadística de los índices de consolidación obtenidos tanto a través del ensayo de consolidación como por cada uno de los cinco modelos de predicción utilizados en este estudio: SKempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon -

Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985), y Kulhawy y Mayne (1990). Para cada uno de estos modelos, se ha evaluado el desempeño de la predicción de los índices de consolidación ( $C_c$ ) de forma general, considerando las 20 muestras, y también se ha realizado una evaluación desglosada por zona de estudio, diferenciando entre Marcavelica y Paita Baja.

El objetivo de esta validación es identificar cuál de los modelos de predicción tienen el mejor ajuste con los datos experimentales obtenidos del ensayo de consolidación. Para ello, se usarán tres indicadores estadísticos claves como el coeficiente de determinación ( $R^2$ ), el coeficiente de correlación ( $R$ ) y el error cuadrático medio (ECM). El coeficiente de determinación ( $R^2$ ) nos indica qué porcentaje de la variabilidad de los datos experimentales es explicado por el modelo, mientras que el coeficiente de correlación ( $R$ ) refleja la fuerza y dirección de la relación lineal entre los valores predichos por el modelo y los valores experimentales. Por otro lado, el ECM mide la precisión del modelo, indicando qué tan cerca están las predicciones de los valores reales.

El mejor modelo será aquel que presente el mayor valor de coeficiente de determinación ( $R^2$ ), el mayor valor de coeficiente de correlación ( $R$ ) y el menor valor de error cuadrático medio (ECM), ya que esto indicaría una alta capacidad de predicción y un ajuste preciso a los datos experimentales. Además, se evaluó cómo varía el desempeño de cada modelo entre las dos zonas de estudio: Marcavelica y Paita Baja, ya que cada zona tiene características geotécnicas diferentes que podrían influir en la precisión de los modelos.



## Capítulo 3

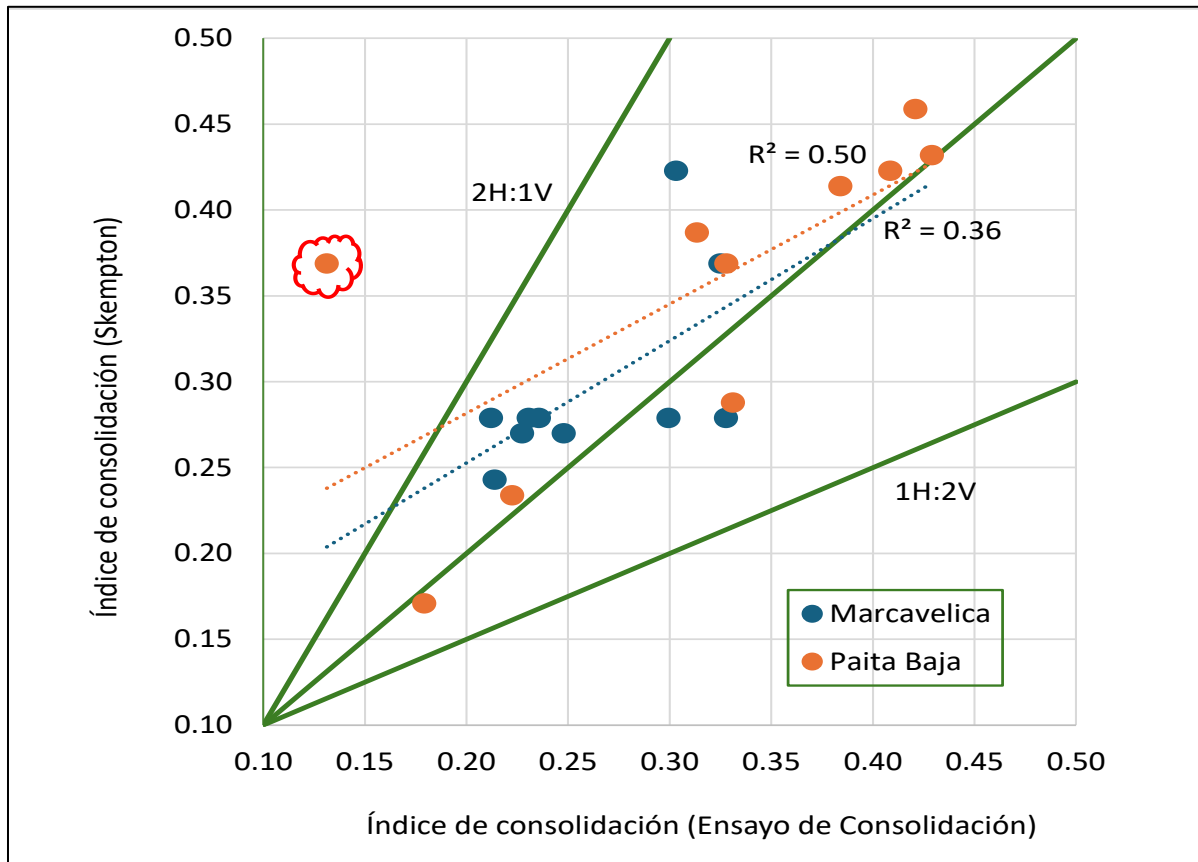
### Resultados

#### 3.1 Comparación de modelos de predicción

##### 3.1.1 Resultados

Este apartado presenta los gráficos obtenidos por cada uno de los cinco modelos de predicción: SKempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon – Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985), y Kulhawy y Mayne (1990), en los cuales se evalúa el comportamiento del índice de consolidación obtenido tanto mediante el ensayo de consolidación como a través de cada uno de los modelos de predicción. Cada gráfico incluye la línea de correlación perfecta, que corresponde a la condición ideal en la que ambos valores, el índice de consolidación ( $C_c$ ) obtenido por el ensayo y el predicho por los modelos mencionados coinciden exactamente. Para facilitar la interpretación visual, esta línea está delimitada por dos líneas auxiliares con pendientes 1H:2V y 2H:1V, las cuales establecen una zona de tolerancia que indica un rango razonable de precisión. Además, se incluye la línea de tendencia correspondiente a cada conjunto de datos por zonas de estudio, junto con el coeficiente de determinación ( $R^2$ ), con el fin de evaluar de forma visual y cuantitativa el ajuste entre los valores obtenidos experimentalmente y los valores predichos por cada uno de los modelos.

Para el modelo de predicción propuesto por Skempton (1944), La Figura 13 muestra las líneas de tendencia correspondientes a las zonas de estudio, Marcavelica de color azul y Paíta Baja de color naranja. La línea de color verde representa la correlación perfecta, acompañada de dos líneas auxiliares con pendientes 1H:2V y 2H:1V, las cuales definen una zona de tolerancia que sugiere un rango razonable de precisión. Se observa que la mayoría de los valores predichos se encuentran dentro de dicho rango, mientras que un único valor se encuentra sobreestimado por encima de la zona de tolerancia.

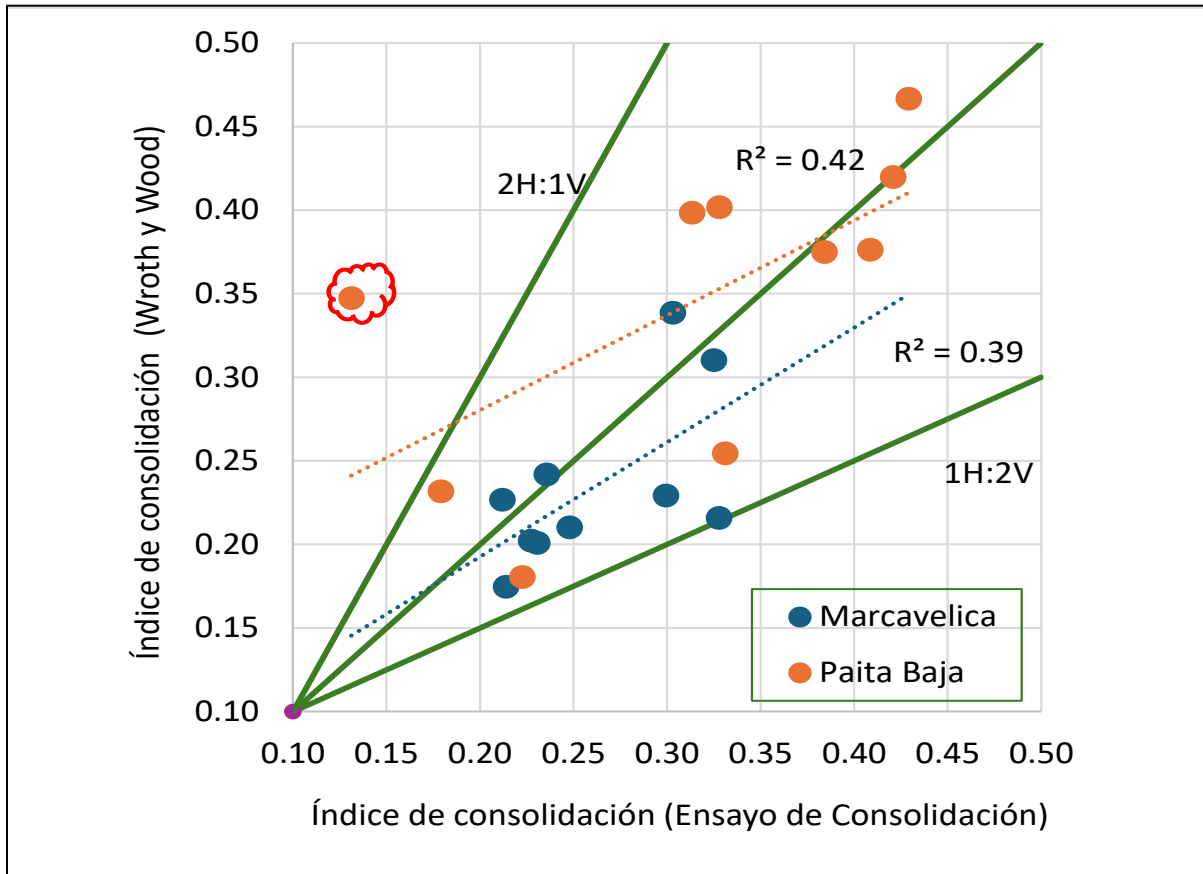
**Figura 13***Gráfica de dispersión Skempton (1944)*

Como se observa en la Figura 13, el modelo de Skempton (1944) muestra una correlación positiva moderada entre los valores del índice de consolidación obtenidos mediante el ensayo y los estimados por el modelo. El coeficiente de determinación ( $R^2$ ) calculado para el total de datos indica que aproximadamente el 51.87% de la variabilidad de los valores experimentales es explicada por el modelo. Aunque los resultados son similares para ambas zonas de estudio, se evidencia un mejor ajuste en la zona de Paita Baja, donde el valor de  $R^2$  es más alto. Esto sugiere que, en dicha zona, cerca del 50% de la variabilidad en los datos es explicada por el modelo, lo que refleja un comportamiento más confiable en comparación con la zona de Marcavelica.

Para el modelo de predicción propuesto por Wroth y Wood (1978), la Figura 14 presenta las líneas de tendencia correspondientes a cada zona de estudio: Marcavelica, representada en color azul y Paita Baja, en color naranja. La línea de correlación perfecta, al igual que en el modelo de Skempton (1944), se emplea como referencia para evaluar la precisión del modelo, ya que cuanto más próximos estén los puntos a dicha línea, mejor será el ajuste entre los valores predichos y los obtenidos experimentalmente.

Figura 14

Gráfica de dispersión Wroth y Wood (1978)



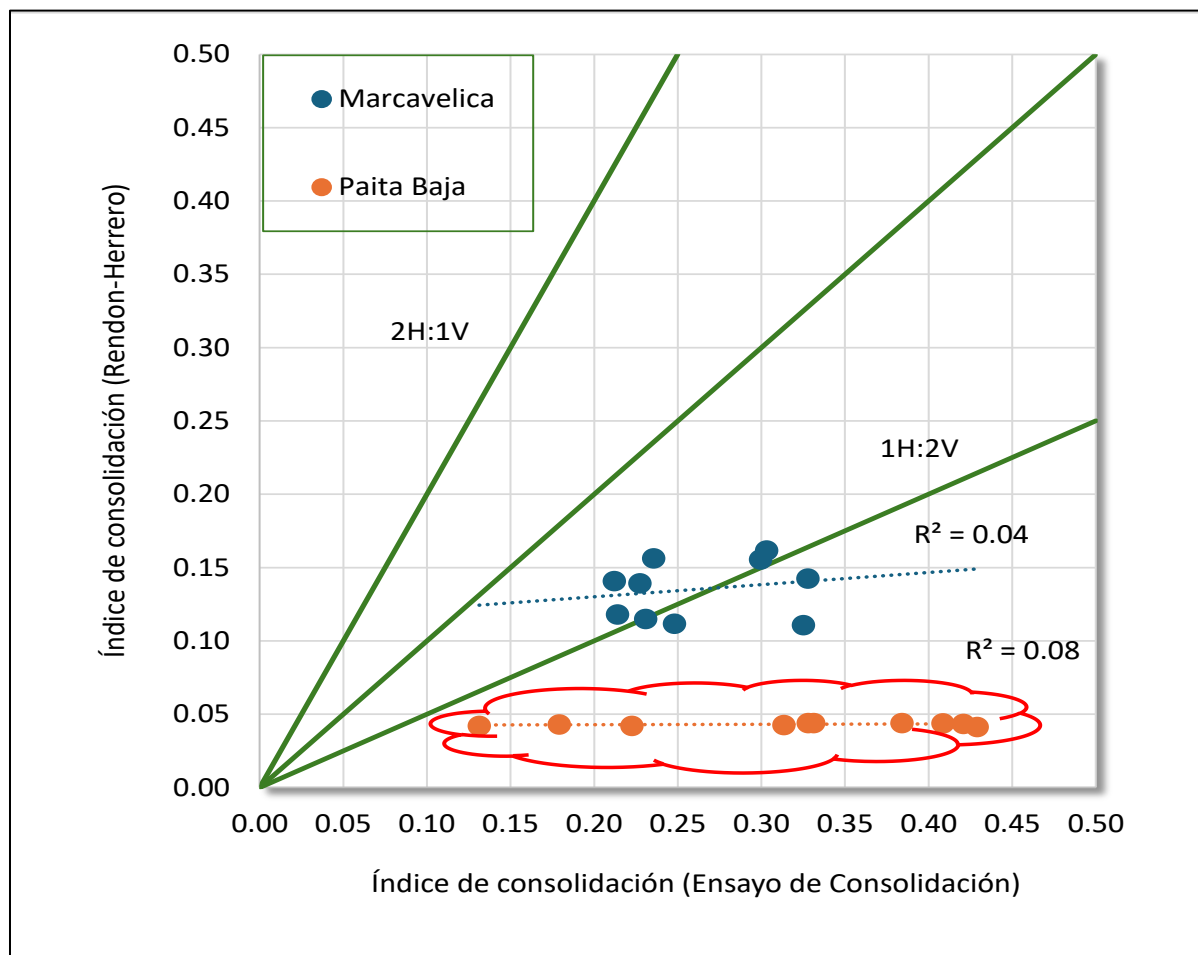
En comparación, el modelo de Wroth y Wood (1978) presenta un comportamiento similar al de Skempton (1944), con una correlación positiva moderada, aunque ligeramente inferior. Esta correlación se sustenta en los valores obtenidos del coeficiente de correlación de Pearson ( $R$ ) y del coeficiente de determinación ( $R^2$ ), el cual indica que el 45.61% de la variabilidad de los valores experimentales del ensayo de consolidación es explicada por el modelo. Al igual que en el caso del modelo de Skempton (1944), la línea de tendencia correspondiente a la zona Paita Baja se aproxima en mayor medida a la línea de correlación perfecta, lo que sugiere un mejor desempeño del modelo en dicha zona. En este caso, el modelo explica aproximadamente el 41.7% de la variabilidad de los valores obtenidos del ensayo de consolidación.

Para el modelo de predicción propuesto por Rendon - Herrero (1983), se presenta la Figura 15, en el cual se observa un comportamiento considerablemente distinto en comparación con los dos modelos analizados anteriormente. En relación con la línea de correlación perfecta (línea verde), los puntos correspondientes a ambas zonas de estudio se encuentran alejados de esta referencia ideal. Además, las líneas de tendencia para Marcavelica y Paita Baja son prácticamente horizontales, lo que indica una correlación muy

débil o prácticamente nula entre los valores obtenidos mediante el ensayo de consolidación y los predichos por el modelo.

**Figura 15**

*Gráfica de dispersión Rendon -Herrero (1983)*



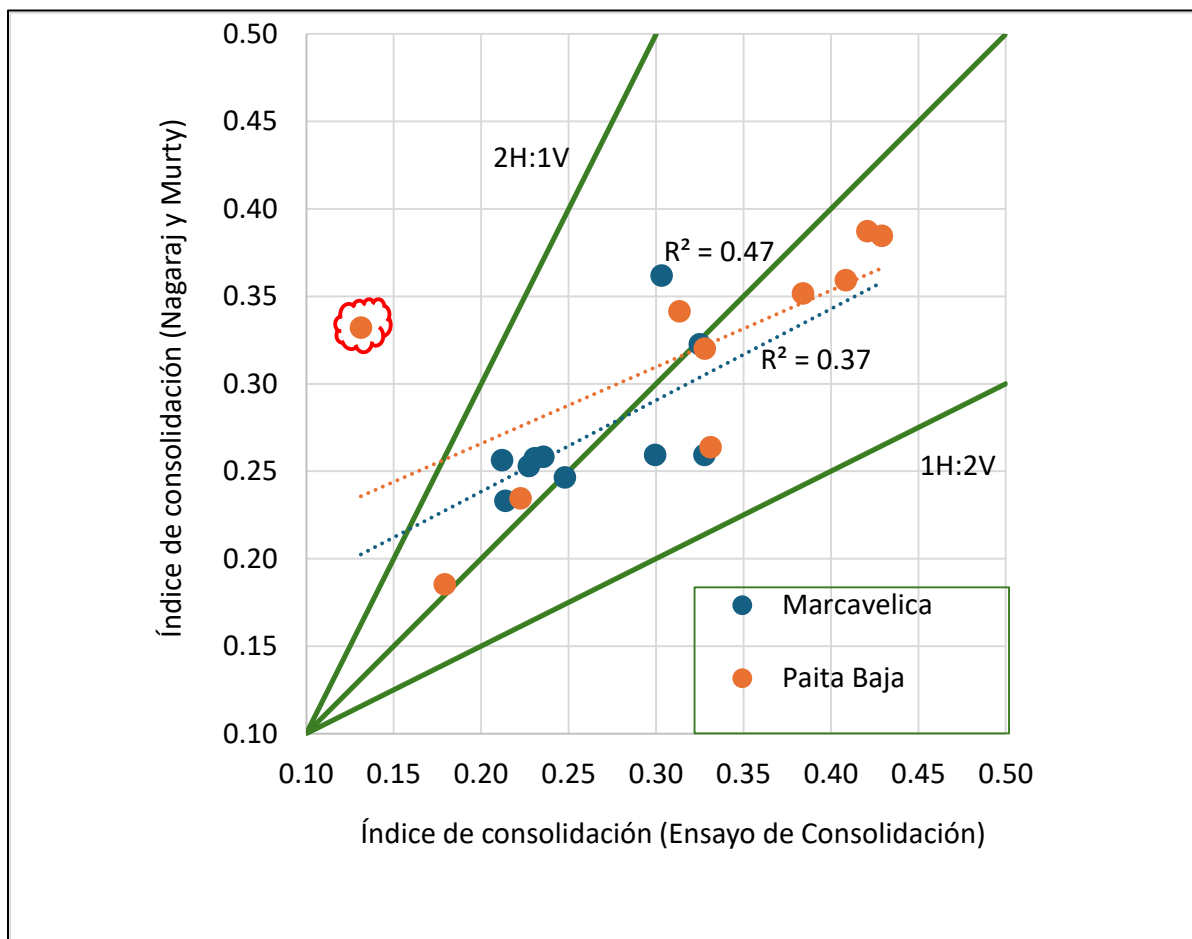
El coeficiente de determinación general ( $R^2$ ) fue de 0.082, mientras que los valores obtenidos para cada zona de estudio fueron muy similares, con 0.038 en Marcavelica y 0.076 en Paita Baja. Estos resultados indican que el modelo explica menos del 8% de la variabilidad de los datos experimentales obtenidos mediante el ensayo de consolidación, tanto de forma general como por zona. Por lo tanto, se concluye que este modelo no resulta adecuado para una predicción precisa del índice de consolidación en las condiciones geotécnicas específicas de las zonas analizadas.

Para el modelo de predicción propuesto por Nagaraj y Murty (1985), se presenta la Figura 16, la cual muestra un ajuste ligeramente superior al modelo de Wroth y Wood (1978). La línea de correlación perfecta (línea verde) sirve nuevamente como referencia ideal. En este caso, los puntos correspondientes a ambas zonas de estudio se encuentran relativamente próximos a dicha línea, lo que sugiere una capacidad predictiva moderada.

Aunque la línea de tendencia para Paita Baja (naranja) se aproxima más a la línea ideal en comparación con la de Marcavelica (azul), ambas presentan una dispersión moderada respecto a sus respectivas tendencias.

**Figura 16**

*Gráfica de dispersión Nagaraj y Murty (1985)*



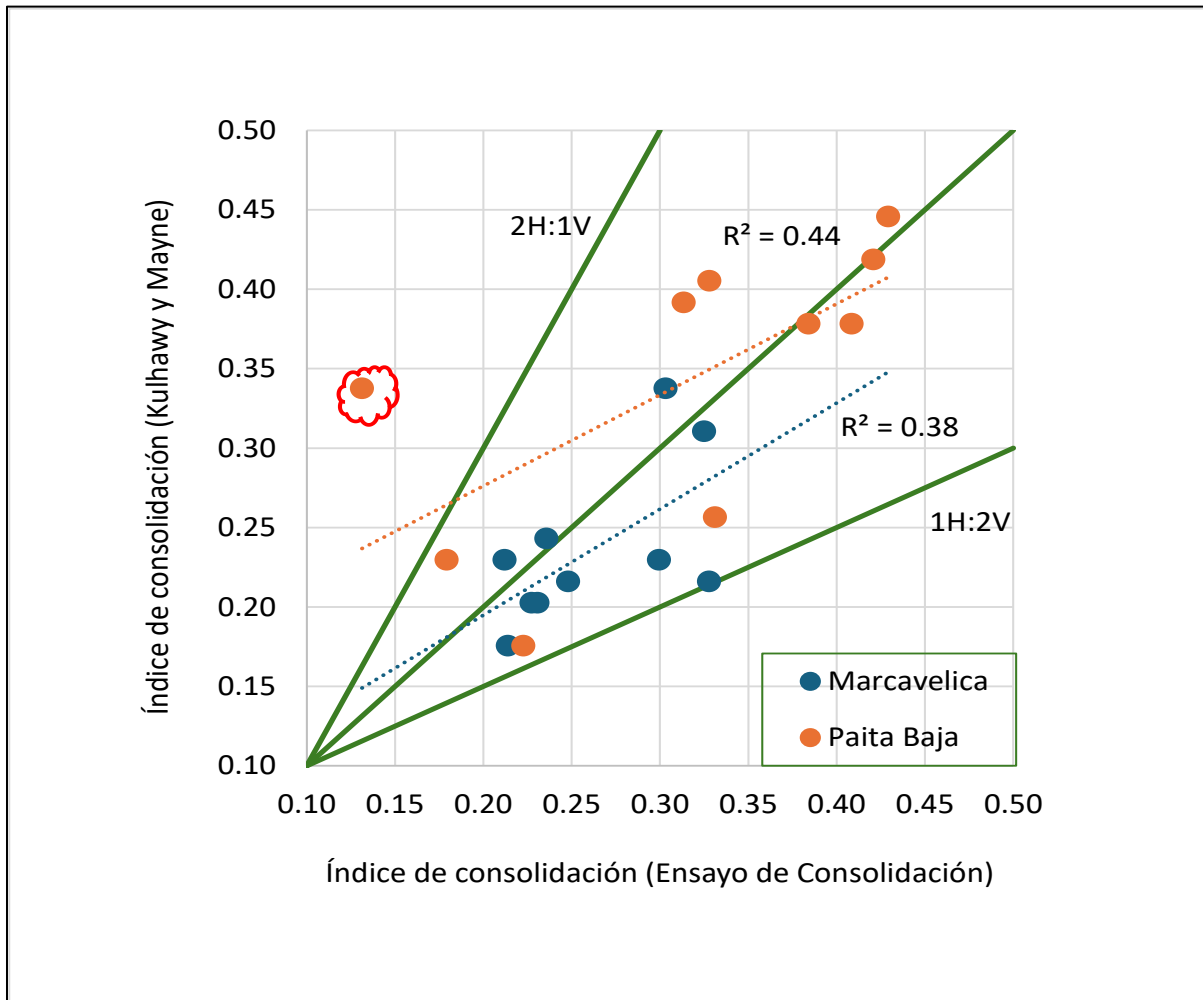
Este modelo presenta un desempeño moderado en la estimación del índice de consolidación, con un coeficiente de determinación general de  $R^2=0.50$ . Los coeficientes de determinación por zona de estudio fueron de  $R^2=0.472$  para Paita Baja y  $R^2=0.372$  para Marcavelica, lo cual indica que el modelo explica entre el 37% y 47% de la variabilidad de los valores experimentales obtenidos del ensayo de consolidación, siendo su desempeño ligeramente superior en la zona de Paita Baja.

Para el modelo de predicción propuesto por Kulhawy y Mayne (1990), se presenta la Figura 17. Este modelo mostró un desempeño moderado, con coeficientes de determinación general  $R^2=0.472$ , lo que indicaría que aproximadamente el 47% de la variabilidad de los valores experimentales obtenidos del ensayo de consolidación es explicado por el modelo. En cuanto al análisis por zonas de estudio, se obtuvieron valores de  $R^2=0.378$  para Marcavelica

y  $R^2=0.442$  para Paita Baja, lo que señala que el modelo explica el 37.8% y 44.2% de la variabilidad observada en los datos experimentales para cada zona, respectivamente.

**Figura 17**

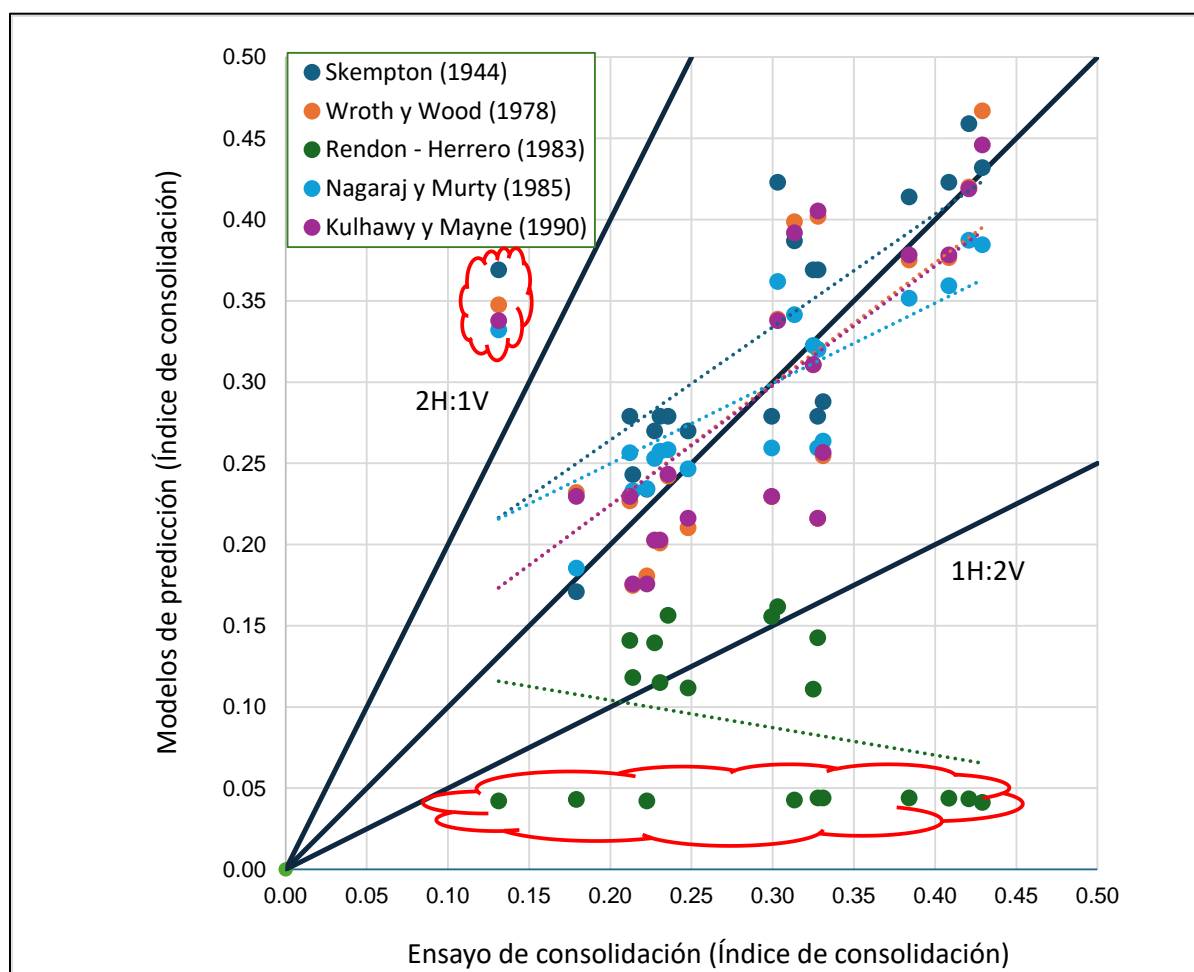
*Gráfica de dispersión Kulhawy y Mayne (1990)*



Posteriormente, se presenta la Figura 18, la cual corresponde al gráfico resumen que integra las líneas de tendencia de los cinco modelos de predicción evaluados en esta investigación: SKempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon – Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990). Este gráfico consolida los resultados obtenidos para las zonas de Marcavelica y Paita Baja, permitiendo observar de manera clara y comparativa el comportamiento y ajuste de cada modelo frente a los valores experimentales obtenidos por los ensayos de consolidación. Además de las líneas de tendencia que representan el desempeño individual de cada modelo, se incluye la línea de correlación perfecta, la cual actúa como referencia ideal en la que las predicciones coincidirían exactamente con los valores reales.

**Figura 18**

Gráfica de dispersión de los modelos: Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon-Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990)



Así como en las gráficas individuales correspondientes a cada modelo, en la Figura 18 también se identifican puntos destacados en color rojo, los cuales representan aquellos valores que se encuentran fuera del rango de correlación perfecta, definido por las líneas auxiliares de pendientes 1H:2V y 2H:1V. En los modelos Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990), se observa un punto fuera de las líneas auxiliares por cada modelo, lo cual indica que, en estos casos específicos, los modelos tienden a sobreestimar de manera considerable el valor real del índice de consolidación.

Cabe resaltar que todos estos valores atípicos pertenecen a la zona de estudio de Paita Baja, y están asociados a predicciones cuyo valor experimental del índice de consolidación, obtenido mediante el ensayo de consolidación, fue de 0.131. Estas observaciones corresponden a la muestra M2, caracterizada como un suelo tipo CH. Dado que este mismo valor atípico se repite en todos los modelos, esto podría deberse a un posible error en el ensayo de consolidación o a una limitación compartida por los modelos al predecir dicho valor específico.

En contraste, el modelo de Rendon-Herrero (1983) presenta un comportamiento diferente, ya que la mayoría de los puntos resaltados de color rojo se encuentran significativamente alejados de las líneas auxiliares que delimitan el rango de tolerancia visual. Al ubicarse por debajo de la línea con pendiente 1H:2V, se evidencia que este modelo tiende a subestimar de forma notable el índice de consolidación. Este comportamiento muestra una capacidad de ajuste limitada, prácticamente nula, frente a los datos experimentales obtenidos.

Con el objetivo de continuar con el análisis y fortalecer la evaluación de la precisión de los modelos de predicción, se presentan a continuación en la Tabla 8 los resultados del Error Cuadrático Medio (ECM) obtenidos para cada uno de los modelos analizados, calculados tanto de forma general como desglosados por las zonas de estudio de Marcavelica y Paita Baja. Este indicador complementa las métricas de correlación y determinación, al medir la precisión numérica de las predicciones, y nos permite comprar el desempeño absoluto de los modelos tanto de manera global como específica para cada zona.

**Tabla 8**

*Tabla de resultados del Error Cuadrático Medio (ECM) de los modelos: Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon-Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990). De forma general y por cada zona de estudio, Marcavelica y Paita Baja.*

Error cuadrático medio (ECM)			
Modelos	ECM	Zonas de estudio	ECM por zonas
Skempton (1944)	0.0050	Marcavelica	0.0031
		Paita baja	0.0068
Wroth y Wood (1978)	0.0048	Marcavelica	0.0024
		Paita baja	0.0072
Rendon – Herrero (1983)	0.0509	Marcavelica	0.0181
		Paita baja	0.0836
Nagaraj y Murty (1985)	0.0033	Marcavelica	0.0014
		Paita baja	0.0053
Kulhawy y Mayne (1990)	0.0045	Marcavelica	0.0023
		Paita baja	0.0066

Aunque el ECM de Paita Baja (0.007) es más alto que el de Marcavelica (0.003), ambos valores son bastante bajos en términos absolutos, lo que indica una precisión numérica aceptable en ambas zonas de estudio. Esto implica que, en promedio, las predicciones realizadas por el modelo no se desvían considerablemente de los valores reales. La diferencia entre ambos valores sugiere que, si bien el modelo presenta un mejor ajuste respecto a la variabilidad de los datos en la zona de Paita Baja, las predicciones numéricas resultan ligeramente más precisas en Marcavelica, donde el ECM es menor. Es decir, en Paita Baja se observa una mayor capacidad explicativa y correlación, pero con un error absoluto ligeramente superior; en cambio, en Marcavelica, aunque el modelo explica en menor medida la variabilidad, las predicciones se aproximan más a los valores reales en términos numéricos.

En el caso del modelo de Wroth y Wood (1978), se observa la misma tendencia similar, con valores de ECM bastante bajos y menores para la zona de Marcavelica, así, aunque los valores del coeficiente de correlación ( $R$ ) y determinación ( $R^2$ ) sean superiores para Paita Baja, el resultado del ECM refleja que la capacidad explicativa es mejor en Paita Baja, pero las predicciones numéricas son más precisas para la zona de Marcavelica.

Por su parte, el modelo de Rendon-Herrero (1983) presentó el valor del ECM más elevado entre todos los modelos analizados, especialmente en la zona de Paita Baja. Esta tendencia concuerda con los bajos valores observados en los coeficientes de correlación ( $R$ ) y determinación ( $R^2$ ) para ambas zonas, lo cual confirma que este modelo posee una precisión numérica considerablemente limitada.

En cuanto al modelo de Nagaraj y Murty (1985), se obtuvo el valor más bajo de ECM (0.003) entre todos los modelos evaluados, con un valor incluso menor para la zona de Marcavelica. No obstante, el modelo mostró un mejor ajuste en la zona de Paita Baja en términos de  $R$  y  $R^2$ . Esto indica que, aunque el modelo logra capturar de mejor manera la variabilidad en Paita Baja, las predicciones numéricas son más exactas en Marcavelica.

Finalmente, para el modelo de Kulhawy y Mayne (1990), se evidenció un patrón semejante al observado en los modelos anteriores, con una mayor capacidad explicativa en la zona de Paita Baja, en términos de  $R$  y  $R^2$ , y una mayor precisión numérica en Marcavelica, de acuerdo con los valores del ECM.

### **3.1.2 Selección del modelo más preciso**

Para seleccionar el modelo de predicción más preciso, se llevó a cabo un análisis comparativo basado en los coeficientes de correlación ( $R$ ), de determinación ( $R^2$ ) y el Error Cuadrático Medio (ECM). Estos indicadores permitieron evaluar la capacidad de los modelos para ajustarse a los datos experimentales y la magnitud del error en las predicciones. En la Tabla 9, se presenta una comparativa entre los cinco modelos de predicción y sus respectivos coeficientes de determinación ( $R^2$ ) y correlación ( $R$ ).

**Tabla 9**

Tabla de resultados del Error Cuadrático Medio (ECM) de los modelos: Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon-Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990). De forma general y por cada zona de estudio, Marcavelica y Paita Baja.

Coeficiente de determinación ( $R^2$ ) y coeficiente de correlación (R)					
Modelos	R	$R^2$	Zonas de estudio	R	$R^2$
Skempton (1944)	0.7202	0.5187	Marcavelica	0.6005	0.3606
			Paita baja	0.7102	0.5055
Wroth y Wood (1978)	0.6753	0.4561	Marcavelica	0.6222	0.3871
			Paita baja	0.6457	0.4170
Rendon - Herrero (1983)	-0.2869	0.0823	Marcavelica	0.1939	0.0376
			Paita baja	0.2760	0.0762
Nagaraj y Murty (1985)	0.7069	0.4997	Marcavelica	0.6101	0.3722
			Paita baja	0.6867	0.4716
Kulhawy y Mayne (1990)	0.6870	0.4720	Marcavelica	0.6148	0.3777
			Paita baja	0.6649	0.4422

Los resultados muestran que el modelo de Skempton (1944) obtuvo los valores más altos tanto en el coeficiente de determinación ( $R^2$ ) como en el coeficiente de correlación (R), con  $R^2=0.519$  y  $R=0.720$  respectivamente. Esto indica una correlación positiva moderada entre los valores experimentales obtenidos mediante el ensayo de consolidación y los valores predichos por el modelo, dado que el 51.87 % de la variabilidad de los valores experimentales es explicada por dicho modelo.

Analizando los resultados por zonas de estudio (Marcavelica y Paita Baja), se observa que, para la zona de Marcavelica, el coeficiente de determinación ( $R^2$ ) es 0.361 y el coeficiente de correlación (R) es 0.601, lo que indica que el modelo explica el 36.06% de la variabilidad en los datos en esta zona. Por otro lado, en la zona de Paita Baja, el coeficiente de determinación ( $R^2$ ) es más alto, alcanzando un valor de 0.504, lo que significa que el modelo explica más del 50% de la variabilidad de los datos correspondientes. A su vez el coeficiente de correlación (R) es de 0.710, lo que refleja una correlación positiva más fuerte que la observada en

Marcavelica. En resumen, el modelo de Skempton (1944) presenta un ajuste moderado en los datos generales, siendo su desempeño más preciso y confiable para la zona de Paita Baja.

El modelo de Wroth y Wood (1978) presentó resultados similares, mostrando valores de coeficiente de determinación ( $R^2$ ) y coeficiente de correlación ( $R$ ) relativamente inferiores a los presentados por el modelo de Skempton (1944), teniendo que este modelo explica el 45.61% de la variabilidad de los valores experimentales obtenidos del ensayo de consolidación. Lo que sugiere un ajuste moderado (pero no pasa del 50 %). Analizando cada zona de estudio se observó que en Paita baja hay un mayor coeficiente de correlación ( $R$ ) y un mayor coeficiente de determinación ( $R^2$ ), siendo este último de  $R^2=0.417$ , lo que indica que el modelo para la zona de Paita Baja explica alrededor del 41.70% de la variabilidad de los datos experimentales obtenidos del ensayo de consolidación.

El modelo de Rendon – Herrero (1983) mostró resultados muy distintos a los de los otros modelos evaluados, presentando una correlación negativa débil. En general, el coeficiente de determinación ( $R^2$ ) fue de  $R^2=0.082$ , lo que indica que tan solo el 8.23% de la variabilidad en los datos experimentales son explicados por el modelo. Para cada zona de estudio, ya sea Marcavelica o Paita baja, se mantuvo la misma tendencia observada a nivel general con coeficientes de determinación de  $R^2=0.038$  y  $R^2=0.076$  respectivamente. En conclusión, este modelo, tanto en términos generales como para cada zona de estudio, muestra una correlación prácticamente nula o incluso inversa entre el índice de consolidación predicho y los valores experimentales obtenidos mediante el ensayo de consolidación.

Para los modelos de Nagaraj y Murty (1985) y Kulhaw y Mayne (1990) se obtuvieron resultados muy similares a los primeros modelos analizados, Skempton (1944) y Wroth y Wood (1978). Los valores generales del coeficiente de determinación fueron de  $R^2= 0.50$  para Nagaraj y Murty (1985) y  $R^2= 0.472$  para Kulhaw y Mayne (1990). En ambos casos, la zona de estudio que mostró un mejor ajuste fue Paita Baja, con un coeficiente de determinación de  $R^2= 0.472$  para el modelo de Nagaraj y Murty (1985) y de  $R^2= 0.442$  para el modelo de Kulhaw y Mayne (1990). En conclusión, ambos modelos presentan una correlación positiva moderada entre los valores obtenidos mediante el ensayo de consolidación y los predichos por los modelos.

Con el fin de identificar cuál de los cinco modelos de predicción ofrece la mayor precisión en la estimación del índice de consolidación, se utilizó también el Error Cuadrático Medio (ECM) como indicador complementario. Este permitió evaluar no solo la relación entre los valores predichos y experimentales, sino también la magnitud promedio de los errores cometidos por cada modelo, lo que resulta fundamental para determinar su confiabilidad práctica.

Los valores del Error Cuadrático Medio (ECM) fueron bajos para casi todos los modelos evaluados, lo que indica que, en términos absolutos, las predicciones realizadas se encuentran relativamente cerca de los valores observados. Esta tendencia se observó especialmente en

los modelos de Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990), cuyos resultados muestran un desempeño aceptable. Por el contrario, el modelo de Rendon – Herrero (1983) presentó un ECM considerablemente mayor, lo cual refuerza su bajo nivel de precisión, ya anticipado por los coeficientes de determinación de ( $R^2$ ) y correlación ( $R$ ).

En conclusión, los resultados obtenidos evidencian que, si bien los modelos de predicción analizados presentan una mayor capacidad explicativa y mejor correlación con los datos experimentales en la zona de Paita Baja, la precisión numérica de las predicciones, evaluada mediante el Error Cuadrático Medio (ECM), fue relativamente baja y homogénea entre los modelos analizados. Sin embargo, se observó un desempeño ligeramente superior en la zona de Marcavelica, lo que sugiere que, en dicha zona, las predicciones presentan un menor error absoluto promedio.



## Conclusiones

Las conclusiones que se presentan a continuación están fundamentadas en el análisis de un total de 20 muestras de arcilla, las cuales fueron evaluadas mediante cinco modelos de predicción del índice de consolidación (Cc): Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Rendon-Herrero (1983), Nagaraj y Murty (1985) y Kulhawy y Mayne (1990). De estas muestras, 10 corresponden a la zona de Marcavelica y las otras 10 a la zona de Paita Baja. Es importante destacar que las inferencias aquí expuestas se basan estrictamente en los datos experimentales obtenidos y procesados mediante los modelos de predicción. En referencia, se presentan las conclusiones obtenidas en esta investigación.

Los modelos que predicen con más precisión el índice de consolidación (Cc) para el conjunto total de muestras son los modelos de Skempton (1944) y Nagaraj y Murty (1985), destacándose el modelo de Skempton (1944) por su superior ajuste estadístico global y el modelo de Nagaraj y Murty (1985) por presentar el menor error absoluto en la predicción.

El modelo de Skempton (1944) es el más adecuado para predecir el índice de consolidación (Cc) en términos de ajuste estadístico, al presentar el coeficiente de determinación ( $R^2$ ) más alto, superior al 50%; indicando una fuerte correlación con los datos experimentales y una buena capacidad para explicar la variabilidad observada.

El modelo de Nagaraj y Murty (1985) es recomendable cuando se prioriza minimizar la desviación promedio, ya que mostró alta precisión en términos de error absoluto al presentar el menor valor del Error Cuadrático Medio (ECM). Además, evidenció un ajuste estadístico moderado con coeficiente de determinación ( $R^2$ ) cercano al 50%.

El modelo que menos se ajusta en la predicción del índice de consolidación (Cc) para las arcillas de Marcavelica y Paita Baja es el modelo de Rendon-Herrero (1983), presentando el peor ajuste estadístico, con un coeficiente de determinación ( $R^2$ ) muy bajo y el mayor valor de Error Cuadrático Medio (ECM).

Las predicciones de los modelos resultaron más confiables en la zona de Paita Baja, donde se obtuvieron mayores coeficientes de correlación (R) y determinación ( $R^2$ ), lo que evidenció un mejor ajuste estadístico. En esta zona, el modelo de Skempton (1944) fue el que presentó el mejor desempeño en la predicción del índice de consolidación (Cc).

Las predicciones en la zona de Marcavelica presentaron un menor error absoluto, reflejando un ECM consistentemente más bajo, lo que indicó una mayor precisión en la estimación del índice de consolidación (Cc). Entre los modelos evaluados, el de Nagaraj y Murty (1985) fue el que mostró el mejor ajuste para predecir dicho índice en esta zona.

En los modelos de Skempton (1944), Wroth y Wood (1978), Nagaraj y Murty (1985), y Kulhawy y Mayne (1990), se identificó un valor atípico correspondiente a la muestra M2, clasificada como un suelo "CH" de la zona de Paita Baja. Esta muestra presentó un índice de

consolidación (Cc) experimental de 0.131, el cual se alejó significativamente del rango estimado por los modelos, afectando su precisión para dicho caso.

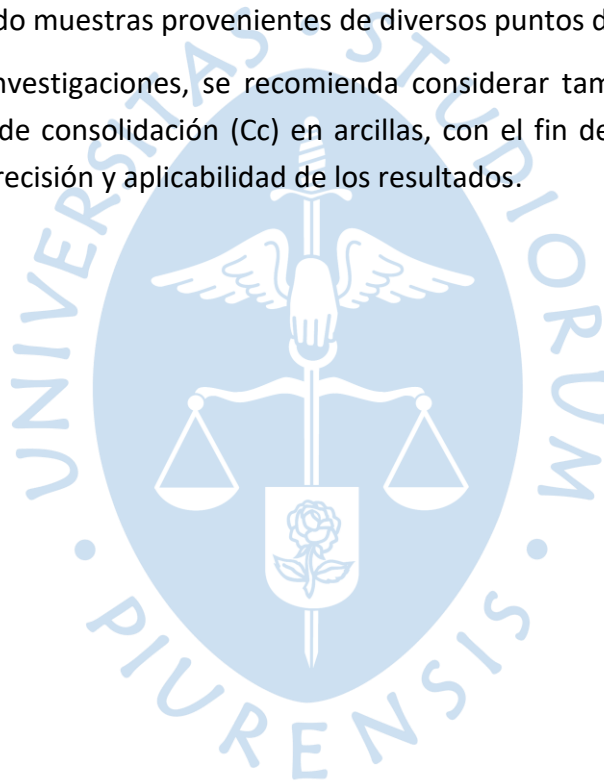


## Recomendaciones

Para futuros estudios relacionados con la predicción del índice de consolidación (Cc) en arcillas de las zonas de Marcavelica y Paita Baja, se recomienda ampliar el tamaño de la muestra y homogenizar la cantidad de muestras por tipo de suelo. En el presente estudio, la distribución de las muestras fue heterogénea, con 10 muestras clasificadas como CL, una como ML, ocho como CH y una como MH, lo cual pudo influir en la representatividad y en la precisión de los modelos aplicados. Incrementar y equilibrar la cantidad de muestras para cada tipo de suelo permitirá obtener resultados más robustos y generalizables, facilitando una evaluación más precisa y eficaz de los modelos de predicción.

Para mejorar la representatividad y la precisión, así como capturar con mayor detalle la caracterización geotécnica de las zonas de Paita Baja y Marcavelica, se recomienda ampliar el muestreo, incluyendo muestras provenientes de diversos puntos dentro de cada región.

Para futuras investigaciones, se recomienda considerar también otros modelos de predicción del índice de consolidación (Cc) en arcillas, con el fin de ampliar la variedad de análisis y mejorar la precisión y aplicabilidad de los resultados.



## Referencias

- Alvarado, O., & Torres, M. (2024). Evaluación de los métodos directos e indirectos para la predicción del comportamiento expansivo en suelos arcillosos de la zona de Paita Baja [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil]. Universidad de Piura, Piura.
- Ballinas, R. (2006). Suelos expansivos. Universidad Nacional Autónoma de México, México. Obtenido de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/62843>
- Castro, M. (1992). Suelos Expansivos en Talara [Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil]. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Cercado, L., & Zavaleta, J. (2018). Análisis del grado de expansibilidad de suelos arcillosos en las calles del Asentamiento Humano Señor de los Milagros del distrito de Chachapoyas - Amazonas [Tesis de titulación, Universidad Privada Antenor Orrego]. Repositorio institucional. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12759/4174>
- Chicaiza, E., & Oña, F. (2018). Estabilización de arcillas expansivas de la provincia de Manabí con puzolana extraída de ceniza de cascarilla de arroz. Repositorio institucional. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19624>
- Das, B. M. (2015). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Cuarta edición. Mexico: Cengage Learning Editores.
- Hernández, C. (2024). Guía para la identificación y caracterización de suelos expansivos. 9.
- Horna, M., & Peña, L. (2025). Evaluación de los métodos indirectos de predicción de comportamiento expansivo en suelos arcillosos en la zona de Marcavelica – Sullana [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil]. Universidad de Piura, Piura. doi:<https://hdl.handle.net/11042/7205>
- Jones, L. D., & Jefferson, I. (2012). Expansive soils. In: Burland, J., (ed) ICE manual of geotechnical engineering. Volume 1, geotechnical engineering principles, problematic soils. Obtenido de <https://nora.nerc.ac.uk/id/eprint/17002>
- Kulhawy, F., & Mayne, P. (1990). Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. Palo Alto, California: Electric Power Research Institute.
- Nagaraj, T., & Murthy, B. (1985). "Prediction of the Preconsolidation Pressure and Recompression Index of Soils". Geotechnical Testing Journal, 8(4), 199-202.
- Rendón-Herrero, O. (1980). "Universal Compression Index Equation". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106(GT11), 1179–1200.
- Rendón-Herrero, O. (1983). "Universal Compression Index Equation". Discussion, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109(10), 1349.
- Rojas Foinquinos, J. J., & Alva Hurtado, J. E. (2011). Arcillas y Lutitas Expansivas en el Norte y Nororiente Peruano. Ponencia Presentada en el VII Congreso Nacional de Ingeniería

Civil, Huaraz.[En línea]. Obtenido de [http://www. jorgealvahurtado.com/files/labgeo04\\_a. pdf](http://www.jorgealvahurtado.com/files/labgeo04_a.pdf).

Skempton, A. W. (1944). "Notes on the Compressibility of Clays". Quarterly Journal of the Geological Society of London, 100, 119-135.

Terzaghi, K. (1925). Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage. Vienna: Deuticke.

Wroth, C. P., & Wood, D. M. (1978). "The Correlation of Index Properties with Some Basic Engineering Properties of Soils". Canadian Geotechnical Journal, 15(2), 137-145.

Zamora, R., & Guadalupe, E. (2022). Análisis de bentonitas de Ignacio Escudero, por expansión, rayos X y microscopía electrónica. Rev. Inst. Investlg. Fac.

