

SERIE II TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

RECOMENDACIONES PARA EDIFICACIONES EMPLAZADAS EN **SUELOS EXPANSIVOS**



Ministerio de
Vivienda y
Urbanismo

Gobierno de Chile

**CHILE
AVANZA
CONTIGO**

RECOMENDACIONES PARA EDIFICACIONES EMPLAZADAS EN SUELOS EXPANSIVOS

VERSIÓN OFICIAL

MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO

2025



Colección: Monografías y Ensayos

Serie: II Tecnología de la Construcción

Título: Recomendaciones para edificaciones emplazadas en suelos expansivos

Autor: Ministerio de Vivienda y Urbanismo - Minvu

Editor: División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional - Ditec, Minvu

Publicación: 390

Coordinación editorial y redacción: Marcelo Soto Zenteno, Cristina Barria Fernández

Coordinación Técnica: Cristina Barria Fernández

Elaboración Técnica: Caracterización y Modelamiento Geotécnico Ingenieros Limitada

Diseño y diagramación: Marcelo Godoy Rioseco (Minvu)

Desarrollado por: Departamento de Tecnologías de la Construcción, Ditec, Minvu

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Gobierno de Chile.

Santiago, 2025

Licencia:

 Se permite la reproducción total o parcial de esta obra, citando la respectiva fuente, siempre y cuando sea con fines investigativos o académicos y no se haga uso comercial

CONTENIDO

PRESENTACIÓN.....	11
INTRODUCCIÓN.....	13
1.1. GENERALIDADES	13
1.2. ARCILLAS EXPANSIVAS Y SU EFECTO EN LA INGENIERÍA CIVIL.....	13
2. ANTECEDENTES TÉCNICOS UTILIZADOS	19
3. SUELOS FINOS ARCILLOSOS.....	25
3.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS.....	25
3.2. COMPOSICIÓN MINERALÓGICA.....	25
3.3. CLASIFICACIÓN MINERALÓGICA DE LAS ARCILLAS.....	28
3.4. INTERACCIÓN IÓNICA CON EL AGUA.....	31
3.5. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE ARCILLAS.....	35
3.5.1. HUMEDAD Y GRADO DE SATURACIÓN.....	35
3.5.2. LÍMITES DE ATTERBERG.....	36
3.5.3. CARTA DE PLASTICIDAD	41
3.5.4. ACTIVIDAD DE LAS ARCILLAS.....	42
4. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE ARCILLAS EN CARGA EDOMÉTRICA.....	45
4.1. ENSAYO EDOMÉTRICO EN SUELO FINO SATURADO	45
4.2. ENSAYO CONSOLIDACIÓN EN ARCILLAS EXPANSIVAS INICIALMENTE NO SATURADA ..	47
4.3. MARCO TEÓRICO PARA EL ESTUDIO DE SUELOS FINOS NO SATURADOS.....	48
5. IDENTIFICACIÓN DE ARCILLAS EXPANSIVAS	53
5.1. DEPÓSITOS DE SUELOS EXPANSIVOS.....	53
5.2. CUANTIFICACIÓN DEL GRADO DE EXPANSIVIDAD	55
5.2.1. ENSAYO DE HINCHAMIENTO LIBRE.....	57
5.2.2. ENSAYO DE PRESIÓN DE HINCHAMIENTO	58
5.3. CLASIFICACIÓN DE ARCILLAS SEGÚN EXPANSIVIDAD	59
5.4. ARCILLAS EXPANSIVAS EN CHILE.....	62
6. RESUMEN DEFORMACIÓN PROYECTOS MINVU	67
6.1. INFORMES DE MECÁNICA DE SUELOS ANALIZADOS.....	67
6.2. PROYECTOS MINVU EN SUELOS EXPANSIVOS.....	69

6.2.1. LOTEO SAN EXPEDITO, SAN JOSÉ DE LA DEHESA (REG. VALPARAÍSO)	69
6.2.2. LOTEO ALTOS DE CATAPILCO, ZAPALLAR (REG. VALPARAÍSO)	69
6.2.3. ALTOS DE BELLAVISTA (REG. VALPARAÍSO)	70
6.2.4. CONJUNTO HABITACIONAL COLINAS DE LLOLLEO (REG. VALPARAÍSO).....	71
6.2.5. LOTEO AGUAS SALADAS ETAPA 1 Y ETAPA 2 (REG. VALPARAÍSO).....	72
6.2.6. LOTEO SANTA ROSA SUR, PELEQUÉN, MALLOA (REG. O'HIGGINS).....	72
6.2.7. VILLA EL ESTERO CHOLCHOL (REG. LA ARAUCANÍA).....	73
6.2.8. CONJUNTO LOS JAZMINES DE MELIPILLA (R. METROPOLITANA).....	73
6.3. COMENTARIOS.....	74
7. IDENTIFICACIÓN DE UN SUELO EXPANSIVO	77
7.1. SUELOS EXPANSIVOS CHILENOS	77
7.2. IDENTIFICACIÓN DEL POTENCIAL DE HINCHAMIENTO.....	81
7.3. CONCEPTO DE ZONA ACTIVA.....	86
8. ANÁLISIS DATOS PROYECTOS MINVU	89
8.1. PROYECTOS CON MEDICIONES DE HINCHAMIENTO.....	89
8.2. DATOS DE CLASIFICACIÓN.....	90
9. IDENTIFICACIÓN PRELIMINAR DE SUELOS EXPANSIVOS	93
10. DIRECTRICES PARA ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.....	95
10.1. RECOMENDACIONES PARA EXPLORACIONES Y TOMA DE MUESTRAS.....	95
10.2. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DE SUELOS FINOS.....	97
10.2.1. ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN.....	97
10.2.2. ENSAYOS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD	98
10.3. RECOMENDACIONES PARA ENSAYOS PARTICULARES EN SUELOS EXPANSIVOS.....	100
10.3.1. CONSIDERACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS.....	100
10.3.2. AUMENTO DE LA EXPLORACIÓN Y ENSAYOS.....	101
10.3.3. EFECTO DE LA HUMEDAD INICIAL.....	102
10.3.4. ENSAYOS DE HINCHAMIENTO EN FUNCIÓN DE LA HUMEDAD.....	103
11. RECOMENDACIONES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS EN OBRAS NUEVAS	107
11.1. GENERALIDADES	107
11.2. REEMPLAZO DEL MATERIAL DE FUNDACIÓN.....	107
11.4. PREEXPANSIÓN POR SATURACIÓN.....	109
11.5. ESTABILIZACIÓN QUÍMICA.....	110
11.6. PROYECTOS DE EXCAVACIONES	110

11.7. RECOMENDACIONES PARA SISTEMAS DE FUNDACIÓN DE ESTRUCTURAS	111
11.7.1. GENERAL	111
11.7.2. FUNDACIÓN TRASPASANDO ESTRATO DE ARCILLA EXPANSIVA.....	112
11.7.3. LOSAS RÍGIDAS.....	112
11.7.4. FUNDACIONES APOYADAS SOBRE SUELO HINCHABLE	113
11.8. RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURAS.....	113
11.9. RECOMENDACIONES PARA SUBRASANTE, BASES Y SUBBASES DE PAVIMENTOS ...	114
11.9.1. REEMPLAZO DEL MATERIAL DE LA SUBRASANTE	114
11.9.2. ADITIVOS.....	114
11.9.3. CONTROL DE HUMEDAD.....	114
11.9.4. CONTROL DE DENSIDAD Y HUMEDAD	115
11.10. RECOMENDACIONES PARA TRAZADO DE INSTALACIONES	115
11.11. RECOMENDACIONES PARA OBRAS DE HABILITACIÓN Y URBANIZACIÓN.....	116
11.11.1. MUROS DE CONTENCIÓN	116
11.11.2. PROTECCIÓN DE TALUDES.....	116
11.12. RECOMENDACIONES VIVIENDA INDIVIDUAL	117
12. RECOMENDACIONES Y ESPECIFICACIONES PARA OBRAS EXISTENTES CON DAÑO.....	119
13. GUÍA PRÁCTICA PARA REPARAR Y EVALUAR PROYECTOS EN SUELOS EXPANSIVOS.....	123
13.1. GUÍA PARA PROYECTOS NUEVOS.....	124
13.2. GUÍA PARA PROYECTOS CON DAÑOS.....	126
14. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN PRELIMINAR DE TERRENOS	129
15. EVALUACIÓN COMPARATIVA DE COSTOS EN SUELOS EXPANSIVOS	
VALORES REFERENCIALES 2016	133
15.1. GENERALIDADES	133
15.2. CARACTERÍSTICAS PROYECTOS HABITACIONALES EN ESTUDIO	135
15.2.1. BLOCK HABITACIONAL.....	135
15.2.2. VIVIENDA.....	136
15.3. PRECIOS UNITARIOS.....	137
15.4. EVALUACIÓN DE COSTOS DE SOLUCIONES PLANTEADAS	138
15.4.1. REEMPLAZO DEL MATERIAL DE FUNDACIÓN.....	138
15.4.2. AISLACIÓN TERRENO EXPANSIBLE.....	142
15.4.3. PREEXPANSIÓN POR SATURACIÓN.....	143
15.4.4. LOSA Y PILOTES.....	146

15.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS	147
15.6. COSTOS ADICIONALES	149
15.6.1. GASTOS ENSAYOS GEOTÉCNICOS ADICIONALES.....	149
15.6.2. COSTOS ASOCIADOS AL TRAZADO DE INSTALACIONES.....	151
ANEXO A:	
EJEMPLOS ILUSTRATIVOS DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA OBRAS DE URBANIZACIÓN Y HABILITACIÓN.....	153
A.1. GENERALIDADES	153
A.2. REEMPLAZO DEL MATERIAL DE FUNDACIÓN.....	153
A.3. AISLACIÓN TERRENO EXPANSIBLE.....	155
A.4. PREEXPANSIÓN POR SATURACIÓN.....	155
A.5. PROYECTOS DE EXCAVACIONES	156
A.6. RECOMENDACIONES PARA SISTEMAS DE FUNDACIÓN DE ESTRUCTURAS.....	157
A.6.1. FUNDACIÓN TRASPASANDO ESTRATO DE ARCILLA EXPANSIVA.....	157
A.6.2. LOSAS RÍGIDAS.....	157
A.6.3. FUNDACIONES APOYADAS SOBRE SUELO HINCHABLE	158
A.7. RECOMENDACIONES PARA SUBRASANTE, BASES Y SUBBASE DE PAVIMENTOS.....	159
A.7.1. REEMPLAZO DEL MATERIAL DE LA SUBRASANTE.....	159
A.7.2. BARRERAS CONTRA CAMBIOS DE HUMEDAD	159
A.8. RECOMENDACIONES PARA TRAZADO DE INSTALACIONES	160
A.9. RECOMENDACIONES PARA OBRAS DE HABILITACIÓN Y URBANIZACIÓN	161
A.9.1. MUROS DE CONTENCIÓN.....	161
A.9.2. PROTECCIÓN DE TALUDES.....	161
ANEXO B	
ACTUALIZACIONES.....	165

"Estamos contribuyendo a la creación de nuevos insumos que permitan la elaboración de guías para una correcta evaluación y ejecución de proyectos, que aborden las partidas propias del quehacer tanto de revisores, como de proyectistas y supervisores de terreno".

PRESENTACIÓN

Como Ministerio de Vivienda y Urbanismo estamos enfocados a generar innovación y mejores tecnologías que permitan la construcción de viviendas y espacios públicos con altos estándares, favoreciendo de esta forma a la creación de barrios más cohesionados y con un positivo impacto en la calidad de vida de las familias que los habitan. Nuestro objetivo es contribuir al desarrollo de ciudades socialmente más integradas, conectadas e inclusivas, siempre sobre la base de un respaldo técnico robusto y eficiente.

Sabemos la importancia de entregar un aporte al conocimiento de los profesionales y entidades del sector, en temáticas relevantes que nos ocupan y preocupan, siempre dando un enfoque que logre altos estándares en la calidad de la construcción.

En este contexto, a través de la División Técnica de Estudio y Fomento Habitacional, hemos desarrollado diversos estudios que abordan la problemática relativa a la naturaleza y variabilidad en la composición y resistencia de algunos tipos de suelos que están presentes a lo largo del país. Estos estarán a disposición para ser utilizados como materia de consulta, apoyo y complemento a la normativa vigente, favoreciendo de esta forma aunar criterios tanto en la edificación de proyectos habitacionales, como en obras urbanas.

Los invito a conocer cada uno de estos documentos, los que se centran desde aspectos que contemplan técnicas particulares del mejoramiento de sistemas, estructuras de contención y fundaciones profundas, hasta las recomendaciones para edificaciones emplazadas en suelos expansivos, licuables, orgánicos y salinos.

Estamos conscientes que aún queda mucho por hacer en torno a esta materia, pero estoy convencido que este tipo de estudios sin duda permitirá aportar con mejores soluciones y nuevos conocimientos a la variabilidad de los suelos, teniendo como propósito abordar los procesos constructivos con una mayor eficacia, lo que traducirá a la larga en una mejora significativa en el bienestar de las familias.

Carlos Montes Cisternas
Ministro de Vivienda y Urbanismo

INTRODUCCIÓN

El presente estudio sirvió como base para la norma NCh 3608 del año 2020, que establece requisitos para el estudio geotécnico de obras nuevas de edificación y urbanización que serán emplazadas en suelos con características expansivas.

INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

El Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) ha adjudicado a CMGI Ltda. (CMGI) el contrato “Elaboración de un Estudio de Recomendaciones Para Edificaciones Emplazadas en Suelos Expansivos”, correspondiente a la Licitación Pública ID 587- 34-LE16.

De acuerdo a las bases técnicas de licitación, el estudio busca establecer recomendaciones con relación al estudio geotécnico, ensayos particulares, tipologías de fundación, especificaciones técnicas particulares y generales, para edificaciones existentes con daño, o nuevas, a emplazar en suelos expansivos.

Adicionalmente, el objetivo del estudio es generar una guía práctica para los revisores, proyectistas, y evaluadores de terreno, respecto de los principales aspectos técnicos a considerar en el diseño y construcción de proyectos emplazados en terrenos con presencia de suelos expansivos.

1.2. ARCILLAS EXPANSIVAS Y SU EFECTO EN LA INGENIERÍA CIVIL

Se identifican como arcillas expansivas aquellas que tienen el potencial de sufrir cambios significativos de volumen, como resultado de cambios en su contenido de humedad. Consecuentemente, de existir arcillas expansivas como terreno de fundación, este fenómeno de cambio volumétrico por cambios de humedad puede afectar a las estructuras emplazadas sobre dichos suelos, particularmente afectadas pueden resultar las estructuras livianas, como las viviendas sociales que construye el MINVU, deteriorando seriamente su serviciabilidad, e incluso, dañando estructuralmente las viviendas.

Es importante notar que, cuando se emplaza una estructura sobre un terreno, se anula la evapotranspiración de este, ya que se elimina la vegetación y se dispone una frontera impermeable en toda la planta construida. Esta situación se traduce en aumentos progresivos del grado de saturación en gran parte del área cubierta, que tiende a estabilizarse en el tiempo. Sin embargo, los sectores perimetrales del área cubierta, por estar cercanos a la superficie libre del terreno, tenderán a experimentar incrementos o disminuciones del grado de saturación, según la época del año o condiciones locales de cambio de humedad. Cuando el terreno está conformado por una arcilla expansiva, los cambios en el grado de saturación dan origen a movimientos diferenciales del sello de fundación, los cuales son particularmente perjudiciales para las estructuras.

Debido a las importantes deformaciones que pueden experimentar las arcillas expansivas, se pueden provocar grandes daños dependiendo del potencial expansivo de estas, siendo principalmente destructivas en estructuras con fundaciones superficiales, como viviendas sociales o pavimentos, como se muestra en las Figs. 1.1, 1.2, y 1.3.



← **Figura 1.1:**
Daño en calle debido a arcillas expansivas
(<http://coloradogeologicalsurvey.org>).

Figura 1.2: →

Daño en radier debido a arcillas expansivas
(www.uky.edu).





← **Figura 1.3:**

Daño en vivienda debido a arcillas expansivas (Colorado, EE.UU.).(www.staufferandsons.com)

La excesiva deformación del terreno por presencia de arcillas expansivas ha sido observada en Chile, por ejemplo, en las localidades de Talca, La Dehesa, Peldehue, Quilicura, Melipilla, Batuco, Rinconada, San Antonio, etc., donde se han desarrollado importantes daños en viviendas. Es decir, en Chile existe evidencia empírica sobre la presencia de arcillas expansivas, que han generado importante daño sobre estructuras. En este contexto, el presente documento profundiza sobre las características y propiedades de estos suelos singulares.



ANTECEDENTES TÉCNICOS UTILIZADOS

2. ANTECEDENTES TÉCNICOS UTILIZADOS

Entre los principales antecedentes técnicos utilizados para la elaboración del presente informe, se destacan los siguientes:

- Arafat y Ebid (2015). Optimum Replacement Depth to Control Heave of Swelling Clays. International Journal of Engineering and Innovative Technology (IJEIT). Volume 4, Issue 9, March 2015.
- Araya (1993). Estudio del Comportamiento de Suelos Finos de Santiago y de Otras Zonas Problemas. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- ASTM D 422. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007.
- ASTM D 2435. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils, ASTM International.
- ASTM D 2573. Standard Test Methods for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil, ASTM International.
- ASTM D 4546. Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014.
- ASTM D 4719. Standard Test Methods for Prebored Pressuremeter Testing in Soils, ASTM International.
- ASTM D 4767. Standard Test Methods for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils, ASTM International.
- ASTM D 4829. Standard Test Method for Expansion Index of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.
- ASTMD5778. Standard Test Methods for Performing Electronic Friction and Piezocone Penetration Testing of Soils, ASTM International.
- ASTM D 6635. Standard Test Methods for Performing the Flat Plate Dilatometer, ASTM International.
- ASTMD 7181. Standard Test Methods for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils, ASTM International.
- Bishop (1959). The Principle of Effective Stress. Teknisk Ukeblad, 106(39), 859-863.
- Bowles (1996). Foundations Analysis and Design. Fifth Edition. McGraw-Hill International Editions.

- Cáceres (2007). Construcción de Viviendas en Laderas: Subsuelos Expansivos. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- CGS (2006). Canadian Foundation Engineering Manual, 4th Edition. Canadian Geotechnical Society.
- CMGI (2016). Propuesta Técnica Contratación de la Elaboración de un Estudio de Recomendaciones para Edificaciones Emplazadas en Suelos Expansivos. Documento preparado para el Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Licitación Pública - ID 587-34-LE16.Doc. No. CMGI-2016-PP-121-MINVU-01, fecha 29 de junio de 2016.
- De Justo, Durando y Justo (2002). Construcción de Infraestructura en Terrenos Expansivos y Colapsables. Revista de Obras Públicas No 3.422, fecha junio 2002.
- Durán (1999). Zonificación de Suelos Expansivos en la Cuenca de Santiago. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- Fernández (1993). Estudio Teórico de Viviendas de Albañilería en suelos Potencialmente Expansivos. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- Fredlund (1969). Consolidometer Test Procedural Factors Affecting Swell Properties. Proceedings 2nd International Conference on Expansive Clay Soils. College Station, TX. pp 435-456, 1969.
- Fredlund (2006). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Marzo 2006.
- Gibbs (1969). Discussion, Proceedings of the Specialty Session No. 3 on Expansive Soils and Moisture Movement in Partially Saturated Soils. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City.
- Holtz R., Kovacs, W. (1981). An Introduction to Geotechnical Engineering.
- IDIEM (1998). Mecánica de Suelos Avanzada. Capítulo 5. Arcillas Expansivas. Prof. Pedro Ortigosa.
- Lambe, W. y Whitman, R. (1969). Soil Mechanics. Chapter 5. Normal Stress between Soil Particles. Massachusetts Institute of Technology.
- Manual de Carreteras. Sección 8.102.1. Suelos. Método para determinar la granulometría (LNV 105).
- Meza (1989). Ciclos de Expansión-Contracción in situ de Algunas Arcillas

Expansivas de Santiago. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

- Mitchell y Gardner (1975). In situ Measurement of Volume Change Characteristics. State of the Art Report. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties. Raleigh, North Carolina, Vol. II, p. 333.
- MINVU (2016). Archivo "Información regional.zip". Informes de mecánica de suelos de proyectos MINVU en las siguientes regiones: Valparaíso, Araucanía, Los Lagos, y Los Ríos. 3 de Octubre 2016.
- MINVU (2016). Archivo "Información regional (2).zip". Informes de mecánica de suelos de proyectos MINVU en las siguientes regiones: O'Higgins, Biobío, Araucanía y Metropolitana. 11 de Octubre 2016.
- MINVU (2016). Archivo "Información regional 21.10.16.zip". Informes de mecánica de suelos de proyectos MINVU de la región de Valparaíso. 21 de Octubre 2016.
- MINVU (2016). Archivo Excel con Precios Unitarios. 18 de Noviembre 2016.
- MINVU (2016). Archivo "Planos Block.zip". 18 de Noviembre 2016.
- MINVU (2016). Archivo "Planos Vivienda.zip". 18 de Noviembre 2016.
- Murthy (2002). Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Marcel Dekker, Inc.
- Nelson, J. y Miller, D. (1992). Expansive Soils, Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering. Department Of Civil Engineering, Colorado State University.
- Norma Chilena Oficial NCh1515. Mecánica de Suelos - Determinación de la humedad.
- Norma Chilena Oficial NCh1516. Mecánica de Suelos - Determinación de la densidad en el terreno - Método del cono de arena.
- Norma Chilena Oficial NCh1517/1. Mecánica de Suelos - Límites de Consistencia - Parte 1: Determinación del límite líquido.
- Norma Chilena Oficial NCh1517/2. Mecánica de Suelos - Límites de Consistencia - Parte 2: Determinación del límite plástico.
- Norma Chilena Oficial NCh1517/3. Mecánica de Suelos - Límites de

Consistencia - Parte 3: Determinación del límite de contracción.

- Norma Chilena Oficial NCh1532. Mecánica de Suelos - Determinación de la densidad de partículas sólidas.
- Olguín, R. (2004). Conceptos Básicos de Físico-Química. Enfoque aplicado al Comportamiento Geotécnico del Suelo. Curso CI44A Geotecnia. Universidad de Chile, Agosto 2004.
- Queirolo (1990). Estudio del Comportamiento de Algunas Arcillas Expansivas de Talca y Quilicura. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- Rakela (1987). Estudio del Comportamiento de las Arcillas Expansivas de Santiago. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- Seed, H.B., Woodard, R.J. and Lundgren, R. (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. *J. of Soil Mech. And Foun. Div.*, ASCE, 1962, 88, No. SM3, p 53-87.
- Shuai (1996). Simulation of Swelling Pressure Measurements on Expansive Soils. Ph.D. Thesis. Department of Civil Engineering. University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- UCLM (2016). Formación de arcillas en el suelo. U. de Castilla-La Mancha. www.uclm.es/users/higueras/MGA/Tema03/Tema_03_Suelos_2.htm.
- Umezaki y Kawamura (2013). Shrinkage and desaturation properties during desiccation of reconstituted cohesive soil. *Soils and Foundation*, 2013, 53 (1): 47-63.
- Valencia (2016). Química de Suelos o Química de Coloides. www.agricolaunam.org.mx/.
- Van der Merwe, D.H. (1975). Current Theory and Practice for Building on Expansive Clay. Contribution to Speciality Session B, Proc. of the 6th Regional Conf. for Africa on SMFE, Durban, 1975, p 166-167.
- Viveros (1994). Fundaciones Superficiales sobre Suelos Expansivos. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.



SUELOS FINOS ARCILLOSOS

3. SUELOS FINOS ARCILLOSOS

3.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Los suelos finos están constituidos por partículas que se generan a partir de la meteorización química de una roca. De acuerdo al sistema de clasificación unificado de suelos (U.S.C.S.), los materiales finos son aquellos con partículas de tamaño inferior a 0.075 mm (Tamiz No. 200), que corresponden a la categoría de suelos limosos y arcillosos, por lo que toda fracción de suelo que pasa el tamiz No. 200 es considerado como suelo fino desde un punto de vista geotécnico.

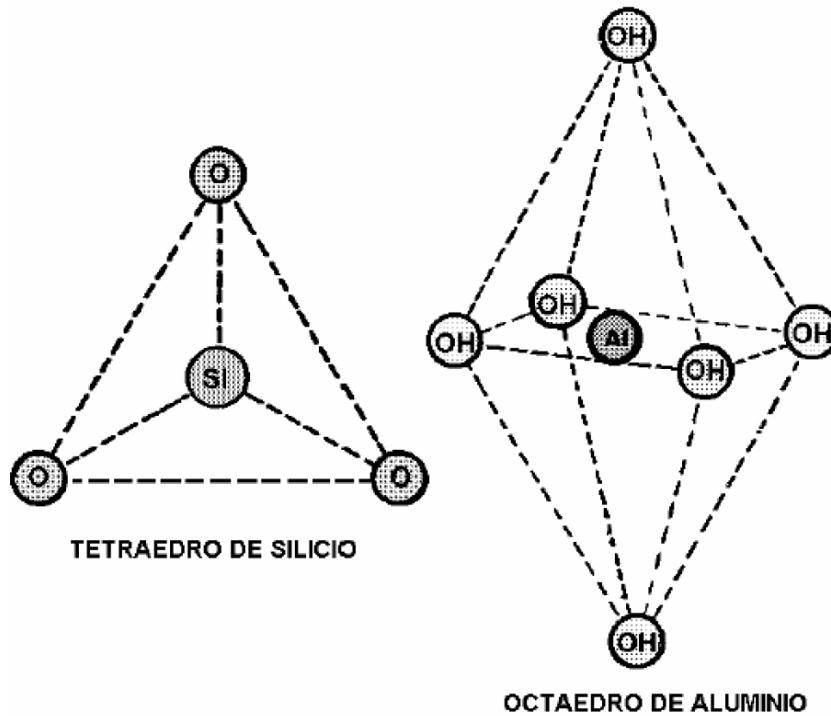
Normalmente, se considera que el limo corresponde a partículas de tamaño entre 0.075 y 0.002 mm, y la arcilla corresponde a partículas de tamaño inferior a 0.002 mm. Esta diferencia de tamaño puede ser identificada mediante un ensayo de hidrometría (ASTM D 422). No obstante, en suelos finos, más importante que el tamaño de partícula resulta ser la capacidad del suelo para retener agua y comportarse como un sólido semi plástico, de acuerdo a los límites de consistencia como se describe más adelante.

Es importante destacar que si las partículas de suelo tienen un tamaño menor a 0.002 mm, la influencia de la fuerza de gravedad en cada partícula es insignificante, si se compara esta con las fuerzas electroquímicas que actúan en la superficie de la partícula. Estas fuerzas están relacionadas con la estructura y composición mineralógica de las arcillas, como se describe a continuación.

3.2. COMPOSICIÓN MINERALÓGICA

Los minerales de arcilla son cristales de aluminio y silicio hidratados, junto con otros metales iónicos, que forman una estructura reticular donde los átomos forman capas. La forma de este reticulado y su composición determinan el tipo de mineral de arcilla. Existen otros tipos de arcillas no cristalinas (amorfas), pero el caso cristalino es el más común y el caso de interés que permite explicar el fenómeno de arcillas expansivas.

La forma básica de la estructura reticular son los tetraedros de silicio (Si) y los octaedros de aluminio (Al), como se muestra en la Figura 3.1. Estos bloques se combinan de distinta forma para producir distintos tipos de arcillas.



← **Figura 3.1:**
Estructuras básicas de arcillas,
(Valencia, 2016).

Existen dos tipos principales de arcillas silicatadas cristalinas, las de relación 1:1 y las de relación 2:1. Las arcillas silicatadas 1:1 están compuestas de dos capas; una capa está formada por iones de Si⁺⁴ en coordinación tetraédrica con O⁻², llamada "capa de Silicio" o "capa tetraédrica". La otra capa está formada por cationes, generalmente Al⁺³, en coordinación octaédrica con seis iones hidroxilos (OH). Esta es la llamada "capa de aluminio" o "capa octaédrica", como se muestra en la Figura 3.2.

La estructura tipo 2:1 consiste en una capa octaédrica cubierta a la manera de un sándwich por dos capas tetraédricas, como se muestra en la Figura 3.3. También existe la estructura del tipo 2:2, también llamada 2:1:1, consistente en 2 capas tetraédricas y 2 capas octaédricas, es decir, incluye una capa octaédrica adicional.

Figura 3.2: →

Estructura de arcilla 1:1 (www.uclm.es).

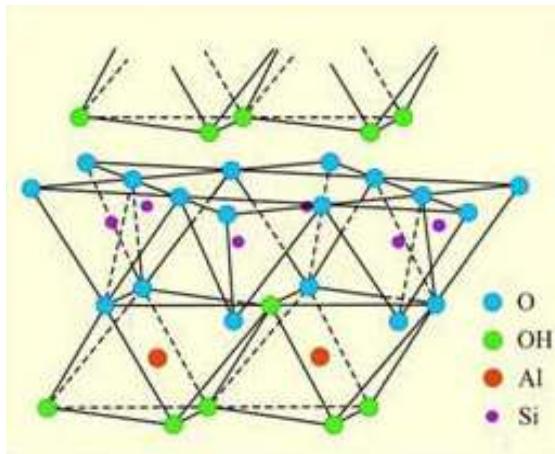
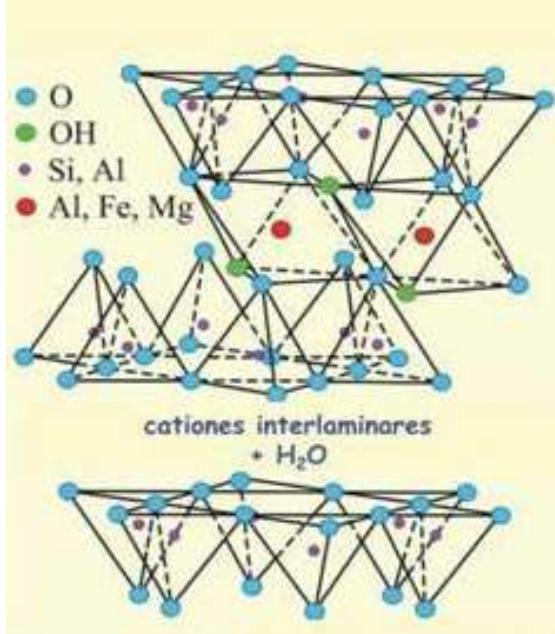


Figura 3.3: →

Estructura de arcilla 2:1 (www.uclm.es).



La combinación de estas capas tiene relación con el tipo de arcilla y es usado para su clasificación desde un punto de vista mineralógico, como se indica a continuación.

3.3. CLASIFICACIÓN MINERALÓGICA DE LAS ARCILLAS

Las arcillas se clasifican en 4 grupos distintivos, como se muestra en la Figura 3.4. Las características fundamentales de cada grupo son las siguientes:

- El grupo de las Caolinitas, consiste en capas tetraédricas y octaédricas en configuración 1:1. Las capas están unidas por enlaces de Hidrógeno (H), los cuales son suficientemente fuertes para evitar la separación de las capas, evitando la entrada de moléculas de agua entre las capas. Por este motivo, este tipo de arcillas no son consideradas expansivas.
- El grupo de las Illitas, también llamada el grupo de las micas, consiste en una estructura de capas octaédricas entre dos capas tetraédricas, en configuración 2:1. Las capas están unidas por enlaces de iones de Potasio(K), el cual es considerado un enlace débil. Generalmente, estas arcillas tienen una baja capacidad de expansión.
- El grupo de las Esmectitas, tiene la misma forma general que las Illitas, es decir configuración 2:1, excepto que no tiene los enlaces de iones de Potasio. Los espacios entre las capas están ocupados por moléculas de agua y cationes intercambiables, produciendo un enlace débil. Este espacio puede atraer moléculas de agua adicionales, produciendo así un cambio de volumen considerable en la arcilla. En este grupo se encuentra el mineral de arcilla Montmorillonita, el cual es reconocido por su alta capacidad de hinchamiento.
- El grupo de las Cloritas, tiene una configuración 2:2, que incluye una capa octaédrica adicional entre las capas con configuración 2:1. Puede ser susceptible a cambio de volumen, debido a que el agua tiene la posibilidad de entrar entre las capas, sin embargo, es significativamente menos activa que la Esmectita.

Figura 3.4: →

Estructura básica de los grupos de arcillas.

CAOLINITA	ILLITA
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 20px;"> $O=Si++++O^-$ $O=Al+++OH$ </div> <div style="text-align: center;"> Capa Tetraédrica Capa Octaédrica </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 20px;"> $O=Si++++O^-$ $O=Al+++OH$ $O=Si++++O^-$ </div> <div style="text-align: center;"> Capa Tetraédrica Capa Octaédrica Capa Tetraédrica </div> </div>
$H \quad H \quad H \quad H$	$K \quad K \quad K$
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 20px;"> $O=Si++++O^-$ $O=Al+++OH$ </div> <div style="text-align: center;"> Capa Tetraédrica Capa Octaédrica </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 20px;"> $O=Si++++O^-$ $O=Al+++OH$ $O=Si++++O^-$ </div> <div style="text-align: center;"> Capa Tetraédrica Capa Octaédrica Capa Tetraédrica </div> </div>
ESMECTITA	CLORITA
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 20px;"> $O=Si++++O^-$ $O=Al+++OH$ $O=Si++++O^-$ </div> <div style="text-align: center;"> Capa Tetraédrica Capa Octaédrica Capa Tetraédrica </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 20px;"> $O=Si++++O^-$ $O=Al+++OH$ $O=Si++++O^-$ </div> <div style="text-align: center;"> Capa Tetraédrica Capa Octaédrica Capa Tetraédrica </div> </div>
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 20px;"> $O=Si++++O^-$ $O=Al+++OH$ $O=Si++++O^-$ </div> <div style="text-align: center;"> Capa Tetraédrica Capa Octaédrica Capa Tetraédrica </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 20px;"> $O=Al+++OH$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 20px;"> $O=Si++++O^-$ $O=Al+++OH$ $O=Si++++O^-$ </div> </div> <div style="text-align: center;"> Capa Octaédrica Capa Tetraédrica Capa Octaédrica Capa Tetraédrica </div> </div>

La Tabla 3.1 presenta ejemplos de arcillas pertenecientes a los distintos grupos, incluyendo su fórmula representativa y su potencial expansivo.

Clasificación de arcillas	Fórmula Representativa	Ejemplos	Potencial Expansivo
Caolinitas (1:1)	$Al_4Si_4O_{10}(OH)_8$	Caolinita, dickita, haloisita, nacrita, endellita, auxita.	Nulo
Illitas (2:1)	$Al_2(Si_3Al^1)O_{10}(OH)_2$	Muscovita, Seladonita, Biotita, Filita, Glauconita, Seropatita	Bajo
Esmectitas (2:1)	$Na_x(Al_{2-x}Mg_x)Si_4O_{10}(OH)_2$	Dioctaédricas: Montmorillonita (*), nontronita, beidellite Trioctaédricas: Saponita, Hectorita, Estevensita	Alto
Cloritas (2:2)	$(Mg,Al,Fe)_{12}((Si,Al)_8O_{20})(OH)_{16}$	Clorita, Vermiculita, Sepiolita, Atapulgita	Bajo

(*) También llamada Bentonita.

↑ Tabla 3.2: Clasificación de arcillas.

Una forma de identificar el tipo de mineral que compone una arcilla es mediante una medición de Difracción de Rayos X. Este tipo de análisis se basa en el fenómeno físico que se produce al interactuar un haz de rayos X, de una determinada longitud de onda, con una sustancia cristalina. La Difracción de Rayos X se basa en la dispersión coherente del haz de rayos X por parte de la materia (se mantiene la longitud de onda de la radiación) y en la interferencia constructiva de las ondas que están en fase y que se dispersan en determinadas direcciones del espacio. La difracción de rayos en muestras policristalinas permite abordar la identificación de fases cristalinas, debido a que todos los sólidos cristalinos poseen su difractograma característico, tanto en su aspecto cualitativo como cuantitativo.

La mayoría de las arcillas silicatadas son cristalinas, ya que poseen una definida y repetida ordenación de los átomos de los que están compuestas. Presentan planos de átomos con enlaces iónicos, que atraen átomos cargados positiva o negativamente (aniones o cationes).

Sin embargo, algunas arcillas silicatadas no presenten ningún grado de ordenamiento ni una estructura cristalina definida. Ellas se denominan arcillas no cristalinas o "materiales amorfos", por ejemplo, los Alofanes.

También existen las arcillas no silicatadas, o sesquióxidos de fierro y aluminio. Estas arcillas se producen bajo condiciones de mucho lavado por la lluvia y la meteorización intensiva de minerales, donde la mayor parte de la sílice y del aluminio se lavan. Los materiales que quedan son llamados sesquióxidos o arcillas sesquióxidos. Estos compuestos pueden ser amorfos o cristalinos y no son considerados expansivos.

3.4. INTERACCIÓN IÓNICA CON EL AGUA

El término ion se refiere a una partícula cargada eléctricamente, constituida por un átomo o molécula que no es eléctricamente neutro. Los iones cargados negativamente, producidos por haber más electrones que protones, se conocen como aniones (que son atraídos por el ánodo) y los cargados positivamente, consecuencia de una pérdida de electrones, se conocen como cationes (los que son atraídos por el cátodo).

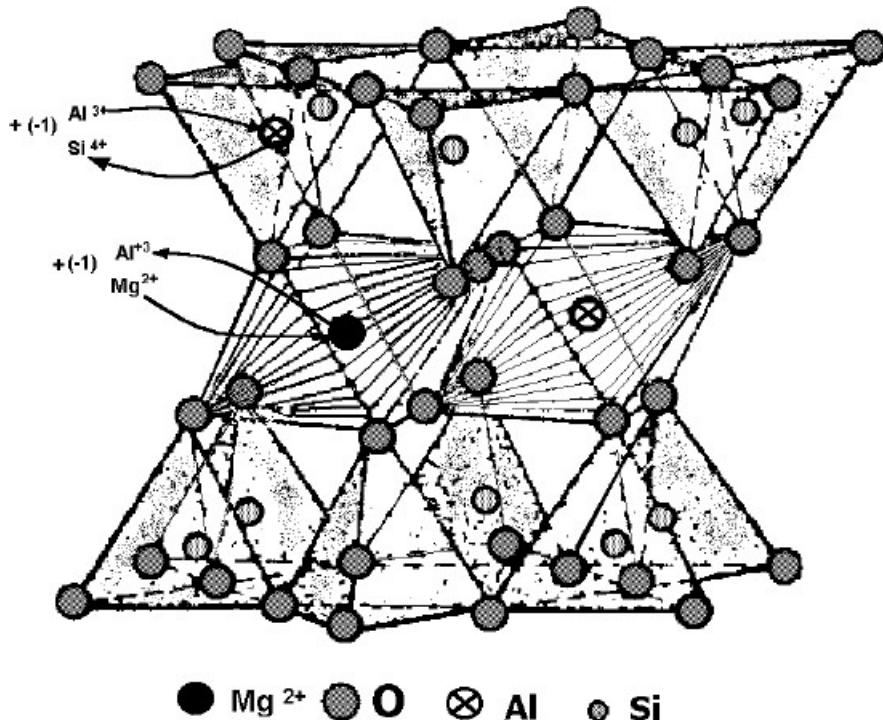
Como se describió anteriormente, las capas tetraédricas están constituidas por moléculas con la forma de tetraedros, los cuales están formados por cationes de silicio (Si^{+4}) en el centro, rodeado por 4 átomos de oxígeno (O^{-2}). Las capas octaédricas están formadas por octaedros con aluminio (Al^{+3}), rodeado por 6 hidroxilos (OH^{-}).

Las arcillas cristalinas silicatadas tienen cargas negativas, cuyo origen resulta de la sustitución isomórfica dentro de la estructura de la arcilla, además de posibles imperfecciones en la estructura cristalina.

La sustitución isomórfica es la sustitución de un ion por otro de similar tamaño (o similar número de coordinación) en un mineral, sin cambio en la estructura de este. La sustitución isomórfica es la responsable de la carga eléctrica permanente de las partículas de un suelo fino.

En la estructura de los silicatos laminares, los cationes se substituyen por cationes coordinantes en las láminas tanto tetra como octaédricas. El ion que substituye puede tener una carga mayor, igual o menor que la del ion que va a substituir. Si el catión sustituyente tiene menor carga positiva que el catión que normalmente ocuparía ese sitio, el mineral tendrá más cargas negativas.

Por ejemplo, si un catión de menor valencia sustituye a otro catión de valencia mayor, como el Mg^{+2} por Al^{+3} o Al^{+3} por Si^{+4} , como se ilustra en la Figura 3.5 las cargas negativas de O^{-2} y OH^{-} que forman la estructura cristalina, quedan desbalanceadas, dando lugar a una carga negativa neta sobre el mineral.



← Figura 3.5:
Ilustración de sustitución isomórfica
(Valencia, 2016).

La sustitución isomórfica es un fenómeno que tiene lugar durante la formación del mineral y por lo tanto, es una propiedad que no cambia, excepto cuando la estructura del mineral se modifica por procesos de meteorización. Esto da origen a los diferentes tipos de arcilla incluidos en la Tabla 3.1.

El potencial de hinchamiento de una arcilla queda determinado por la magnitud de la carga eléctrica y el área superficial de la partícula de arcilla, junto con la configuración de su estructura cristalina.

En la Figura 3.6 se presenta la configuración de dos partículas de arcilla, denominadas montmorillonita (a), correspondiente a una partícula de alto potencial de expansividad, y caolinita (b), partícula de nulo potencial expansivo. En ambas partículas se visualiza una concentración de cationes hidratados, la que disminuye exponencialmente con la distancia a la superficie de la partícula, según se observa en los gráficos de concentración versus distancia. En el caso de la montmorillonita, los cationes se encuentran a una mayor distancia (12 Å) que la caolinita (7 Å), en consecuencia, en el caso de la montmorillonita existe un mayor volumen de agua absorbido, generando un mayor espesor de doble capa, lo que genera a su vez mayor potencial de hinchamiento.

En la Figura 3.7 se presenta un esquema del efecto de doble capa asociado a una arcilla expansiva. Las fuerzas eléctricas en la superficie de las partículas de arcilla generan una atracción de cationes y de moléculas de agua. Alrededor de la partícula se pueden distinguir tres tipos de agua, los cuales se detallan a continuación:

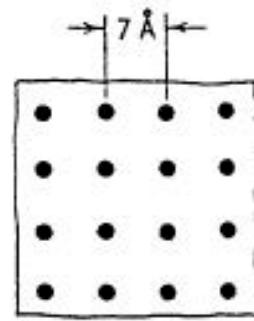
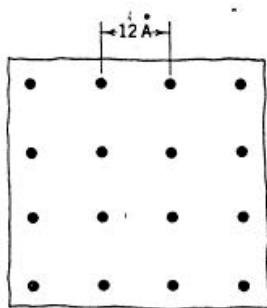
- **Agua adsorbida:** Presenta gran viscosidad y adherencia a la partícula.
- **Agua atraída:** Se encuentra a las fuerzas de atracción de Van der Waals.
- **Agua libre:** Agua que no está influenciada por las fuerzas de Van der Waals.

Las dos primeras clases de agua conforman la doble capa, las cuales se rigen por las fuerzas de Van der Waals.

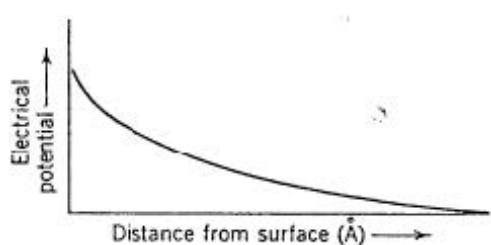
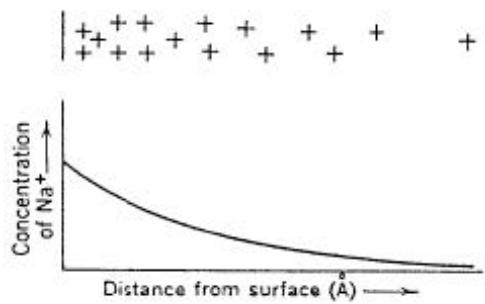
Forma de partículas



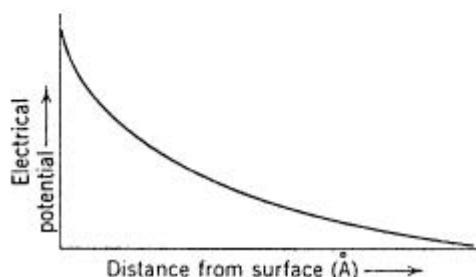
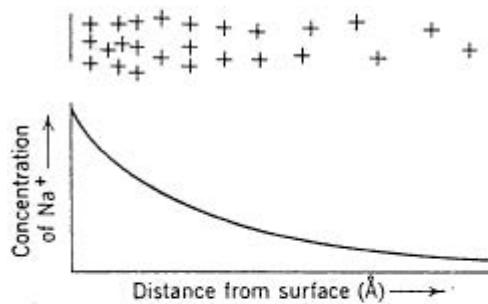
Porción de superficie lateral de la partícula a misma cantidad de cationes



Concentración de cationes versus distancia de la superficie



a)

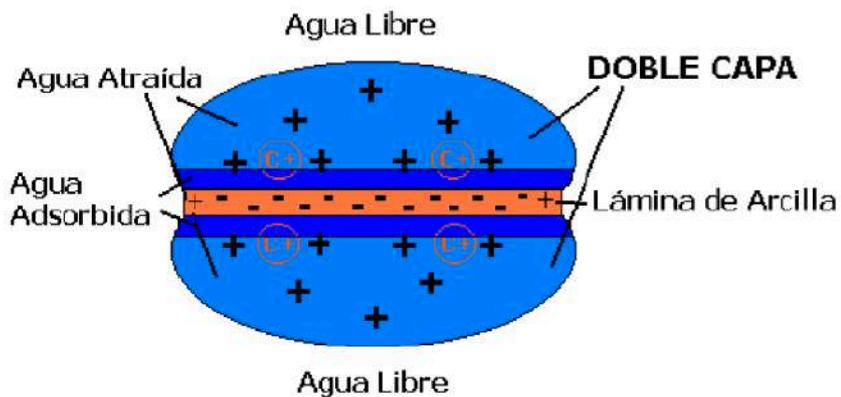


b)

↑ Figura 3.6: Partículas de arcilla con agua e iones. a) Montmorillonita. b) Caolinita (Lambe, 1969).

Figura 3.7: →

Efecto de doble capa en partículas de arcilla (Olgún, 2004).



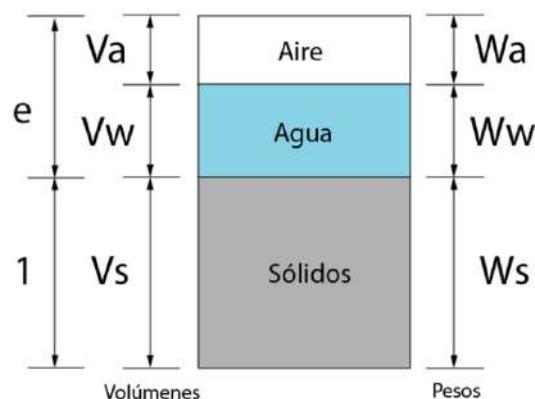
3.5. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE ARCILLAS

3.5.1. HUMEDAD Y GRADO DE SATURACIÓN

El suelo está constituido principalmente por partículas de diferentes formas y tamaños. Entre las partículas existen huecos o poros, los cuales pueden contener aire y/o agua en distintas proporciones. Esta constitución puede ser analizada mediante el modelo trifásico según se muestra en el esquema de la Figura 3.8, donde se desacoplan cada una de las tres fases (sólidos, agua y aire).

Figura 3.8: →

Esquema del Modelo trifásico de un medio granular.



e: índice de vacíos

$$e = \frac{\text{Volumen de Poros}}{\text{Volumen de Sólidos}}$$

$$e = \frac{Va + Vw}{Vs}$$

El contenido de agua o humedad del suelo, es la cantidad de agua contenida en los poros del suelo, expresada con respecto a la cantidad de suelo en estado seco. Normalmente, en geotecnia estas cantidades se expresan en peso (o masa), de la siguiente forma:

$$\text{Humedad: } \omega(\%) = \frac{\text{Peso de Agua}}{\text{Peso de Suelo Seco}} \cdot 100 = \frac{Wa \cdot 100}{Ws}$$

En aquellas arcillas que tienen una gran capacidad de absorber agua, la humedad puede alcanzar valores muy superiores al 100%. Es decir, existe una mayor proporción en peso de agua que de sólidos.

Por otra parte, el grado de saturación del suelo es la relación entre el volumen de agua y el volumen total de poros del suelo. El grado de saturación varía entre 0%, cuando todos los poros del suelo están llenos de aire, hasta un 100% cuando todos los poros del suelo están llenos de agua.

$$\text{Grado de Saturación: } Sr(\%) = \frac{\text{Volumen de Agua}}{\text{Volumen de Poros}} \cdot 100 = \frac{Vw}{Va + Vw} \cdot 100$$

El grado de saturación se puede calcular a partir de la siguiente expresión:

$$Sr(\%) = \frac{\omega G_s}{e}$$

Donde: G_s es la gravedad específica del suelo.

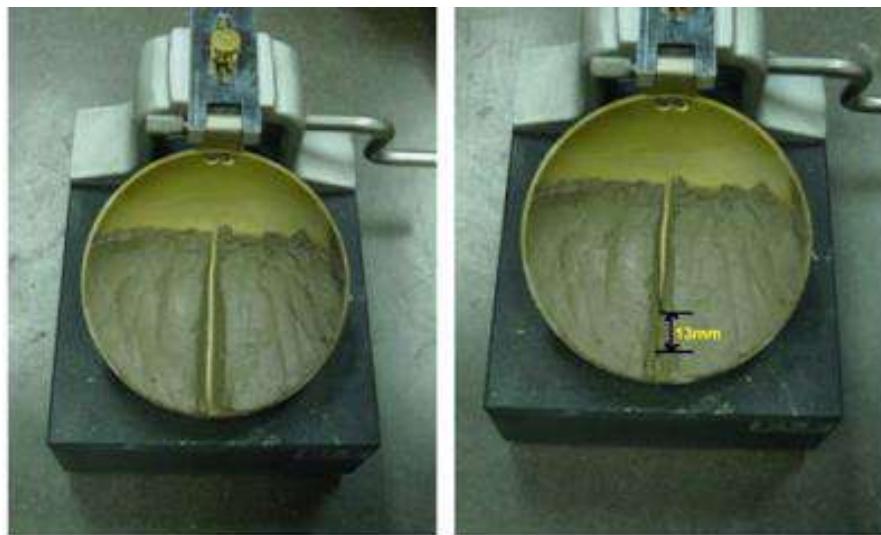
3.5.2. LÍMITES DE ATTERBERG

Con el objetivo de discriminar entre los distintos tipos de suelos finos, según sus características de comportamiento de acuerdo a su contenido de humedad, Atterberg definió, entre otros, tres límites singulares de contenido de agua existente en el suelo: El límite de retracción o contracción, que separa el estado de sólido seco y el semisólido; el límite plástico, que separa el estado semisólido del plástico y el límite líquido, que separa el estado plástico del semilíquido.

LÍMITE LÍQUIDO, LL (NCH1517/1OF.1979):

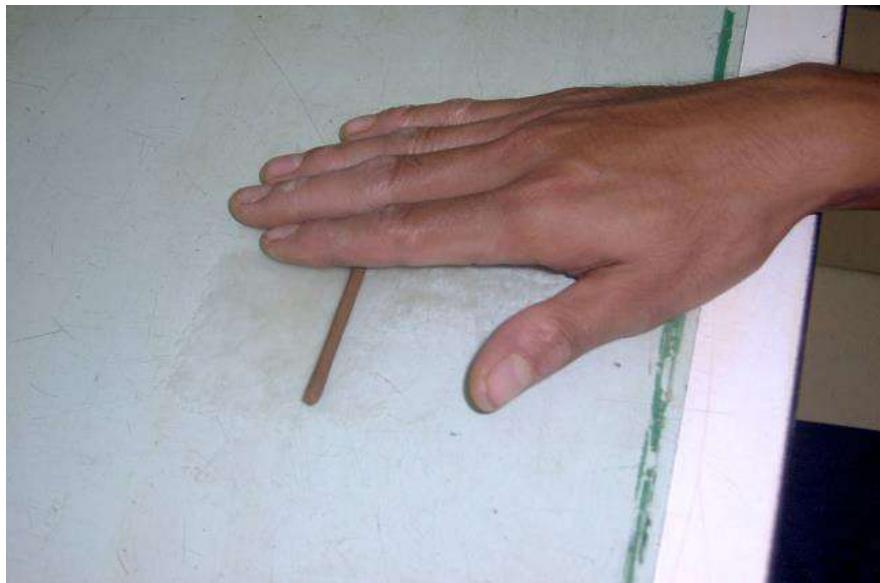
Se determina amasando el suelo húmedo y extendiendo la masa sobre la cuchara del denominado Aparato de Casagrande (Figura 3.9). En el centro de la masa extendida, se abre un surco utilizando una herramienta diseñada especialmente para este propósito, formando un canal de 2 mm de ancho. El molde se somete a golpes controlados girando la manivela del Aparato de Casagrande. El límite líquido es la humedad de la muestra cuando al dar 25 golpes se cierra el canal en una longitud de $\frac{1}{2}$ pulgada (13 mm).

Figura 3.9: →
Ensayo de límite líquido.



LÍMITE PLÁSTICO, LP (NCH1517/2:1979):

Se determina amasando el suelo húmedo para formar cilindros con la palma de la mano sobre una superficie lisa, hasta que los cilindros alcancen un diámetro de unos 3 mm y una longitud de 25 a 30 mm (Figura 3.10). Si los cilindros se cuartean en fracciones de unos 6 mm de longitud, su humedad es el límite plástico, la cual se determina mediante el peso y secado de la muestra.



← **Figura 3.10:**
Ensayo de límite plástico
(Foto de civil-online2010.blogspot.cl).

LÍMITE DE CONTRACCIÓN (NCH1517/3:1979):

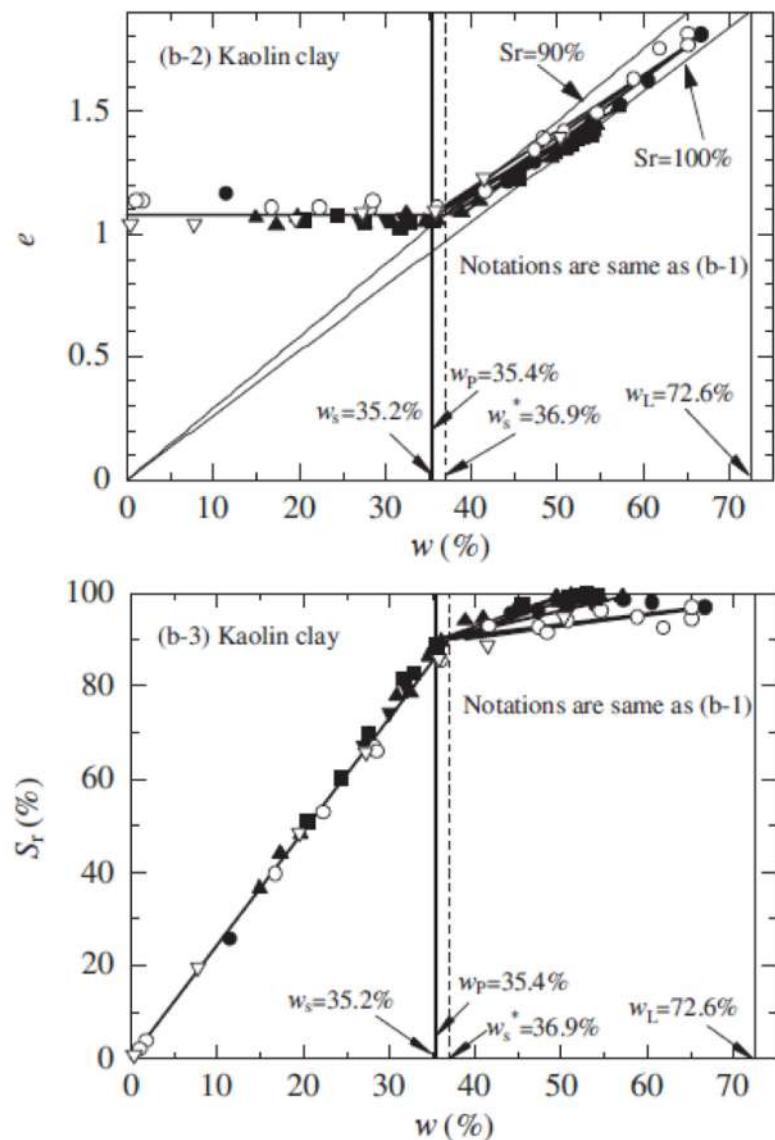
Corresponde al contenido de humedad tal que toda disminución adicional de humedad no genera disminución volumétrica de la masa de suelo. Es decir, variaciones de humedad por debajo del límite de contracción no inducen variaciones de volumen del suelo, por lo que su respuesta es la de un sólido clásico, es decir, no cambia su volumen frente a variaciones de humedad.

Como se muestra en la Figura 3.11 (superior) si se grafica la variación del índice de vacíos (e) con la humedad (w), se advierte que en la medida que el contenido de humedad disminuye el volumen también lo hace, este comportamiento se mantiene hasta que se alcanza un determinado valor de w , a partir del cual el índice de vacíos permanece constante.

Si esta misma relación se grafica en términos del Grado de Saturación (S_r) versus el contenido de humedad (Figura 3.11, inferior), se advierte que el quiebre se genera a un S_r en torno a un 90%, de donde se concluye que la humedad asociada al límite de contracción corresponde a la transición entre un estado saturado y un estado no-saturado del material.

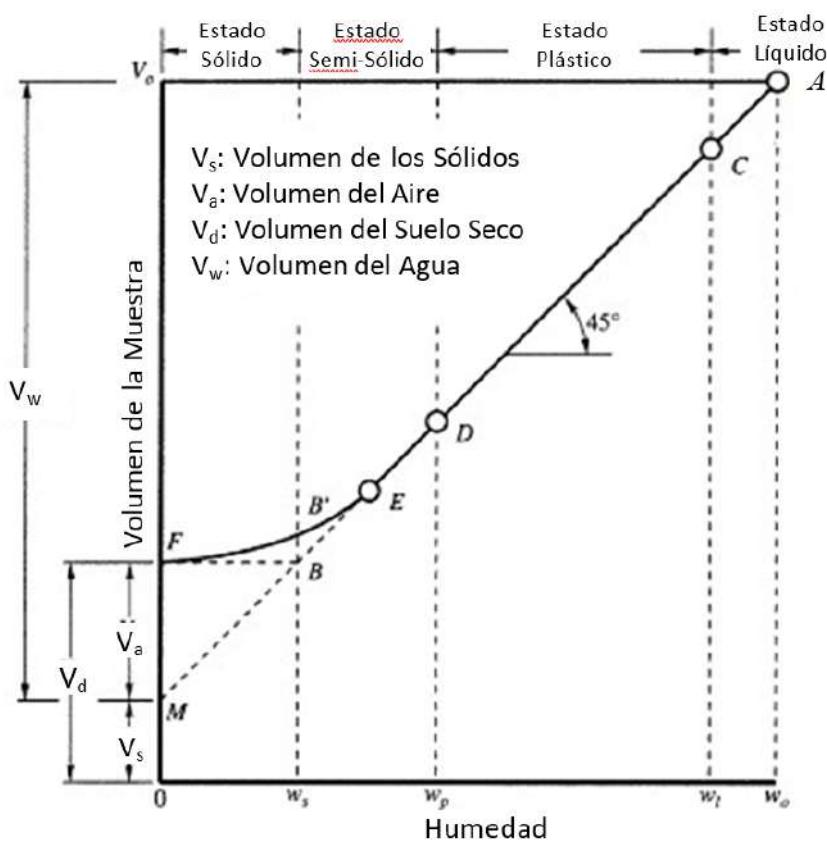
Figura 3.11: →

Resultados ensayos de contracción de suelos finos. (Umezaki, Kawamura, 2013).



Sin embargo, la metodología de la prueba para obtener el Límite de Retracción, que consiste en colocar una pasta saturada de suelo dentro de un cilindro poco profundo, de volumen conocido, el que se deja reducir su volumen por secamiento, y luego se seca en horno a 110°C , para entonces proceder a determinar el volumen final del suelo y a partir de este estimar la humedad asociada al límite de contracción, supone que toda la variación de volumen entre la situación inicial y final está asociada a la pérdida de humedad, lo que a su vez considera que en ambos estados la muestra se encuentra 100% saturada.

La Figura 3.12 presenta el cambio volumétrico de una muestra al pasar del límite de contracción, w_s , al límite plástico, w_p , y al límite líquido, w_l . Se observa que entre el w_p y el w_l el cambio de volumen es igual al cambio en humedad, es decir, la muestra se encuentra saturada. Para humedades más bajas que el punto E, se pierde el estado de saturación, definiéndose el límite de contracción, w_s , como se muestra en la figura.



A partir del LL y del LP se define el Índice de Plasticidad, $IP = LL - LP$, el cual se utiliza en la clasificación geotécnica de los suelos finos como se describe a continuación.

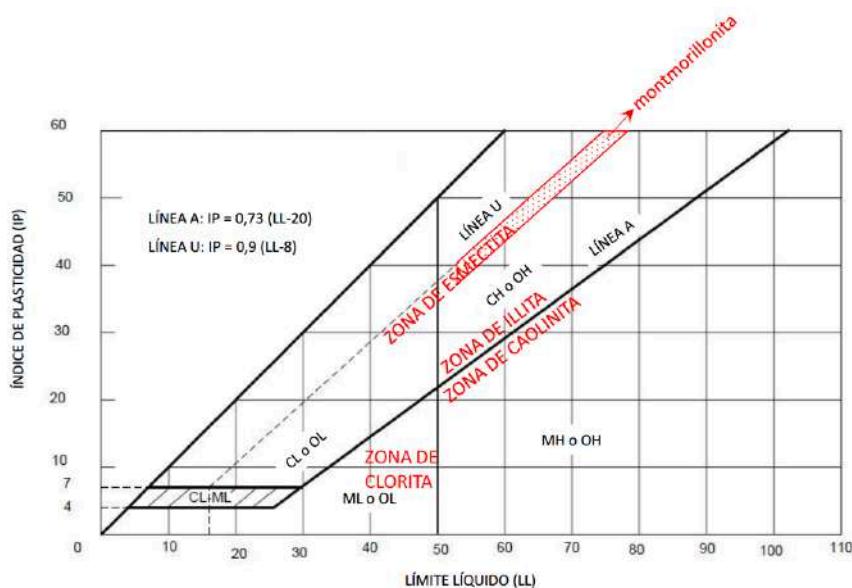
3.5.3. CARTA DE PLASTICIDAD

De acuerdo al LL y al IP, los suelos finos pueden ser clasificados como Limos (M), Arcilla (C), o suelos Orgánicos (O), de Baja (L) o Alta (H) plasticidad para arcillas o compresibilidad para limos, como se muestra en la Figura 3.13. Como se observa, en la carta de plasticidad (Figura 3.13) se incorporan dos rectas, denominadas "Línea U" y "Línea A".

La línea U ha sido empíricamente determinada como frontera superior de suelos naturales. Por tanto, permite comprobar datos erróneos, dado que cualquier resultado que se encuentre por encima o a la izquierda de la línea "U" debe ser verificado.

La línea A fue introducida por Casagrande al observar distintos comportamientos de los suelos finos inorgánicos, dependiendo de su relación entre el índice de plasticidad (IP) y el límite líquido. De esta forma, en la clasificación unificada de suelo se adopta que la línea A divide a los limos de las arcillas.

Figura 3.13: →
Carta de plasticidad.



La Figura 3.13 también muestra las zonas donde típicamente clasifican las Esmectitas, Illitas, Caolinitas y Cloritas. Sin embargo, es importante tener presente que una muestra de arcilla normalmente tiene una combinación de diferentes tipos de mineralogías. En particular, cabe destacar la ubicación típica, en la carta de plasticidad, de la Montmorillonita, mineral de arcilla perteneciente al grupo de las Esmectitas, y por tanto altamente expansivas.

3.5.4. ACTIVIDAD DE LAS ARCILLAS

La “Actividad” (A) de un material fino es una medida de su capacidad de retener agua. La Actividad se define como:

$$A = \frac{IP \text{ (de la muestra completa)}}{\% \text{ de Arcilla de la Muestra}}$$

La Tabla 3.2 presenta valores típicos de actividad para diferentes tipos de arcillas.

Mineral	Actividad
Haloisita (4H ₂ O)	0,10
Haloisita (2H ₂ O)	0,50
Caolinita	0,33 - 0,50
Illita	0,50 - 1,00
Atapulgita	0,50 - 1,20
Alofano	0,50 - 1,20
Montmorillonita (Ca)	1,50
Esmectita	1,00 - 7,00
Montmorillonita (Na)	7,20

← **Tabla 3.2:**
Típicos valores de Actividad para minerales de Arcilla (Arafat y Ebid, 2015).



COMPORTAMIENTO MÉCÁNICO DE ARCILLAS EN CARGA EDOMÉTRICA

4. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE ARCILLAS EN CARGA EDOMÉTRICA

4.1. ENSAYO EDOMÉTRICO EN SUELO FINO SATURADO

Cuando una muestra de suelo fino saturada es sometida a cargas de compresión estática externa, inicialmente dicha carga es totalmente transmitida al agua existente en los poros de la muestra, por ser esta incompresible, generándose así un exceso de presión de poros, equivalente a la tensión generada por la carga externa. Sin embargo, lentamente el agua empieza a salir de los poros de la muestra, es decir, la muestra comenzará a drenar y la carga pasará desde el agua a la estructura del suelo. Este proceso se denomina "consolidación", y ocurrirá hasta que toda la carga externa sea resistida por la estructura de suelo, y el agua de los poros recupere su presión hidrostática.

Para evaluar la deformación del suelo debido a la consolidación, se realizan ensayos edométricos, o ensayos de consolidación, donde una muestra de suelo de forma cilíndrica se monta en un anillo rígido con piedras porosas arriba y abajo, para permitir el drenaje vertical, como se muestra en la Figura 4.1.

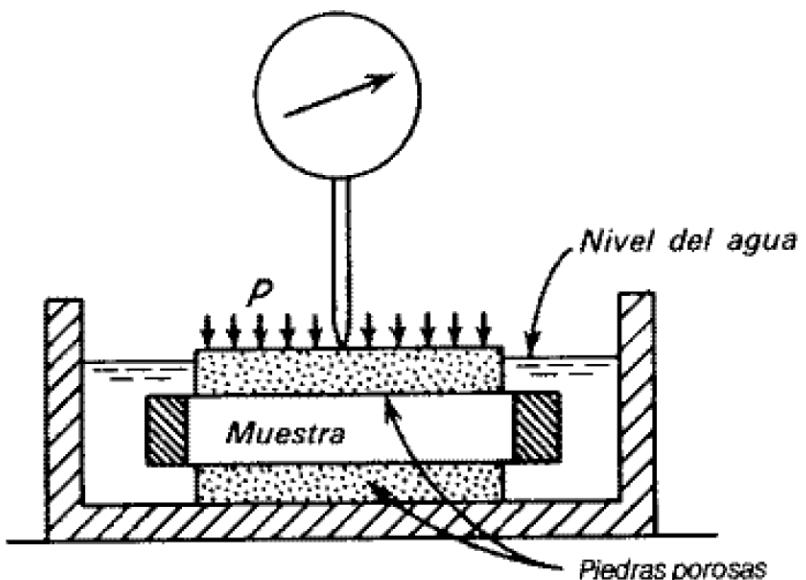
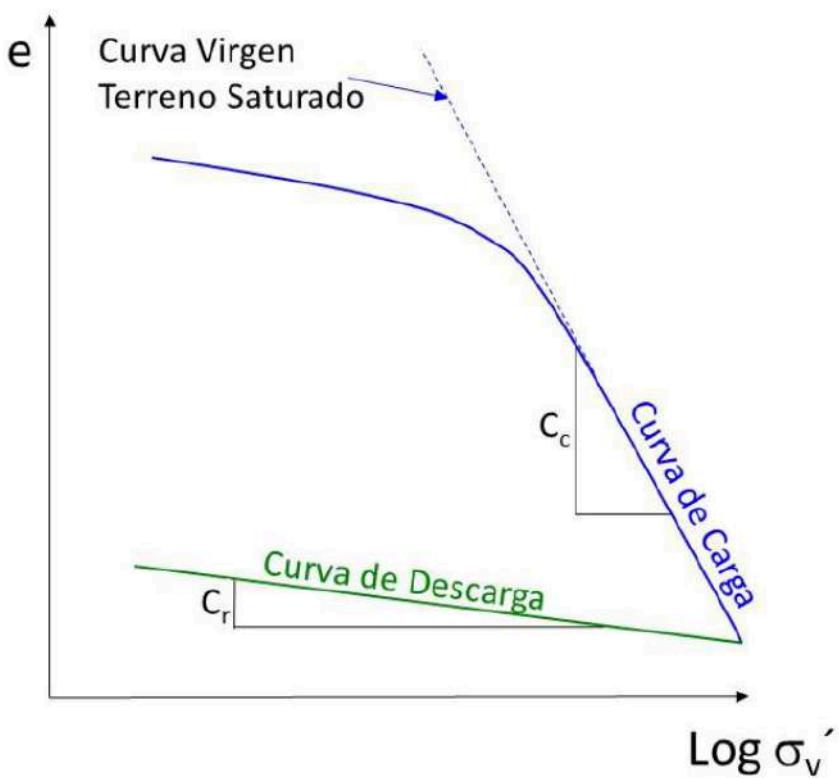


Figura 4.1: →
Configuración del ensayo de compresión edométrica (Figura de civildocs.blogspot.cl).

La carga vertical externa, σ_v' , se aplica incrementalmente a la muestra. Cada incremento de carga se aplica hasta que las deformaciones de la muestra se estabilicen. En ese momento, se obtiene un grado de deformación de la muestra, que se expresa en términos del índice de vacíos, e , asociada a una cierta tensión vertical efectiva externa, σ_v' . Cada uno de estos puntos (e, σ_v') se grafican en escala semi logarítmica como se muestra en la Figura 4.2, donde se distingue una curva de carga y otra de descarga, junto con las pendientes denominadas Índice de Compresión, C_c , e Índice de Recompresión, C_r .



← **Figura 4.2:**
Resultados de ensayos de consolidación
muestra saturada.

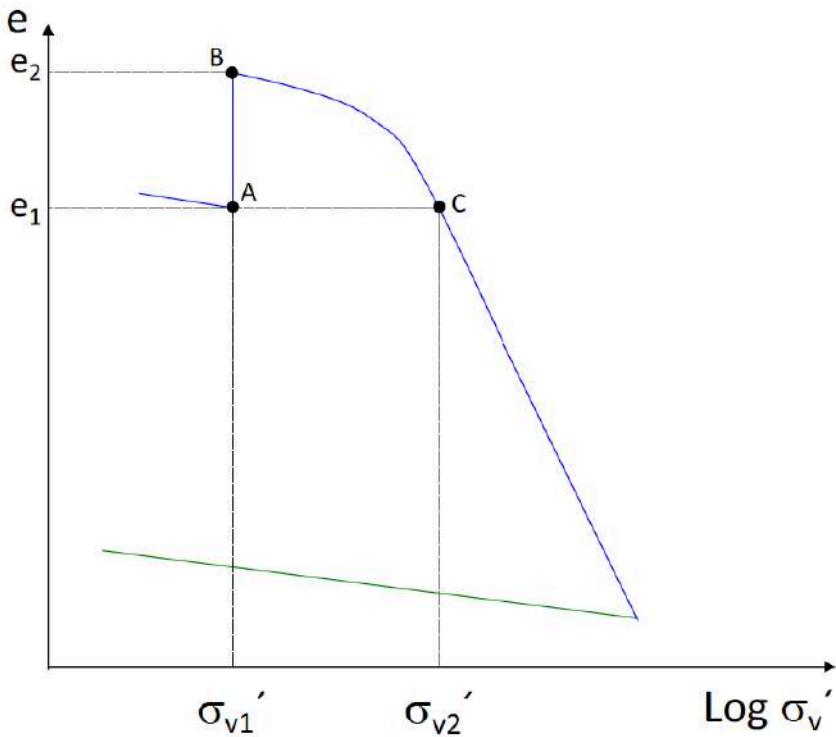
4.2. ENSAYO CONSOLIDACIÓN EN ARCILLAS EXPANSIVAS INICIALMENTE NO SATURADA

En un ensayo de consolidación, la muestra extraída de terreno puede no estar saturada. En el ensayo de consolidación, la muestra una vez instalada en el equipo, se carga a una presión de 0.1 kg/cm^2 . Luego de alcanzada esa carga, se le agrega agua a la probeta hasta alcanzar su saturación, para luego continuar con el ensayo.

La Figura 4.3 presenta una curva de consolidación de una arcilla expansiva, donde el Punto A representa el momento en que se agrega agua a la muestra. En este caso, y debido a la saturación de la muestra, esta experimenta un aumento de volumen a carga constante, hasta alcanzar el Punto B. Este cambio de volumen se denomina "Hinchamiento Libre", aun cuando existe una baja carga vertical de 0.1 kg/cm^2 .

Figura 4.3: →

Curva de consolidación de arcilla expansiva.



Luego de la saturación, continúa la fase de carga de la muestra, como un ensayo de consolidación convencional. En particular, el Punto C corresponde a la carga a la cual el volumen de la probeta, representado por el índice de vacío e_1 , es el mismo que tenía antes de la saturación de la muestra (Punto A). La tensión vertical asociada al Punto C se denomina "Presión de Hinchamiento", y corresponde a la carga que requiere una arcilla expansiva para no experimentar cambio de volumen al momento de la saturación. Holtz y Kovacs (1981) reportan presiones de hinchamiento medidas de hasta 1000 kPa, lo que equivale a 100 ton/m², vale decir, aproximadamente la presión vertical en la base de un terraplén de 50 m de altura.

El fenómeno de hinchamiento libre y la medición de la presión de hinchamiento se discute en detalle en la Sección 5.2, "Cuantificación del Grado de Expansividad", del presente documento.

4.3. MARCO TEÓRICO PARA EL ESTUDIO DE SUELOS FINOS NO SATURADOS

Es importante notar que los suelos finos pueden encontrarse en terreno en una condición no saturada, lo cual implica que en los poros del suelo existe aire, además de agua. Uno de los efectos significativos de la condición no saturada del suelo es el cambio en las tensiones efectivas, incorporándose la succión matricial. En un suelo saturado, la tensión efectiva, σ' , se define de la siguiente forma:

$$\sigma' = (\sigma_t - u_w)$$

Donde:

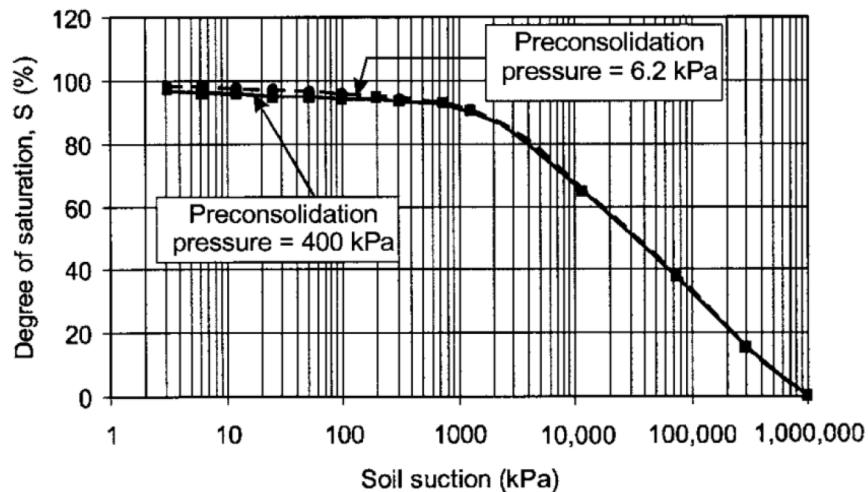
σ_t es la presión total

u_w es la presión del agua en los poros

La succión matricial es nula en el caso de suelos saturados y aumenta fuertemente a medida que disminuye el grado de saturación (Figura 4.4).

Figura 4.4: →

Grado de saturación versus succión matricial para una arcilla de alta plasticidad (Fredlund, 2006).



En el caso de un suelo no saturado, Bishop (1959) definió la tensión efectiva como:

$$\sigma' = (\sigma_t - u_a) + \chi(u_a - u_w)$$

Donde:

u_a : es la presión del aire

$\sigma_t - u_a$: es la tensión neta

$u_a - u_w$: es la succión matricial

χ : es un parámetro que depende de la saturación del suelo. Este parámetro varía entre 0 (suelo seco) y 1 (suelo saturado).

Hoy en día, a diferencia de la formulación de Bishop (1959), las variables $(\sigma_t - u_a)$ y $(u_a - u_w)$ son consideradas tensores de tensión independientes (Fredlund, 2006), a partir de los cuales se puede evaluar el comportamiento del suelo en tres dimensiones. Por ejemplo, la Figura 4.6 presenta el comportamiento de una muestra de arcilla no saturada en un ensayo de hinchamiento libre y de presión de hinchamiento.

En la Figura 4.5, existen dos ejes horizontales perpendiculares, $(\sigma_t - u_a)$ y $(u_a - u_w)$, mientras que el eje vertical representa el índice de vacíos, e , o el contenido de agua, w , multiplicado por la gravedad específica, G_s , que es una constante. La trayectoria sólida muestra la variación del índice de vacíos, e , en este espacio tridimensional, mientras que la línea punteada muestra la variación de w (o wG_s).

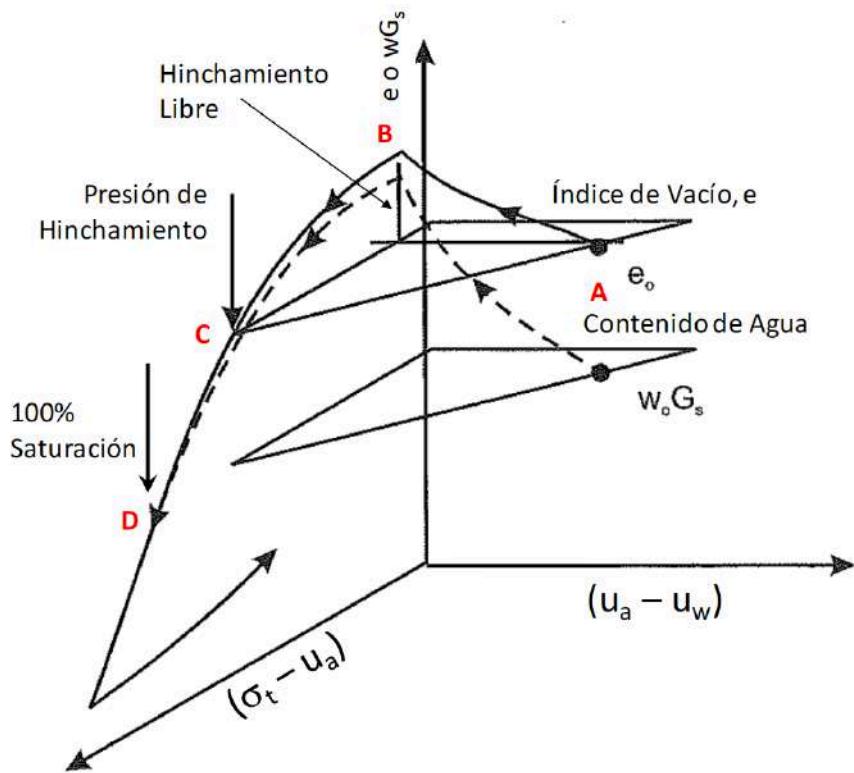


Figura 4.5:
Comportamiento edométrico de una arcilla no saturada (Modificado de CGS, 2006).

Cabe recordar la ecuación que relaciona estas variables: $G_s w = S_r e$. Entonces resulta directo que si el grado de saturación $S_r = 1$ (suelo completamente saturado), se cumple que: $e = G_s w$. Sin embargo, en la Figura 4.5, $e > G_s w$, por lo que la muestra no está saturada.

En la Figura 4.5 el punto A corresponde al estado de la muestra al ser montada en el consolidómetro, siendo w_0 su humedad inicial (de terreno) en el estado no saturado.

El ensayo de hinchamiento libre se produce entre el punto A y el punto B en la Figura 4.5. Se observa que el índice de vacíos, e , y la humedad, w , aumentan a medida que disminuye la succión matricial $u_a - u_w$, y la tensión neta $\sigma t - u_a$ permanece constante. Se observa, además, que la línea punteada se acerca a la línea sólida, es decir, aumenta el grado de saturación de la muestra, aunque sin llegar a un 100% ($S_r = 1$). Idealmente el ensayo debería alcanzar la saturación en este punto.

Desde el punto B se realiza un ensayo de consolidación convencional hasta alcanzar el punto C, que corresponde a la tensión donde se recupera el índice de vacío (o el volumen de la muestra) inicial del punto A, este punto corresponde a la presión de hinchamiento. Se observa, además, que la línea punteada sigue acercándose a la línea sólida, es decir, el grado de saturación aumenta con la compresión de la muestra.

Finalmente, la línea punteada converge a la línea sólida en el punto D, donde la muestra alcanza un 100% de saturación, y la succión matricial $u_a - u_w$ se hace cero.

De acuerdo a CGS (2006), en un suelo expansivo el volumen del suelo aumenta como resultado de la reducción de la succión matricial. Similarmente, el volumen del suelo disminuye como resultado de un aumento en la succión matricial. El volumen del suelo puede también modificarse de manera independiente como resultado de cambios en la carga externa.

IDENTIFICACIÓN DE ARCILLAS EXPANSIVAS

5. IDENTIFICACIÓN DE ARCILLAS EXPANSIVAS

5.1. DEPÓSITOS DE SUELOS EXPANSIVOS

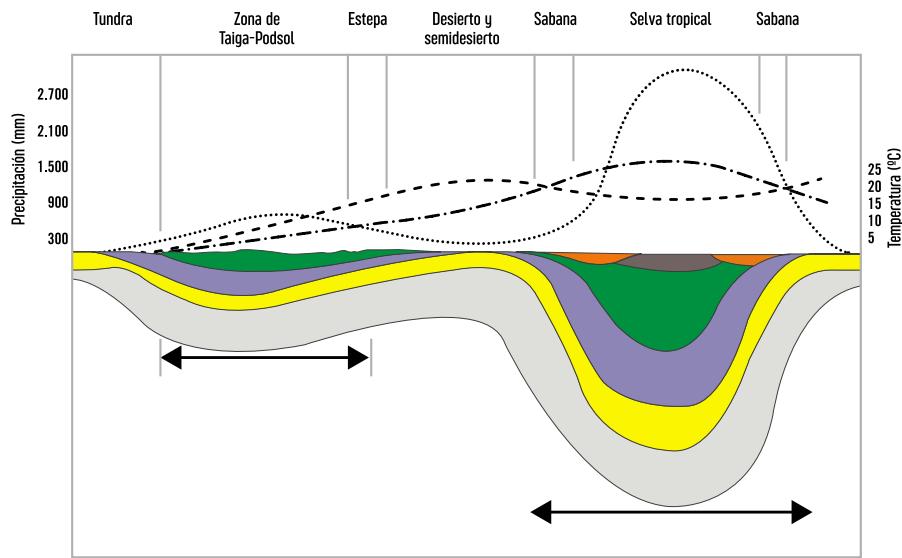
Las arcillas se forman, principalmente, a partir de la meteorización de rocas y partículas de suelo superficiales. El proceso de meteorización incluye desagregación física y degradación química que cambian los minerales originales a minerales de arcilla. La meteorización no es uniforme, una muestra de arcilla puede contener distintos grados de meteorización.

Los factores que influyen en la meteorización de la roca y formación de arcillas incluyen el tipo de roca, la cantidad de agua disponible, la temperatura, la presencia de material orgánico y el tiempo.

El clima, a través de los parámetros de humedad y temperatura, controla fuertemente el proceso formador de arcillas a partir de los silicatos. Así, en condiciones de humedad y calor la hidrólisis dará lugar a arcillas caoliníticas, e incluso a un residuo final de gibbsita, Al(OH)_3 . Por el contrario, en climas áridos la arcilla predominante resulta ser del tipo illita-esmectita (ver Figura 5.1). Cabe destacar, no obstante, que los procesos formadores de arcillas son extraordinariamente complejos, por lo cual, lo anteriormente dicho tiene que ser tomado únicamente en el contexto de una simplificación didáctica.

La expansividad de los suelos tiende a manifestarse de manera más notoria en climas áridos o semiáridos que en climas húmedos. Esto debido a que los climas áridos o semiáridos están más expuestos a experimentar cambios de humedad producto de lluvias esporádicas o de la acción humana. En cambio, en climas húmedos existe normalmente suficiente agua en el terreno para mantener las arcillas en su máximo grado de hinchamiento.

Una forma de identificar visualmente la presencia de arcillas expansivas es la formación de grietas en el terreno, en épocas de bajas precipitaciones, como se muestra en la Figura 5.2. Estas grietas son el reflejo del cambio de volumen experimentado por el terreno producto de la pérdida de humedad.



← **Figura 5.1:**
Tipos y espesores característicos de suelos formados en las distintas zonas climáticas (UCLM, 2016).



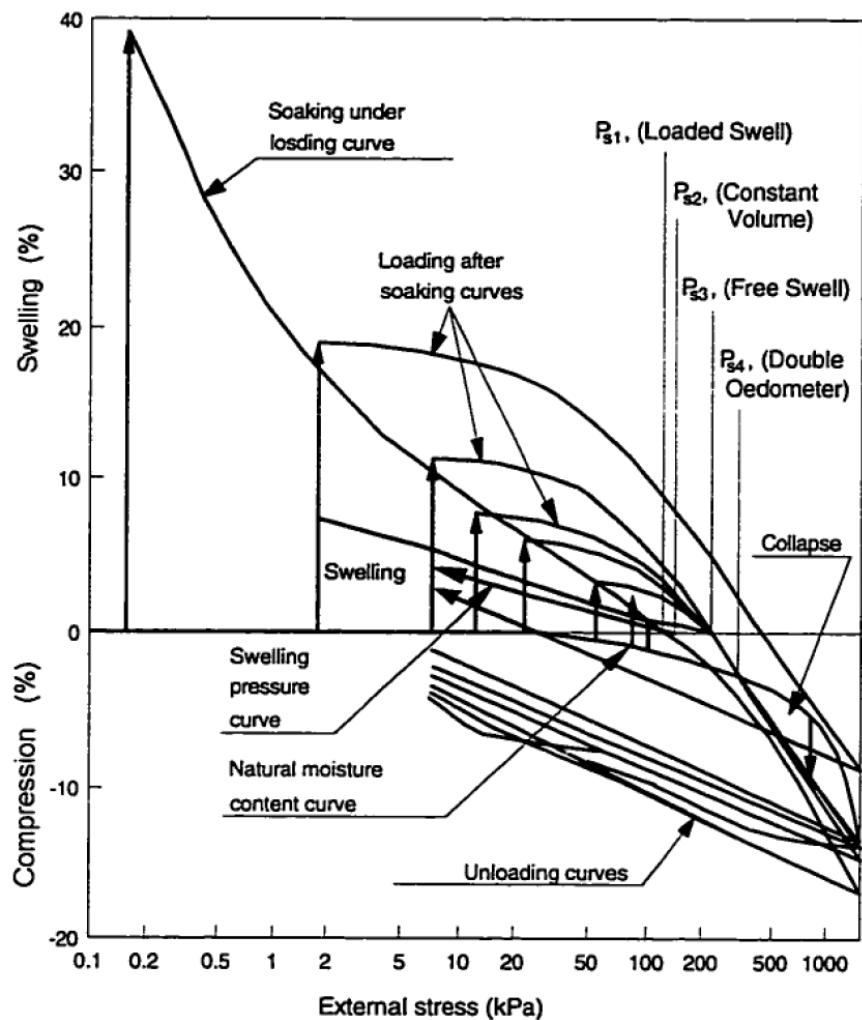
← **Figura 5.2:**
Grietas de secado en arcillas expansivas

5.2. CUANTIFICACIÓN DEL GRADO DE EXPANSIVIDAD

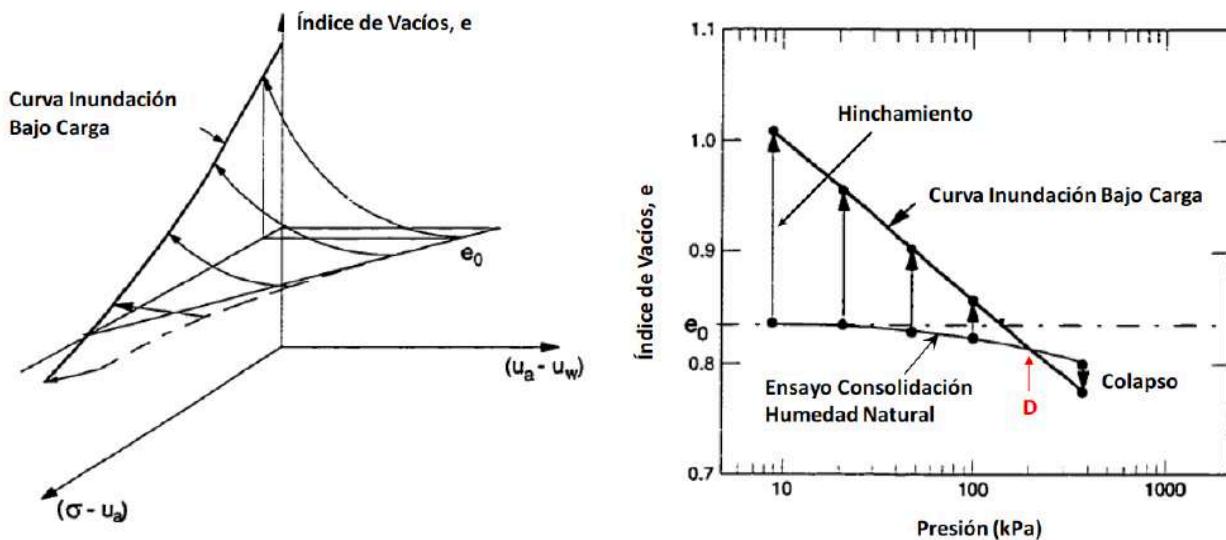
La forma más directa de evaluar el aumento de volumen producido por un incremento del contenido de humedad, es decir, el potencial expansivo de la arcilla, es mediante ensayos en muestras inalteradas, que conservan la estructura y la humedad del material en terreno. A partir de muestras inalteradas se puede medir el hinchamiento libre y la presión de hinchamiento usando el equipo edométrico, normalmente empleado para la realización de ensayos de consolidación. De Justo et al. (2002) realizó una serie de ensayos para estudiar el hinchamiento libre y la presión de hinchamiento. Sus resultados se resumen en la Figura 5.3, e incluyen ensayos de consolidación de muestras no saturadas (humedad natural), y saturadas bajo distintas cargas verticales (presión externa).

Figura 5.3: →

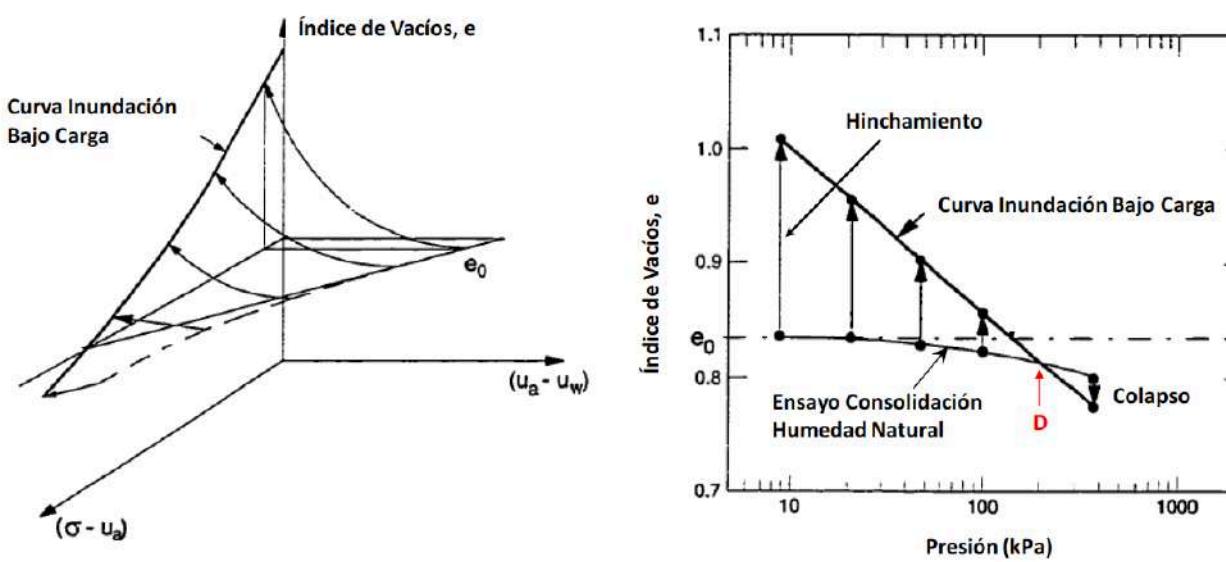
Ensayos de hinchamiento de suelos (De Justo et al., 2002).



El comportamiento observado en la Figura 5.3 puede representarse, de manera simplificada, como se muestra en las Figs. 5.4 y 5.5. Discusión de los ensayos de hinchamiento libre y presión de hinchamiento se presenta a continuación.



↑ Figura 5.4: Trayectoria de tensión-deformación ensayo de consolidación (Modificado de Shuai, 1996).



↑ Figura 5.5: Curva de inundación bajo carga en 3 dimensiones (izquierda) y 2 dimensiones (derecha) (Modificado de Shuai, 1996).

5.2.1. ENSAYO DE HINCHAMIENTO LIBRE

El ensayo de hinchamiento libre (ASTM D 4546) se realiza inundando la muestra en un equipo edométrico y permitiendo que se expanda verticalmente bajo una presión de contacto o sobrecarga vertical de 10 kPa (0.1 kg/cm²), hasta que la deformación vertical se haya estabilizado (desde el Punto A al Punto B en la Figura 5.4). La deformación vertical total de la muestra se denomina hinchamiento libre.

También es posible la medición del hinchamiento bajo una carga, superior a 10 kPa. La carga a ser aplicada, normalmente, corresponde a la carga que el suelo experimentará en terreno. A medida que se aplica la carga, sin saturar la muestra, se realiza un Ensayo de Consolidación a Humedad Natural como se muestra en las Figs. 5.4 y 5.5.

Al igual que para la prueba de hinchamiento libre, una vez alcanzada la carga vertical deseada, se satura la muestra y se mide la deformación vertical de la muestra hasta que esta se estabilice. La deformación que alcanza la muestra durante el hinchamiento bajo distintas cargas define la Curva Inundación Bajo Carga, como se muestra en las Figs. 5.3 y 5.5 (no mostrada en la Figura 5.4).

Durante un ensayo de hinchamiento libre en una muestra no saturada, la succión matricial ($u_a - u_w$) disminuye a medida que aumenta el grado de saturación de la muestra, llegando a cero para el caso de 100% saturado. En el caso de las arcillas expansivas, esta disminución de succión matricial implica un aumento de volumen de la muestra.

Cabe notar que la curva que describe el Ensayo de Consolidación a Humedad Natural (Figs. 5.4 y 5.5), bajo cierta presión externa, cruza la Curva de Inundación Bajo Carga en el plano (e vs. Presión, o e vs. $\sigma - u_a$), como se muestra en el Punto D de la Figura 5.5 (derecha). La relevancia de este fenómeno radica en que, para presiones mayores a la correspondiente al Punto D, la estructura del suelo es inestable y producto de la saturación, el suelo experimenta colapso y no hinchamiento. El estudio de los suelos colapsables no es parte del alcance de este documento, sin embargo, su identificación es igualmente relevante en la ingeniería civil.

5.2.2. ENSAYO DE PRESIÓN DE HINCHAMIENTO

La Presión de Hinchamiento es la presión requerida para prevenir la expansión del suelo en contacto con el agua. Para determinar la Presión de Hinchamiento también se usa un equipo edométrico donde, luego de la medición del hinchamiento libre, la muestra se somete a varios incrementos de carga, realizando un ensayo de consolidación convencional, hasta que la muestra recupere su índice de vacíos que tenía antes de la saturación (desde el Punto B al Punto C en la Figura 5.4). La presión total aplicada hasta este punto, se define como la Presión de Hinchamiento.

Existe otra forma de hacer este ensayo, la cual consiste en mantener la muestra en el edómetro con su altura inicial constante, es decir, sin deformación, ajustando la presión vertical sobre la muestra a medida que esta se satura gradualmente. El ensayo consiste en aplicar sobrecargas de manera incremental para mantener la muestra sin variación de volumen (desde el Punto A al Punto C en la Figura 5.4). A partir de este ensayo, también se puede determinar la presión de hinchamiento.

De Justo et al. (2002) presenta una discusión respecto al ensayo de presión de hinchamiento, en base a que en las obras, en general, primero se carga el suelo (en su estado de humedad natural) y posteriormente se humedece (o satura). En este contexto, la presión de hinchamiento es algo mayor si se carga el suelo antes de que entre en contacto con el agua, debido a que la deformación asociada a la presión de hinchamiento no será nula como en el caso del ensayo convencional de presión de hinchamiento, sino aquella que corresponda al estado de carga que la muestra experimentará en terreno (Punto D en la Figura 5.5 – derecha).

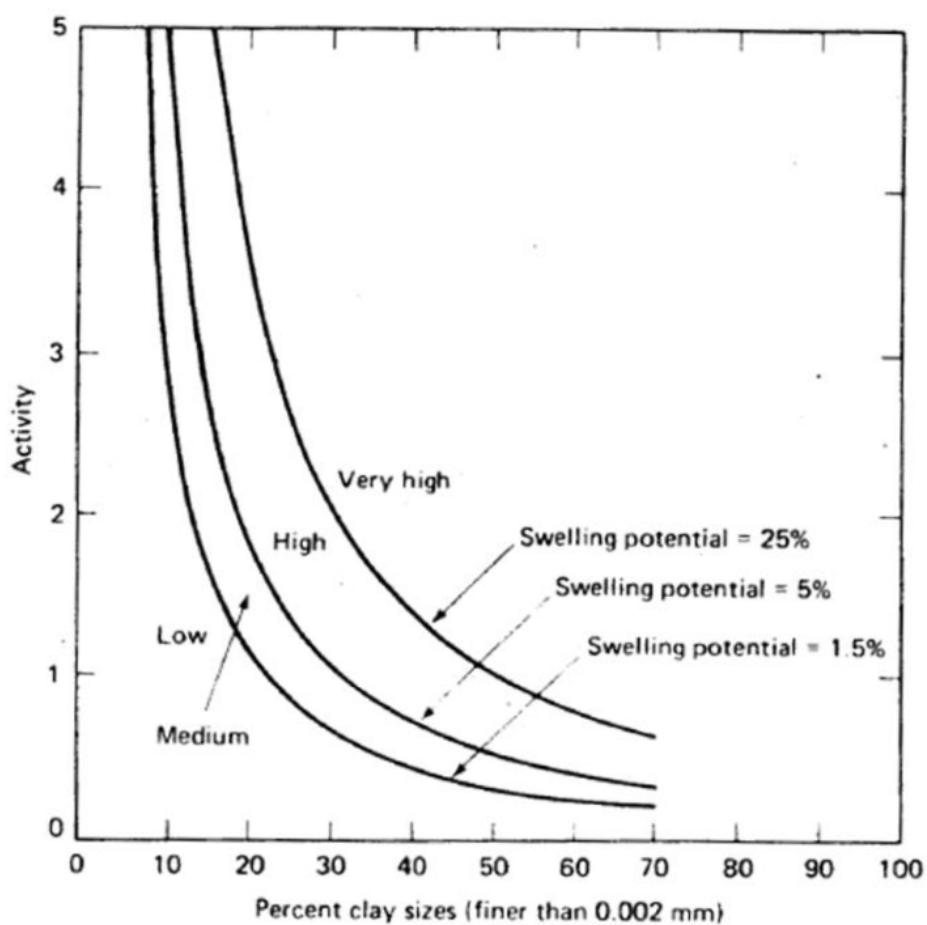
Es importante notar que una muestra de suelo experimenta algún grado de aumento de volumen entre el momento de su extracción en terreno hasta el momento del ensayo. Este efecto rebote disminuye la medición de la presión de hinchamiento, con respecto a aquella en terreno (Fredlund, 1969). En este contexto, la presión de hinchamiento es una medida del estado tensional in-situ de una arcilla expansiva, incluyendo tensiones totales y tensiones asociadas a la succión matricial (en caso de que el suelo se encuentre no saturado), y no una propiedad exclusiva de la arcilla o su mineralogía (CGS, 2006).

5.3. CLASIFICACIÓN DE ARCILLAS SEGÚN EXPANSIVIDAD

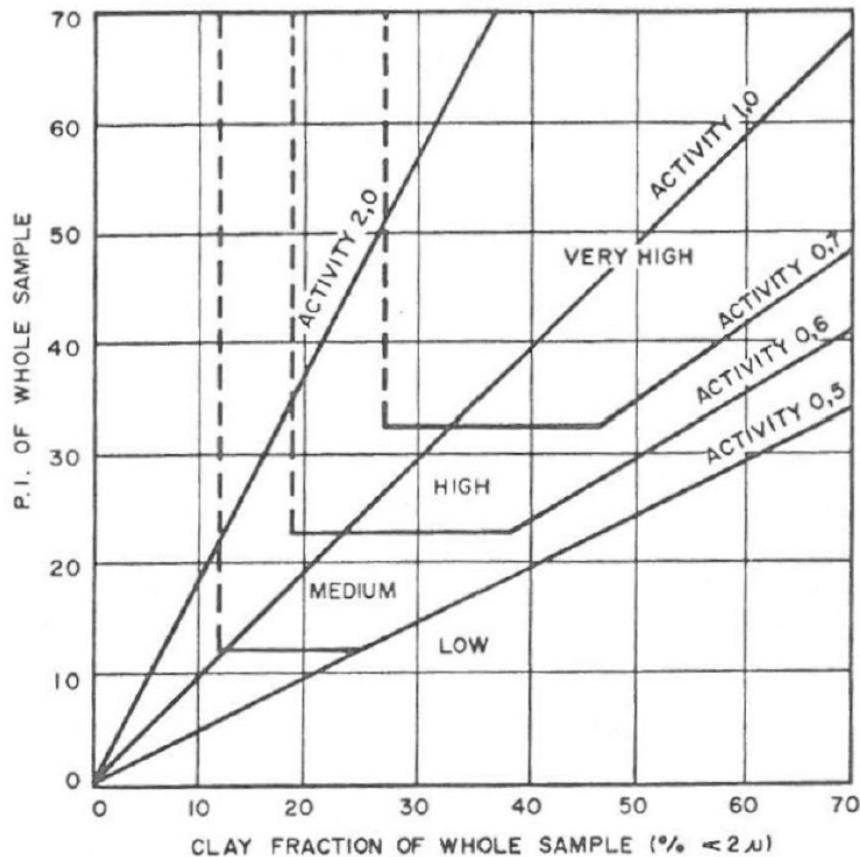
Varias metodologías han sido desarrolladas con el objetivo de clasificar las arcillas según su grado de expansividad, a partir de propiedades índice. Seed et al. (1962) desarrolló el gráfico de la Figura 5.6 para evaluar el Potencial de Hinchamiento (Swelling Potential) de suelos compactados en función del porcentaje de partículas con tamaño arcilla (menor a 0.002 mm) y la Actividad (Activity) de la arcilla.

Figura 5.6: →

Clasificación del Potencial Expansivo según Seed et al. (1962).



Algo similar propuso Van der Merwe (1975), a partir del IP de la muestra completa, junto con el porcentaje de arcilla, como datos de entrada: (Figura 5.7).

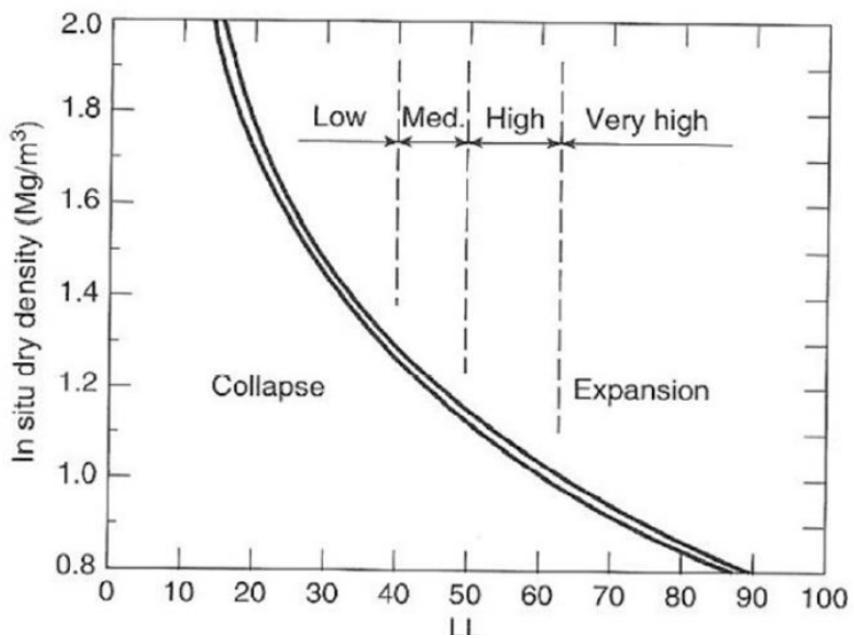


← **Figura 5.7:**
Clasificación del Potencial Expansivo según
Van der Merwe (1975).

Gibbs (1969) y Mitchell et al. (1975) propusieron una frontera entre los suelos colapsables y los suelos expansivos, como una función entre la densidad seca del suelo y el límite líquido (LL) (Figura 5.8).

Figura 5.8: →

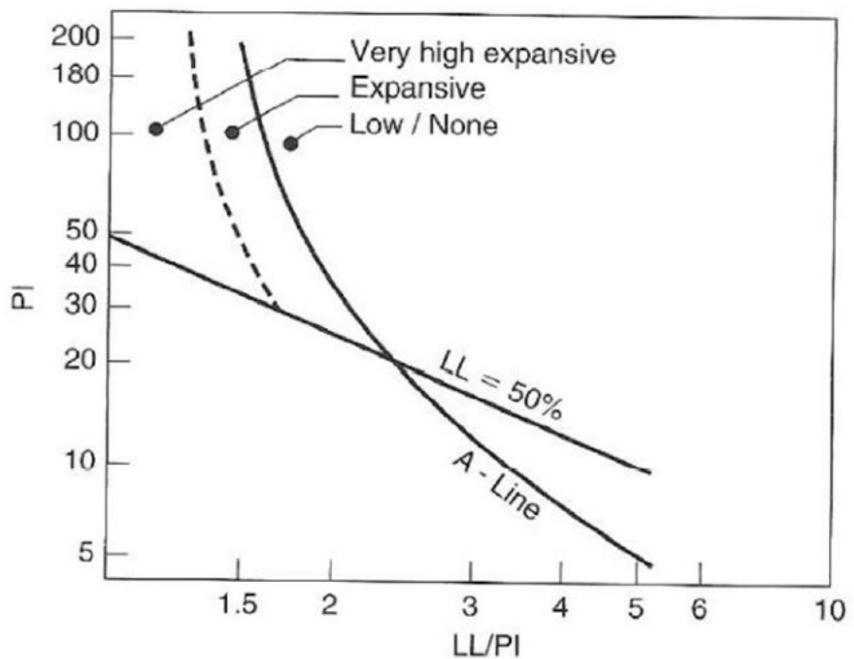
Límite entre Suelos Colapsables y Expansivos (Gibbs, 1969 y Mitchell et al., 1975).



Marin-Nieto (1997 y 2007) identificó zonas de alta, media, y baja o nula expansividad a partir de una reformulación de la carta de plasticidad. (Figura 5.9).

Figura 5.9: →

Clasificación del Potencial Expansivo según Marin-Nieto (1997 y 2007).



La normativa ASTM D 4829 define el Índice de Expansión como:

$$EI = \frac{\Delta H}{H_i} \cdot 1000$$

Bowles (1996) resume los rangos del Índice de Expansión, como función de los Límites de Atterberg.

Potencial de Expansividad	Índice de Plasticidad (%)	Límite de Contracción (%)	Límite Líquido (%)	Índice de Expansión, EI
Bajo	< 18	> 15	20 - 35	21 - 50
Medio	15 - 28	10 - 15	35 - 50	51 - 90
Alto	25 - 41	7 - 12	50 - 70	91 - 130
Muy Alto	> 35	< 11	> 70	> 130

← **Tabla 5.1:**
Potencial de Expansividad (Bowles, 1996).

En resumen, existe una serie de herramientas disponibles en la literatura técnica que permiten discriminar si un suelo fino tiene o no potencial de presentar un grado de expansividad importante, a partir de ensayos relativamente rápidos y de bajo costo, como son los ensayos de granulometría e hidrometría, junto con ensayos de Límites de Atterberg.

5.4. ARCILLAS EXPANSIVAS EN CHILE

Se ha llevado a cabo una recopilación de antecedentes con el propósito de identificar sectores a lo largo del país donde ha sido observada la presencia de arcillas con características expansivas. Como fuente de información se consideraron principalmente memorias de título realizadas en la Universidad de Chile acerca del tema (Cáceres, 2007; Durán, 1999; Viveros, 1994; Fernández, 1993; Araya, 1993; Queirolo, 1990; Meza, 1989; Rakela, 1987). A partir de lo informado en dichos trabajos, se elaboró la Tabla 5.2, que contiene un resumen de las localidades

estudiadas.

Se aprecia que este tipo de suelo fino se encuentra en una amplia extensión del territorio nacional, que abarca una longitud de aproximadamente 1200 km en el sentido norte-sur. No obstante, se advierte que la mayor parte de las localidades reportadas se ubican en la Región Metropolitana, lugar donde se ha concentrado la investigación acerca de arcillas expansivas.

En la Figura 5.10 se presenta un mapa con la ubicación de las arcillas expansivas presentes en la cuenca de Santiago, realizado por Cáceres (2007). Al observar el mapa se advierte que dichos suelos se concentran

Tabla 5.2: →
Localidades estudiadas.

Región de Atacama	El Salvador
	Copiapó
Región de Valparaíso	Valparaíso
	Batuco
	Colina
	Huechuraba
	La Dehesa
	La Florida
	Lo Barnechea
	Maipú
	Melipilla
	Peldehue
	Peñalolén
	Puente Alto
	Quilicura
	Recoleta
Región del Maule	Talca
Región del Biobío	Nacimiento

hacia el oriente de la capital, en el sector precordillerano.

En los trabajos consultados se dispone de resultados de ensayos de laboratorio efectuados para la cuantificación de las características

expansivas de las arcillas estudiadas. Dichos resultados corresponden principalmente a ensayos de hinchamiento libre y de presión de hinchamiento. A modo de resumen, en la Tabla 5.3 se presentan los rangos de valores obtenidos en los ensayos mencionados.

Como se observa, se informan valores de hinchamiento libre que alcanzan hasta el 31%, y presiones de hinchamiento máximas de hasta 22 kg/cm². Estos resultados particularmente altos permiten afirmar que, cualquier estructura que sea emplazada sobre dicha arcilla, presentará daños estructurales importantes si la característica expansiva del terreno no es considerada en el diseño de la misma.



← **Figura 5.10:**
Presencia de arcillas expansivas en la cuenca de Santiago (Cáceres, 2007).

Por otra parte, en el estudio de Rakela (1987) se realizaron ensayos de difracción de rayos X con el propósito de identificar los minerales de arcillas presentes en muestras obtenidas de las localidades de La Dehesa y Peldehue. El resultado de dichos ensayos arrojó en ambas muestras la presencia de Esmectitas, hecho que se condice con las características expansivas observadas en dichos suelos.

Tabla 5.3: →

Rango de valores de hinchamiento libre y presión de hinchamiento de arcillas expansivas.

Localidad	Hinchamiento libre (%)		Presión de Hinchamiento (kg/cm ²)	
	min.	max.	min.	max.
Batuco	0.5	9.8	0.1	3.5
Colina	4.2	9.8	0.2	17.4
Huechuraba*	1.5	1.9	—	—
La Dehesa	2.2	8.7	2.1	12.3
Lo Barnechea*	1.0	6.6	—	—
Maipú	0.5	4.9	0.3	0.7
Melipilla	30.6		8.4	
Peldehue	0.8	11.8	0.7	5.0
Puente Alto*	0.1	1.4	—	—
Quilicura	5.0	30.9	1.3	21.9
Recoleta	0.3		—	
Talca	0.1	12.2	0.4	6.8

*En los casos de Huechuraba, Lo Barnechea y Puente Alto no se dispone de resultados de hinchamiento libre y/o presión de hinchamiento. Los resultados indicados corresponden a porcentajes de expansión en ensayos CBR.

RESUMEN DE INFORMACIÓN PROYECTOS MINVU

6. RESUMEN DEFORMACIÓN PROYECTOS MINVU

6.1. INFORMES DE MECÁNICA DE SUELOS ANALIZADOS

Para la realización del presente documento, se ha utilizado la información proporcionada por MINVU, respecto a informes de mecánica de suelos de proyectos de construcción de viviendas sociales localizados en las regiones de Valparaíso, O'Higgins, Biobío, La Araucanía, Metropolitana, Los Ríos y Los Lagos.

A modo de resumen, en la Tabla 6.1 se listan la totalidad de los informes proporcionados.

Tabla 6.1: →

Resumen de antecedentes proporcionados por Minvu.

Región	Provincia	Nº Proyectos	Nº Proyectos que involucran suelos finos
Valparaíso	Petorca	3	3
	San Antonio	4	4
O'Higgins	Cachapoal	1	1
Biobío	Arauco	2	2
	Concepción	2	2
La Araucanía	Ñuble	1	1
	Cautín	4	3
Los Lagos	Chiloé	5	2
	Llanquihue	21	6
	Osorno	9	5
	Palena	1	1
Metropolitana	Melipilla	1	1
Los Ríos	La Unión	1	0
	Panguipulli	1	1
	San José de la Mariquina	1	1
	Valdivia	3	3
TOTAL		60	36

Se observa que del total de los antecedentes entregados por el MINVU, correspondiente a 60 proyectos, solo 36 de ellos involucran estratos de terreno natural compuestos por suelo fino.

Los ensayos de laboratorio realizados en los estudios de mecánica de suelos que fueron enviados corresponden a ensayos granulométricos, límites de Atterberg, y en algunos casos, se contempló la ejecución de ensayos de compactación Proctor y CBR. La información que se obtiene de los ensayos antes mencionados sólo permite identificar la posible existencia de un suelo potencialmente expansivo, por tanto, no es suficiente para comprobar o descartar la ocurrencia del fenómeno de hinchamiento.

Como resultado de la revisión de los antecedentes proporcionados se observa que solo en 9 proyectos se hace mención sobre la posibilidad de que se trate de suelos potencialmente expansivos. Adicionalmente, utilizando los dos criterios propuestos para la identificación de suelos potencialmente expansivos ($LL \geq 30\%$ e $IP \geq 0.73*(LL-20)$, los cuales son detallados en el capítulo 4 del presente documento, se advierte que existen 14 proyectos que estarían emplazados sobre suelos potencialmente hinchables. En consecuencia, existirían proyectos emplazados sobre arcillas potencialmente expansivas que no serían advertidas en los informes de mecánica de suelos.

Considerando los proyectos donde se identificaron estratos potencialmente hinchables, sólo en dos se ejecutaron ensayos de hinchamiento los cuales corresponden al Proyecto "Conjunto Habitacional Los Jazmines de Melipilla", en la Región Metropolitana, donde se realizaron ensayos de Hinchamiento Libre y Presión de Hinchamiento; y en el Proyecto "Loteo San Expedito", en la Región de Valparaíso, donde se realizaron ensayos de Presión de Hinchamiento.

Este hecho confirma que es necesario el desarrollo de una metodología que permita la adecuada identificación y caracterización del terreno en todos los proyectos que estén emplazados sobre suelos potencialmente expansivos.

6.2. PROYECTOS MINVU EN SUELOS EXPANSIVOS

6.2.1. LOTEO SAN EXPEDITO, SAN JOSÉ DE LA DEHESA (REGIÓN DE VALPARAÍSO)

El proyecto San Expedito corresponde a viviendas pareadas de dos pisos más una sede comunitaria. La información proporcionada por el MINVU corresponde al estudio de la mecánica de suelos del sector, cuyo objetivo fue investigar las causas de daños producidos en los radieres de las viviendas existentes y determinar posibles problemas estructurales.

En el estudio se detalla que la construcción se llevó a cabo cumpliendo con las especificaciones técnicas del proyecto, teniendo en cuenta la existencia de suelos de alta plasticidad. Sobre la base de esta información se decidió extraer, previo a la construcción de las viviendas, un espesor de entre 1.0 a 1.5 m de terreno. No obstante, de acuerdo al análisis desarrollado en el estudio, el suelo es excesivamente plástico y, además, es expansivo hasta profundidades que superan los 1.5 m bajo el nivel actual de terreno, es decir, después de la extracción inicial de terreno.

En el estudio se indica que se realizó una nueva serie de ensayos de laboratorio, incluyendo ensayos de presión de hinchamiento a distintas profundidades, variando esta desde 0.0 a 3.6 kg/cm². Adicionalmente, con el objetivo de determinar el potencial de expansión del estrato, se midió la presión a partir de una deformación libre de 2 mm, no obstante, las muestras no pudieron alcanzar dicho nivel de deformación. En consecuencia, se concluyó que las arcillas presentan una presión de hinchamiento relativamente alta, pero con deformaciones bajas.

6.2.2. LOTEO ALTOS DE CATAPILCO, ZAPALLAR (REGIÓN DE VALPARAÍSO)

En el informe de mecánica de suelos asociado al proyecto Loteo Altos de Catapilco se entregan los antecedentes del subsuelo necesario para el diseño de las fundaciones y pavimentos.

De acuerdo a la campaña de exploración y los resultados de los ensayos de laboratorio, en dicho informe se concluye que el suelo de fundación está constituido por cuatro horizontes. El primero corresponde a una capa vegetal de matriz arcilla limo arenosa; el estrato H-2 corresponde

a arcillas de alta plasticidad donde se aprecian grietas de retracción de 1 cm de espesor; el estrato H-3 es una arcilla limo arenosa de baja plasticidad y el horizonte H-4 corresponde a una arena limo arcillosa tipo maicillo.

De acuerdo a las características del subsuelo, en el informe se define el sello de fundación en el horizonte H-3, ya que se presume que los suelos del horizonte H-2 son expansivos. Cabe mencionar que aun cuando se presumió que el suelo H-2 podría ser expansivo, no se realizó ningún ensayo para verificar el hinchamiento del terreno.

6.2.3. ALTOS DE BELLAVISTA (REGIÓN DE VALPARAÍSO)

El Proyecto Altos de Bellavista consta de 3 documentos. El primero corresponde al Informe Geotécnico previo a la construcción del Conjunto Habitacional, desarrollado en Mayo del 2012. En el documento se identifica un primer estrato de suelo arcilloso que podría variar su consistencia con la saturación, en base a esto se recomienda la excavación de las estructuras a una profundidad de al menos 1.2 m (estrato arcilloso) o hasta el estrato de suelo limoso y/o arenoso.

El segundo documento corresponde a un análisis posterior a la construcción de las viviendas, donde se detalla que existen aproximadamente 116 viviendas con fisuramiento en radieres producto de la expansión e hinchamiento del subsuelo. En base a esto, se realizaron ensayos de clasificación, Proctor, CBR, entre otros, donde se concluye que el suelo de fundación corresponde a arcillas de plasticidad media a alta, arcillas arenosas y arcillas limosas con un porcentaje de expansión de hasta 5% según el ensayo CBR. Producto de los daños, se recomienda la demolición y extracción de todos los radieres. En la Figura 6.1 se presentan las fisuras observadas en los radieres de las viviendas del Conjunto Habitacional.

Finalmente, el tercer documento corresponde a la verificación de la estructura actual del mejoramiento existente en terreno (compactación y CBR) y la comparación con lo aprobado en el proyecto de pavimentación. Se realizó una nueva campaña de exploración donde se realizaron ensayos de clasificación, Proctor y CBR, de lo cual se concluye que los suelos son eminentemente arcillosos con características expansivas variables, de baja calidad estructural.

Figura 6.1: →

Fisuras y agrietamientos en radieres.
Proyecto Altos de Bellavista.



Es necesario hacer notar que no se realizaron ensayos específicos tendientes a evaluar el potencial de hinchamiento.

6.2.4. CONJUNTO HABITACIONAL COLINAS DE LLOLLEO (REGIÓN DE VALPARAÍSO)

El objetivo del informe de mecánica de suelos del proyecto Colinas de Lolleo, proporcionado por el MINVU, fue conocer los antecedentes del subsuelo que permiten el diseño y cálculo de las fundaciones de las estructuras y pavimentos interiores del Conjunto Habitacional.

Se identificaron tres estratos del terreno. El primer horizonte corresponde a un relleno y capa vegetal de matriz arcillosa con grietas de retracción de 2 cm, el horizonte H-2 está conformado por una arcilla de baja a alta plasticidad, la cual debido a la presencia de grietas y su alto índice de plasticidad, presentaría características expansivas medias a altas. Finalmente, se define el estrato H-3 como una arcilla limo arenosa. En base a las características del subsuelo-en dicho informe-se recomienda que el sistema de fundación sea en el horizonte H-3, ya que los horizontes H-1 y H-2 son suelos expansivos.

Cabe mencionar que en este proyecto no se ejecutaron ensayos de hinchamiento libre ni presión de hinchamiento, por lo tanto no se evaluó el en nivel de hinchamiento del terreno.

6.2.5. LOTEO AGUAS SALADAS ETAPA 1 Y ETAPA 2 (REGIÓN DE VALPARAÍSO)

Los documentos asociados a los dos proyectos denominados Aguas Saladas 1 y Aguas Saladas 2 corresponden a la entrega de antecedentes del subsuelo, necesarios para el diseño y cálculo de las fundaciones de ambos Conjuntos Habitacionales.

De acuerdo a la campaña de exploración y ensayos de laboratorio, el perfil estratigráfico está conformado por tres horizontes. El primero corresponde a una capa vegetal de matriz arcillo limo gravosa; el estrato H-2 corresponde a arcillas de alta plasticidad y el estrato H-3 está conformado por arcilla limosa a limo arcillosa de baja plasticidad.

En el documento se indica que los suelos presentan una plasticidad media a alta por lo que son potencialmente expansivos. En consecuencia, en dicho documento se señala que el sello de fundación para ambas etapas del proyecto se sitúa en el horizonte H-3.

6.2.6. LOTEO SANTA ROSA SUR, PELEQUÉN, MALLOA (REGIÓN DE O'HIGGINS)

El proyecto Loteo Santa Rosa Sur consta de dos documentos técnicos. En el primer documento se concluye que el terreno está compuesto por un primer estrato de capa vegetal, el cual sobreyace un estrato de arcilla limosa de plasticidad media a baja con índice de plasticidad entre 9 a 12% y un porcentaje de expansión en torno a 3% según CBR.

En el segundo documento se exponen las modificaciones necesarias a efectuar a las fundaciones y radieres del proyecto, debido a una incongruencia en la información de los ensayos realizados anteriormente. Esto se vio evidenciado durante las obras de construcción iniciadas en mayo del 2016, cuando producto de la alta saturación de humedad por las lluvias y el desborde persistente de dos acequias, se detectaron dos estratos de suelos de características diferentes a los mencionados en el primer informe.

Se identificó un estrato bajo la capa vegetal hasta 1.0 m de profundidad de características expansivas y otro estrato hasta los 2.3 a 3.5 m de profundidad (correspondiente al estrato identificado en el primer documento).

Producto de lo anterior, se realizaron nuevos ensayos donde se evaluaron Índices de Plasticidad entre 13 a 21, mayores a los indicados en el primer documento. En base a esto, en el documento se indica que manteniendo el diseño original de fundaciones y radieres, existe un riesgo latente que producto de las expansiones y contracciones del suelo, puedan fallar estos elementos.

Es importante señalar que solo se realizaron ensayos de clasificación en la nueva serie de ensayos, con lo cual no se analizó cuantitativamente el potencial de expansión del estrato.

6.2.7. VILLA EL ESTERO CHOLCHOL (REGIÓN DE LA ARAUCANÍA)

En el documento asociado al proyecto de construcción de viviendas de Villa el Estero de la comuna de Cholchol, se destaca que el suelo de fundación presenta un estrato de arcillas de alta plasticidad, el cual sobreyace un estrato de limo de baja plasticidad. Se advierte, de acuerdo a los ensayos de laboratorio, un potencial de expansión medio a alto con valores de hasta un 4% de expansión según el ensayo CBR, por lo cual se recomienda un reemplazo del terreno.

6.2.8. CONJUNTO HABITACIONAL LOS JAZMINES DE MELIPILLA (REGIÓN METROPOLITANA)

En el informe de mecánica de suelos se concluye que el suelo de fundación corresponde a un primer estrato de capa vegetal en matriz limo arcillo arenoso, el cual sobreyace un segundo estrato de arcillas arenosas y limos arenos arcillosos de plasticidad media a alta, seguido de un tercer estrato de arenas arcillosas de compacidad media a alta, con finos de plasticidad baja a media.

En base a los resultados de ensayos en laboratorio, en el informe se destaca que las muestras de suelo clasifican como CH (arcillas de alta plasticidad), CL (arcillas de baja plasticidad), ML-CL (limos y arcillas de baja plasticidad) y SM-SC (arenas limosas o arcillosas).

Adicionalmente, se ejecutaron ensayos de hinchamiento libre y presión de hinchamiento para 10 muestras de suelo. Los resultados indican que bajo los 0.98 m de profundidad el suelo no es expansivo. En tanto, desde los 0.3 a 0.98 m de profundidad los hinchamientos libres presentan un potencial expansivo medio y las presiones de hinchamiento indican un potencial expansivo bajo a medio, razón por la cual, se indica que se deben escarpar los primeros 0.4 m y llenar con material granular compactado al 92% del Proctor Modificado.

6.3. COMENTARIOS

A la luz de los análisis de los informes de mecánica de suelos que fueron enviados a CMGI para la obtención de parámetros de suelos expansivos, es posible señalar que, mayoritariamente frente a la presencia de suelos finos, no se están realizando los ensayos necesarios para una adecuada caracterización geotécnica. Esto le da un gran valor al presente documento que da las pautas para la ejecución de ensayos en suelos expansivos.



IDENTIFICACIÓN DE UN SUELO EXPANSIVO

7. IDENTIFICACIÓN DE UN SUELO EXPANSIVO

7.1. SUELOS EXPANSIVOS CHILENOS

A la luz de la información obtenida desde los estudios de mecánica de suelos de proyectos MINVU proporcionados, y de la recopilación de antecedentes llevada a cabo en memorias de la Universidad de Chile, es posible identificar sectores a lo largo del país donde ha sido observada la presencia de suelos con características expansivas.

En la Figura 7.1 es posible apreciar que este tipo de suelo fino se encuentra en una amplia extensión del país, desde la localidad de El Salvador en la Región de Atacama hasta la isla grande de Chiloé. Cabe destacar, que la figura presentada no implica que no existan suelos con características expansivas en otros sectores del país.

Figura 7.1: →

Localidades con presencia de suelos con características expansivas.



De acuerdo a lo descrito anteriormente en la literatura técnica existen diversas correlaciones empíricas entre propiedades índice y el grado de expansividad de suelos finos. Con el propósito de validar la aplicabilidad de dichas correlaciones a los suelos presentes en nuestro país, se ha llevado a cabo una recopilación de antecedentes, utilizando como fuente de información memorias de título realizadas en la Universidad de Chile acerca del tema.

En la mayoría de los casos, el estudio de cada sector incluyó la excavación de calicatas y toma de muestras, las que fueron caracterizadas según su granulometría y carta de plasticidad. Para la evaluación de la expansividad del terreno, las muestras fueron sometidas a alguno de los siguientes ensayos:

- Hinchamiento Libre
- Presión de Hinchamiento
- Ensayo Lambe
- CBR
- Determinación de la Actividad
- Evaluación de la deformación en canchas de prueba

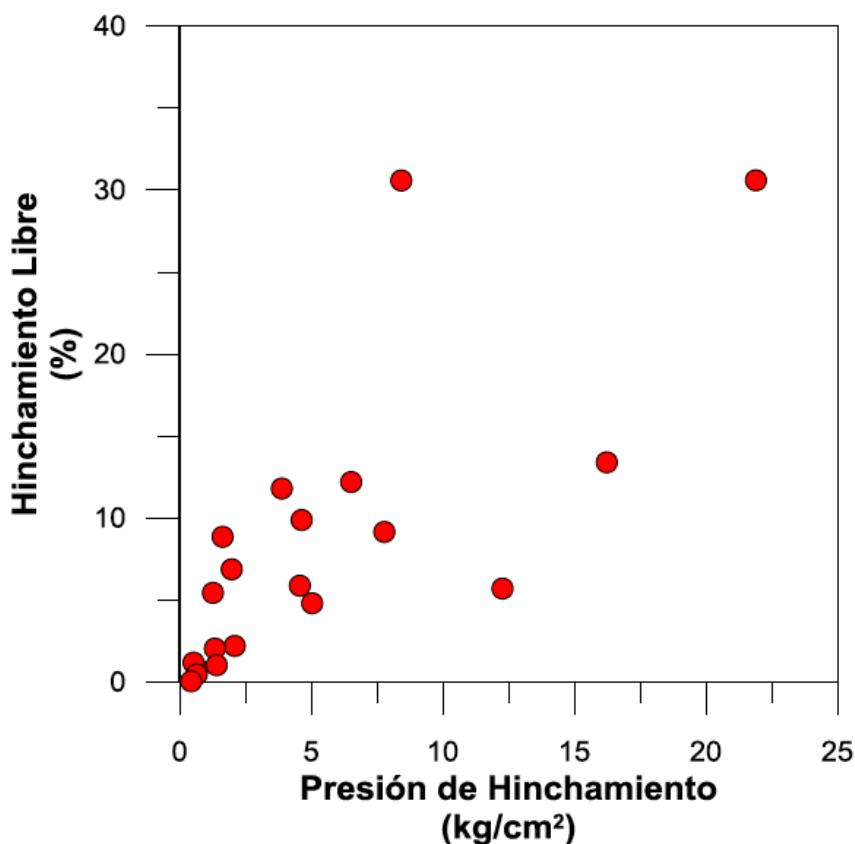
De dichos ensayos los más directos para cuantificar la expansividad de un material son el Hinchamiento Libre, Presión de Hinchamiento y la estimación de la deformación en canchas de prueba.

En la Tabla 7.1 se presenta un resumen de la información bibliográfica recopilada, incluyendo los resultados de los límites de Atterberg y de ensayos de Presión de Hinchamiento, Lambe, Hinchamiento Libre, Hinchamiento en etapa de saturación en CBR y la correlación a través de la metodología de Seed.

LUGAR	Desde (m)	Hasta (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	PH (kg/cm ²)	LAMBE (kg/cm ²)	HINCH. (%)	HINCH. CBR (%)	% SEED
La Dehesa	0.1	0.9	67.1	20	47.1	7.8	-	8.7	-	>25
	0.9	1.9	46.3	21.3	25	2.1	-	2.2	-	5 - 25
	1.9	2.7	63.7	19.4	44.3	12.3	-	5.7	-	> 25
	0.05	0.7	52.1	16.8	35.3	3.9	-	11.8	-	5 - 25
	0.7	1.45	33.2	17.5	15.7	0.7	-	0.8	-	5 - 25
	1.45	1.88	49.8	16	33.8	5.0	-	4.8	-	5 - 25
Batuco	0.2	2.3	77.6	30.1	47.5	0.1 - 3.5	-	0.5 - 9.8	-	-
Rinconada	0.15	0.45	29.2	14.6	14.6	0.3 - 0.7	-	0.5 - 4.9	-	-
Colina	0.2	0.35	32	18	14	0.2	-	-	-	-
	0.5	0.7	31	19	12	0.3	-	-	-	-
	2.5	4	40.1	21.2	18.9	-	-	9.8	-	-
	2.5	4	36.3	19.3	17	17.4	-	-	-	-
	0.8	2.5	31.4	21.6	9.8	0.2	-	-	-	-
	0.8	2.5	38.3	27.6	10.7	0.2	-	-	-	-
Huechuraba	9.9	10	-	-	-	-	-	4.2	-	-
	2.5	4	45.7	25.5	20.2	7.7	-	-	-	-
	1	4	32	25	7	-	0.2	-	-	-
	0.5	1.5	28	21	7	-	0.1	-	-	-
	0.4	0.6	35	21	14	-	-	-	1.7	-
	0.4	0.6	33	21	12	-	-	-	1.5 - 1.9	-
Lo Barnechea	0.25	0.5	63	23	40	-	-	-	4.9 - 6.6	-
	0.25	0.45	56	22	34	-	-	-	2.3 - 5.0	-
	0.5	0.7	39	22	17	-	-	-	2.5 - 3.3	-
	0.4	0.65	42	19	23	-	-	-	4.8 - 6.0	-
	0.3	0.5	32	16	16	-	-	-	1.0 - 1.3	-
	0.3	0.6	42	18	24	-	-	-	2.8 - 3.3	-
Quilicura	0.4	1	61	21	40	-	-	-	2.5	-
	0.3	0.6	38	19	19	-	-	-	1.6 - 1.8	-
	0.4	0.6	32	18	14	-	-	-	0.7 - 0.8	-
	0.4	0.65	33	17	16	-	-	-	1.7 - 2.0	-
	0.4	0.7	34	22	12	-	-	-	1.5	-
	-	-	88	30	58	-	-	-	-	39.1
Puente Alto	-	-	51	22	29	-	-	-	-	5.0
	-	-	67	23	44	-	-	-	-	16.1
	0.18	1.15	87.5	29.7	57.8	4.6 - 21.9	-	10.2 - 30.9	-	-
	1.15	2.1	50.3	20.7	29.6	1.3 - 2.0	-	5.0 - 8.9	-	-
	2.1	2.9	67.6	24.2	43.4	4.6 - 16.2	-	5.8 - 13.1	-	-
Melipilla	0.6	0.8	74.8	18.9	55.9	8.4	-	30.6	-	-
Recoleta	0.4	0.6	28	16	12	-	-	-	0.1 - 0.4	-
	0.4	0.6	31	19	12	-	-	-	0.8 - 1.4	-
	1	1.5	28	16	12	-	0.3	0.3	-	-
	2	2.5	36	21	15	-	0.4	-	-	-
	4	4.5	32	20	12	-	0.5	-	-	-
	8	8.5	36	21	15	-	0.2	-	-	-
Talca	1.5	2	29	18	11	-	0.3	-	-	-
	9	9.5	34	17	17	-	0.4	-	-	-
	0.3	2.2	54.5	19.6	34.9	0.5 - 6.8	-	0.9 - 12.2	-	-
	2.2	3.4	36.7	24.2	12.5	0.4 - 1.4	-	0.1 - 1.0	-	-

↑ Tabla 7.1: Recopilación de antecedentes bibliográficos.

Resulta importante señalar que no existe una correlación directa entre Presión de Hinchamiento e Hinchamiento Libre. A modo de ejemplo, en la Figura 7.2 se presentan resultados de muestras donde se realizaron ambos ensayos, visualizándose que hay muestras con una alta presión (13 kg/cm^2), pero que su expansión libre es de 5%, encontrándose en un rango bajo a medio de potencial de hinchamiento. En definitiva, muestras que exhiben una alta presión de hinchamiento no necesariamente se relacionan con un alto potencial de expansividad.



← **Figura 7.2:**
Relación entre Hinchamiento Libre y Presión de Hinchamiento.

7.2. IDENTIFICACIÓN DEL POTENCIAL DE HINCHAMIENTO

El potencial de expansividad se ha definido utilizando un criterio basado en los porcentajes propuestos por Bowles (1996), y que se detalla en la Tabla Nº 7.2.

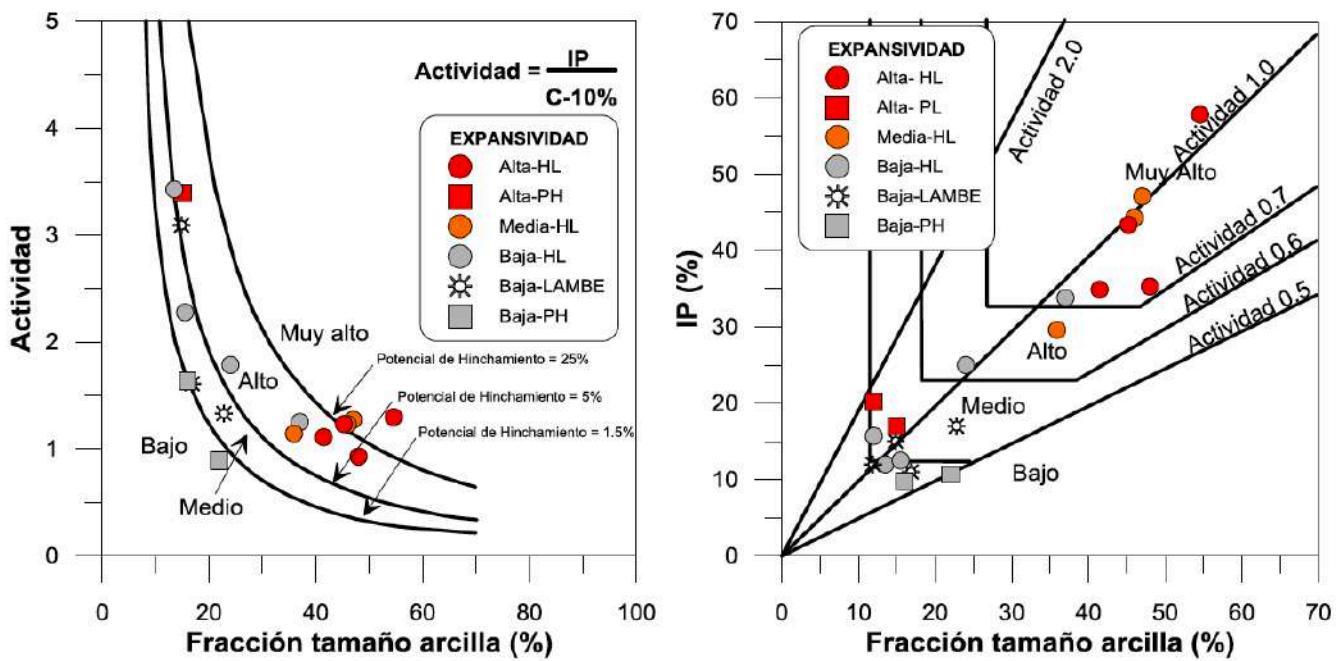
Tabla 7.2: →
Potencial de Expansividad.

Potencial de Expansividad	% de Hinchamiento
Bajo	< 5.0
Medio	5.1 - 9.0
Alto y Muy Alto	> 9.1

Tabla 7.3: →
Potencial de Expansividad según Presión de Hinchamiento.

Presión de Hinchamiento, kg/cm ²	Potencial de Expansividad
< 0.5	Bajo
> 0.5	Alto

En las muestras que se disponía de información, se determinó el contenido de finos tamaño arcilla y posteriormente, se evaluó la Actividad. Dichos antecedentes se grafican con las curvas de potencial de hinchamiento propuestas por Seed et. al. (1962) y Van der Merwe (1975) (ver Figura 7.3).



↑ Figura 7.3: Relación entre Potencial de Hinchamiento y Actividad, Fracción tamaño arcilla e IP, según los criterios de Seed et al. (1962) y Van der Merwe (1975).

En el caso de la curva propuesta por Seed se observa que en general los puntos con un potencial medio a alto se ubican correctamente dentro de los límites señalados como Alto o Muy Alto. No obstante, en el caso de encontrar una alta actividad y un bajo contenido de arcilla, o bien una baja Actividad y un alto contenido de arcilla, no es claro concluir sobre la expansividad de la muestra.

Por otra parte, con la metodología de Van der Merwe se observa una mayor discrepancia en algunos puntos según los resultados de ensayos y las áreas definidas por el autor, destacando un par de muestras de alto potencial según el ensayo de Presión de Hinchamiento, pero que se ubican en un área definida como Medio a Bajo potencial según Van der Merwe.

Teniendo presente que estos métodos requieren la determinación de la granulometría de la fracción fina, se estima que su uso para evaluar el potencial de hinchamiento no es del todo práctico. No obstante, su realización como ensayos complementarios constituye una información útil a la hora de evaluar el potencial de hinchamiento.

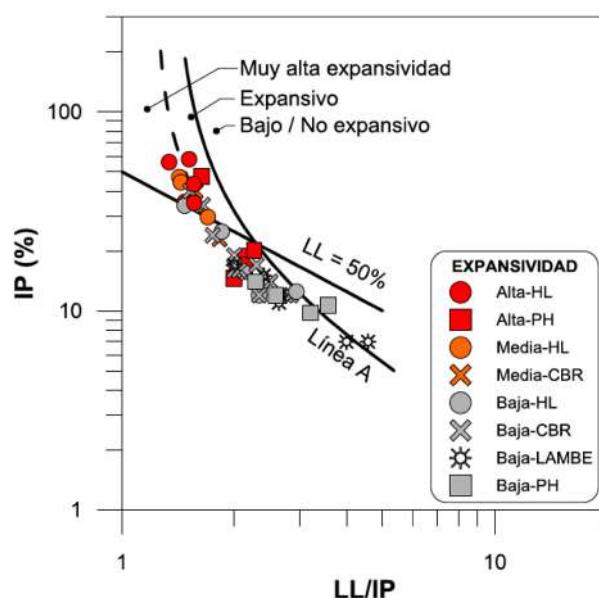
En el gráfico de la Figura 7.4 se incluye la información recopilada de acuerdo a lo propuesto por Marin-Nieto (1997 y 2007), Gibbs (1969) y Mitchell (1975) y además, se incluye la gráfica de carta de plasticidad con la clasificación de la fracción fina.

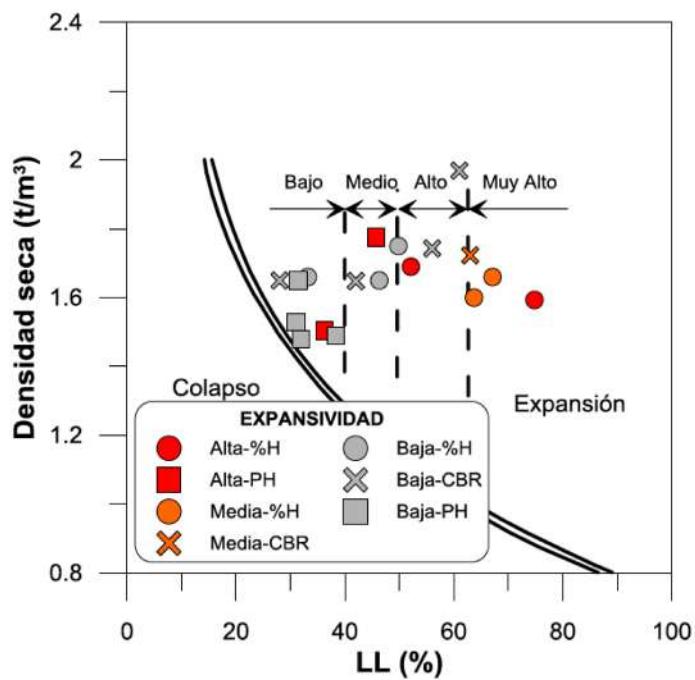
En este caso se ha considerado como límite entre un hinchamiento alto y uno bajo según la presión de hinchamiento indicada en la Tabla 7.3, mientras que en los ensayos CBR y la metodología de Seed se ha optado por utilizar el mismo criterio definido en la Tabla 7.2. Adicionalmente, en algunas muestras existe información de ensayos tanto de hinchamiento libre como de presión de hinchamiento, por lo que se ha considerado el primer valor como cifra representativa del comportamiento expansivo del material.

De la gráfica propuesta por Marin-Nieto se observa claramente que hay datos que presentan altos potenciales de expansividad, pero que se sitúan en áreas donde los autores definen que no existe potencial y que corresponden principalmente a resultados de ensayos de presión de hinchamiento y CBR. Por otra parte, si bien se observa una buena correspondencia entre los datos de bajo potencial y las curvas propuestas, existen algunos resultados de CBR que se ubican en zonas de potencial medio a alto, pese a presentar un reducido porcentaje de expansión. Es posible señalar que el procedimiento de ensayo de CBR destruye la estructura inicial del suelo, por lo que se estima no es un buen indicador del nivel de hinchamiento.

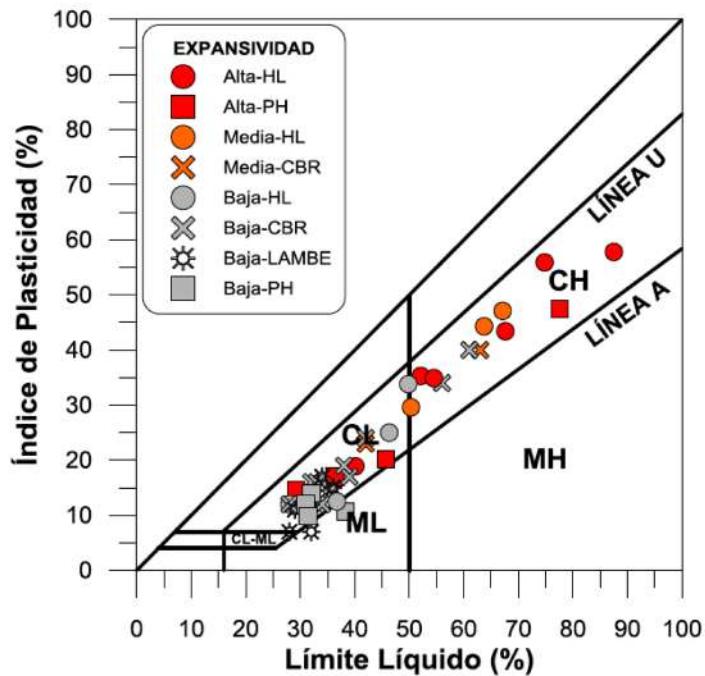
Figura 7.4: →

Clasificación del potencial expansivo de suelos hinchables en Chile. (La Figura continúa en la próxima hoja)





← Figura 7.4:
Clasificación del potencial expansivo de suelos hinchables en Chile.

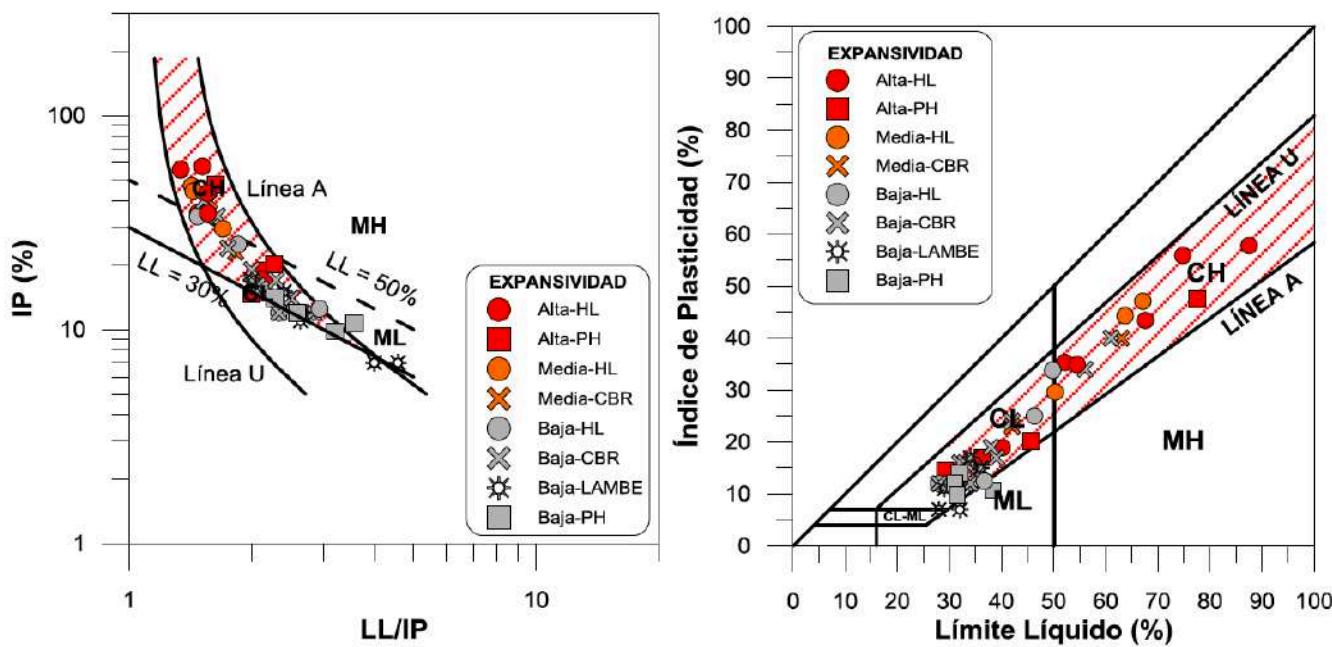


De forma semejante a lo obtenido en las curvas de Marin-Nieto, en la gráfica de Gibbs y Mitchell también se observan muestras de ensayos de Presión de Hinchamiento con un potencial alto en zonas que son definidas con bajo o medio potencial y muestras de ensayos CBR con bajo potencial en zonas de potencial alto.

En el caso de la carta de plasticidad, se aprecia de una forma más directa las muestras con alto potencial en sectores de bajos límites líquidos, ubicándose todas las muestras con un valor de $LL \geq 30\%$. De acuerdo a estos datos, se considera que un suelo potencialmente hinchable satisface los siguientes dos criterios que se deben cumplir en forma simultánea:

- $LL \geq 30\%$.
- $IP \geq 0.73 * (LL - 20)$ (ubicación sobre la línea A).

En la Figura 7.5 se presenta la curva de Marin-Nieto modificada para incorporar los criterios antes señalados, junto con la Carta de Plasticidad para definir el área con potencial de expansividad. Debido a que la figura de Marin-Nieto corresponde a una modificación de la Carta de Plasticidad, se han agregado las clasificaciones de suelos para facilitar su utilización. Adicionalmente, se ha agregado la curva de la línea U y se ha optado por juntar los sectores definidos como expansivo y de muy alta expansividad, pues con los resultados disponibles no es posible definir dicha separación.

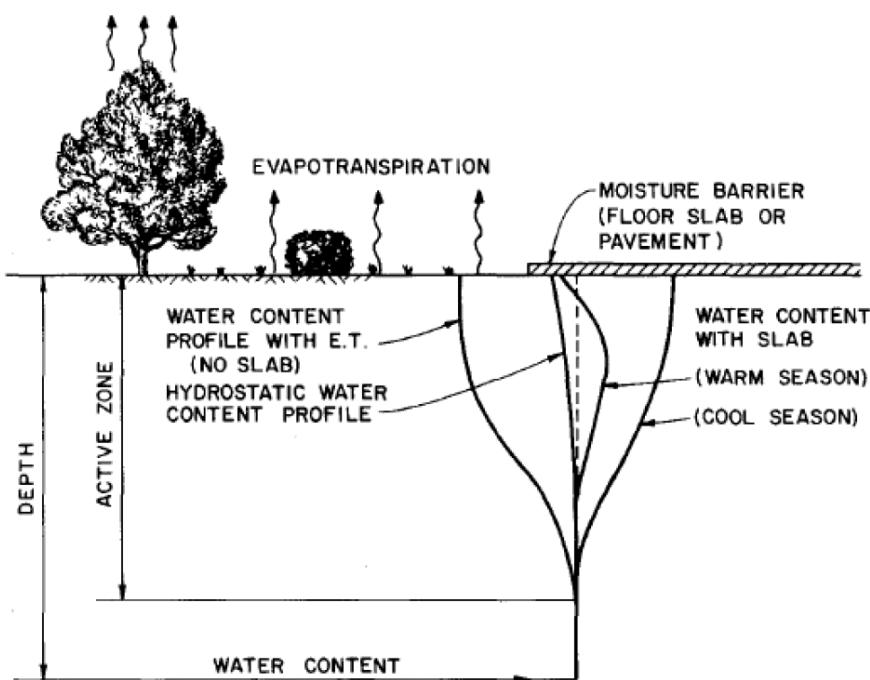


↑ Figura 7.5: Criterio definición suelo potencialmente expansivo.

7.3. CONCEPTO DE ZONA ACTIVA

La problemática de suelos expansivos surge por la variación en el contenido de humedad del terreno. Esta variación se produce principalmente por cambios en las condiciones climáticas y/o agentes externos, a partir de lo cual es posible identificar una zona superficial denominada "Zona Activa". Esta zona presenta fluctuaciones en la humedad, aumentando en los períodos de lluvia y disminuyendo producto de la evapotranspiración del terreno. A mayores profundidades las fluctuaciones de humedad son casi imperceptibles.

En la Figura 7.6 se presenta un esquema con la definición de la zona activa. Se indican los cambios en el contenido de humedad estacionales y el efecto de barreras de humedad, como son los casos de pavimentos o losas. En el centro de losas o pavimentos, el efecto del cambio de humedad es menos pronunciado que en las esquinas, por lo que en este último se debe tener una mayor precaución al evaluar el potencial de hinchamiento y las medidas necesarias para su mitigación.



← Figura 7.6:
Zona activa (Nelson, 1992).

La zona activa de un depósito de arcilla depende de las condiciones climáticas, tipo y cantidad de vegetación y condiciones topográficas que faciliten o no la evacuación de aguas lluvias.

Si bien lo recomendable para determinar la zona activa es efectuar perfiles de humedad en diferentes estaciones del año, es posible señalar que en la práctica chilena, la profundidad de la zona activa está limitada a 3 m. Esto en el contexto de que en Chile es común que los estratos de suelos expansivos, mayoritariamente, sean de limitado espesor.

Es importante mencionar, que la definición de esta zona activa queda a criterio del especialista, quien deberá abordar el análisis incluyendo no solo variaciones en condiciones climáticas, sino que también agentes externos que puedan generar variaciones de humedad a mayores profundidades.

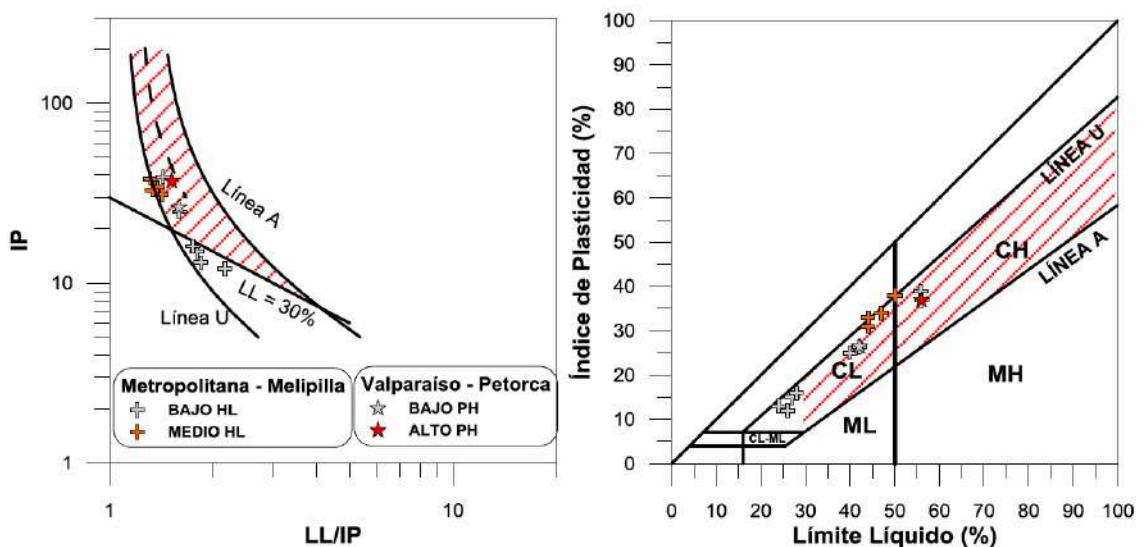
ANÁLISIS DATOS PROYECTOS MINVU

8. ANÁLISIS DATOS PROYECTOS MINVU

8.1. PROYECTOS CON MEDICIONES DE HINCHAMIENTO

De acuerdo con la información proporcionada por MINVU, solo en dos proyectos se realizaron mediciones de hinchamiento. Estos corresponden al "Conjunto Habitacional Los Jazmines de Melipilla", en la región Metropolitana, donde se realizaron ensayos de Hinchamiento Libre y Presión de Hinchamiento; y en el "Proyecto Loteo San Expedito", en la región de Valparaíso, donde se realizaron ensayos de Presión de Hinchamiento. Respecto a las mediciones de porcentaje de Hinchamiento Libre, las muestras presentan un potencial de expansividad bajo a medio, con porcentajes de hinchamiento de hasta un 8.9%. Esta estimación es realizada considerando los criterios de potencial expansivo presentados en las Tablas No 7.2 y 7.3.

En la Figura 8.1 se presentan los resultados de las mediciones de hinchamiento considerando el potencial de expansividad. Debido a que en el proyecto ubicado en Melipilla se realizaron a las mismas muestras ensayos de Hinchamiento Libre y Presión de Hinchamiento, se adoptó como criterio que prevalecen los resultados entregados por el ensayo de Hinchamiento Libre.



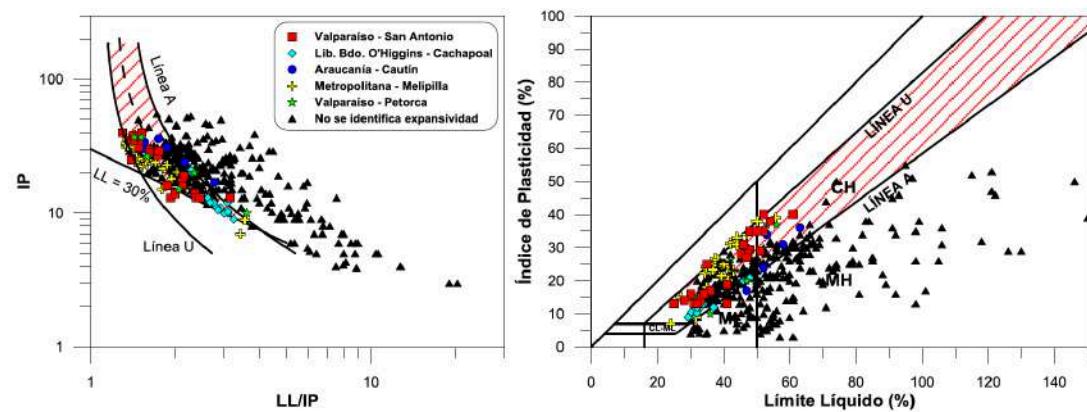
↑ Figura. 8.1: Criterio definición suelo potencialmente expansivo proyectos MINVU.

En la Figura 8.1 se observa que efectivamente los datos se ubican en la zona achurada, correspondiente a la zona descrita como suelos potencialmente expansivos. Las muestras con $LL < 30\%$ corresponden en general a ensayos realizados al estrato no expansivo entregando valores de hinchamiento muy bajos (menores a 0.8% de hinchamiento libre). Se presenta una excepción en una muestra que se ubica en el estrato hinchable con LL igual a 27% con un hinchamiento libre muy bajo igual a 0.2%.

En consecuencia, se concluye que las mediciones de hinchamiento realizadas por MINVU en los estratos potencialmente expansivos, se ubican en el área descrita anteriormente como suelos potencialmente expansivos.

8.2. DATOS DE CLASIFICACIÓN

De acuerdo a la base de datos proporcionada por MINVU, solo en 9 proyectos se identificaron estratos potencialmente expansivos (ver capítulo 6). En la Figura 8.2 se presentan los resultados de ensayos de clasificación reportados en dichos proyectos y además, se incorporaron los resultados de muestras pertenecientes a proyectos donde no se identifica expansividad (triángulos negros) de $LL \geq 30\%$. Se advierte que existen resultados pertenecientes a informes en donde no identifican suelos expansivos que se ubican en la zona achurada, es decir, el índice de plasticidad se encuentra sobre la línea A.



↑ Figura 8.2: Clasificación del potencial expansivo de proyectos Minvu.

En consecuencia, existen proyectos que podrían ser potencialmente expansivos que no son identificados en los informes de mecánica de suelos. Asimismo, solo en 2 de los 9 proyectos donde sí se identificó suelo expansivo se realizaron ensayos de hinchamiento (ver acápite 8.1). Lo anterior, es preocupante debido a que existirían proyectos donde no se analiza la posible expansión del terreno.

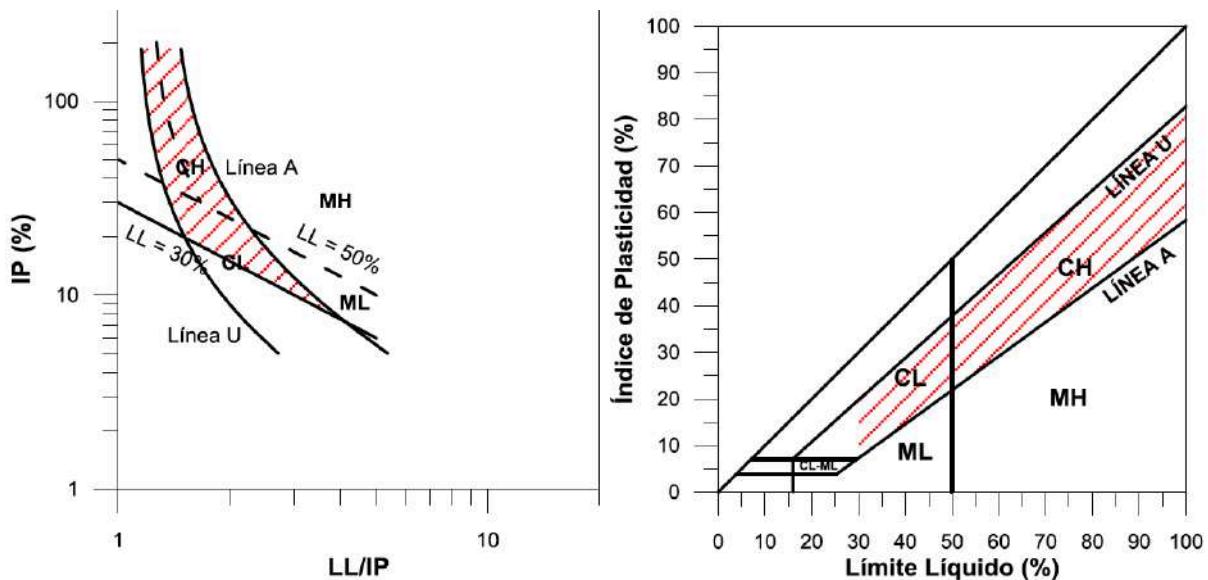
IDENTIFICACIÓN PRELIMINAR DE SUELOS EXPANSIVOS

9. IDENTIFICACIÓN PRELIMINAR DE SUELOS EXPANSIVOS

Teniendo presente la práctica chilena en estudio de mecánica de suelos de proyectos MIVU, la primera variable de decisión para identificar un suelo potencialmente hinchable corresponde a los ensayos de clasificación, como son los límites de Atterberg.

De acuerdo a lo señalado en el Capítulo 7, la identificación de suelos expansivos puede ser estimada, en una primera aproximación, si se satisfacen los siguientes dos criterios en forma simultánea (ver Figura 9.1):

- $LL \geq 30\%$.
- $IP \geq 0.73 * (LL - 20)$ (ubicación sobre la línea A).



↑ Figura. 9.1: Identificación preliminar de suelos expansivos.

Si el dato de la muestra cae en la zona definida en el gráfico como expansiva, se deberá proceder con la evaluación de dos variables fundamentales en un estudio de suelos potencialmente expansivos:

- Presión de hinchamiento
- Hinchamiento Libre

DIRECTRICES PARA ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

10. DIRECTRICES PARA ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS

10.1. RECOMENDACIONES PARA EXPLORACIONES Y TOMA DE MUESTRAS

Los detalles de todo estudio geotécnico dependen de las condiciones del proyecto y especificidades del terreno (topografía, nivel freático, extensión, tipo de suelos, etc.). En la definición de la campaña de exploración geotécnica se debe al menos tener presente el área o extensión del terreno y las dimensiones de las estructuras.

A partir de esta información es posible definir la campaña de exploración geotécnica, la que debe cumplir con los requisitos mínimos establecidos en el Anexo A de la norma chilena NCh1508Of2008, y que se reproducen en las Tablas 10.1 y 10.2.

En el caso de estructuras que requieran exploraciones de más de 8 m de profundidad, la cantidad de calicatas y/o sondajes de esa zona se debe determinar por el profesional competente. En vías urbanas el número mínimo de pozos debe ser de uno, cada 150 m, con un mínimo de dos pozos, y en caminos y carreteras debe ser de un pozo cada 250 m, con un mínimo de dos pozos.

Dependiendo de la profundidad de la exploración geotécnica, ésta es posible de efectuar a través de calicatas, zanjas y sondajes. Para el diseño estático, la profundidad de exploración debe alcanzar como mínimo tres veces la dimensión menor de las fundaciones, medida por debajo del sello de fundación. Esto requiere al inicio del proyecto una estimación conservadora de las dimensiones de las fundaciones y profundidad del sello.

Por otra parte, para el caso sísmico, la normativa establece la exploración de una profundidad mínima de 30 m.

Superficie a explorar m ²	Cantidad de puntos de exploración
Hasta 500	2
De 501 a 1000	3
De 1001 a 2000	4
De 2001 a 5000	5
De 5001 a 10000	6
De 10001 a 20000	8
De 20001 a 30000	10
Para más de 30000	Según lo indicado por el profesional competente, con un mínimo de 12

← **Tabla 10.1:**
Número mínimo de puntos de exploración para profundidades de hasta 4.0 m.

Superficie a explorar m ²	Cantidad de puntos de exploración
Hasta 1000	2
De 1001 a 4000	3
De 4001 a 10000	4
Para más de 30000	Según lo indicado por el profesional competente, con un mínimo de 12

← **Tabla 10.2:**
Número mínimo de puntos de exploración para profundidades de sobre 4.0 m y hasta 8.0 m.

Con respecto a la toma de muestras, los métodos utilizados en suelos expansivos no difieren de los utilizados en suelos finos en general. No obstante, si en la calicata se identifican suelos finos, se debe poner atención a los siguientes indicadores asociados a la presencia de arcillas expansivas:

- Existencia de suelo fino de color oscuro
- Existencia de suelo fino de superficies brillantes
- Suelos de alta plasticidad
- Presencia de grietas de secamiento

En caso de que el suelo presente dichos indicadores es perentorio que se extraigan muestras inalteradas de bloque. Estas deben ser debidamente protegidas y cubiertas de modo de minimizar la pérdida de humedad.

Adicionalmente, se propone un aumento en un 25% de prospecciones sobre lo señalado en la norma NCh1508Of2014 y un aumento en el número de muestras que deben ser extraídas. Mayor detalle de esta recomendación se entrega en el acápite 10.3.2 del presente documento.

10.2. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DE SUELOS FINOS

10.2.1. ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

Existiendo suelos finos como terreno de fundación, la primera etapa del programa de ensayos debe considerar perentoriamente los ensayos de laboratorio y terreno asociados a suelos finos dispuestos en el acápite 6.3 de la Norma NCh1508Of2014. Estos son:

- Clasificación completa, que incluye Granulometría, Límites de Atterberg, Clasificación USCS y AASHTO en el caso de pavimento.
- Peso específico.
- Densidad in-situ o peso unitario.
- Humedad Natural.
- Contenido de Materia Orgánica.

De acuerdo a las disposiciones definidas en la norma antes mencionada y en la Resolución Exenta N° 5191, que define los ensayos mínimos de los laboratorios de control técnico de MINVU, estos ensayos deben ejecutarse según el marco normativo que se presenta en la Tabla 10.3.

De acuerdo con las buenas prácticas de ingeniería geotécnica, estos ensayos deben ser ejecutados como mínimo considerando una muestra por cada unidad de suelo fino que se identifique como parte del modelo estratigráfico del terreno del proyecto.

Ensayo	Norma chilena
Granulometría	MC Volumen 8 8.102.1
Límites de Atterberg	NCh1517/1 Límites de consistencia - Parte 1: Determinación del límite líquido. NCh1517/2 Límites de consistencia - Parte 2: Determinación del límite plástico.
Peso Específico	NCh1532 Determinación de la densidad de partículas sólidas.
Densidad In Situ o peso unitario	NCh1516 Determinación de la densidad en el terreno Método del cono de arena.
Humedad Natural	NCh1515 Determinación de la humedad.

← **Tabla 10.3:**
Ensayos básicos de caracterización y método normativo vigente.

10.2.2. ENSAYOS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD

Para los ensayos orientados a determinar las propiedades mecánicas de los suelos finos, la Norma NCh1508Of2014 establece evaluar lo siguiente:

- Resistencia al corte;
- Compresión edométrica (consolidación);
- Hinchamiento libre y presión de hinchamiento.

Es decir, se deben evaluar tanto los parámetros que controlan la resistencia y la relación tensión-deformación cuando el suelo es sometido a esfuerzos de corte, así como la deformabilidad en el largo plazo asociada a asentamientos diferidos en el tiempo producto de carga estática (Consolidación). También se requiere evaluar la deformabilidad que pueden presentar los suelos finos debido a posibles variaciones en el contenido de humedad.

Para la evaluación de la resistencia al corte de suelos finos es posible recurrir tanto a ensayos de terreno, de laboratorio, o bien a una combinación de ambos. Entre los ensayos de terreno que se pueden considerar adecuados para la evaluación de las propiedades mecánicas de suelos finos se encuentran, entre otros, los siguientes:

- Ensayos Presiométricos (resistencia y deformación) ASTMD-4719-07.
- Ensayos Dilatométricos (resistencia y deformación) ASTMD-6635-01.
- Veletas de corte (Resistencia No drenada) ASTM D2573-01.
- Ensayos de penetración de cono con medición de presión de poros CPT-U (Resistencia No drenada) ASTM D 5778-07.

Complementariamente, de las alternativas de ensayos en laboratorio aplicables a la determinación de resistencia al corte y la relación tensión-deformación en suelos finos, se pueden destacar las siguientes:

- Ensayos de compresión no confinada (Muestra Saturada) – ASTMD2166.
- Ensayo de Corte directo (Muestra Saturada) – ASTMD3080-11 (solo resistencia).
- Ensayo de compresión triaxial (CIU) – ASTMD4767-11.
- Ensayo de compresión triaxial (CID) – ASTMD7181-11.

En lo que respecta a la evaluación de la deformabilidad diferida en el tiempo de suelos finos, el ensayo correspondiente es el:

- Ensayo de compresión edométrica (Consolidación) – ASTMD2435.

Si bien la norma NCh15080f2004 indica que los ensayos para evaluar las propiedades mecánicas se aplican solo “si corresponde”, en el caso de estudios de mecánica de suelos para fundaciones en suelos finos, la evaluación de la resistencia y deformabilidad del terreno de fundación debe considerarse de carácter obligatorio.

En este contexto, en la unidad de suelo fino que se estime controlará la competencia del terreno de fundación, resulta de carácter obligatorio la ejecución de al menos un ensayo para la evaluación de la resistencia al corte y un ensayo de consolidación para la evaluación de la deformabilidad.

Como resultado del programa de ensayos de caracterización de las propiedades mecánicas de un material fino, el informe de mecánica de suelos debe contener al menos los siguientes parámetros:

- Presión efectiva de preconsolidación, σ'_{pc}
- Razón de preconsolidación, **OCR**
- Coeficiente de compresión, **C_c**
- Coeficiente de recarga, **C_r**

En el caso de suelos normalmente consolidados se debe agregar además:

- Resistencia al corte residual no drenado, **S_u**

En el caso de suelos pre consolidados agregar además:

- Parámetros de resistencia al corte drenados
 - » Ángulo de fricción interna, ϕ
 - » Cohesión, **c**

10.3. RECOMENDACIONES PARA ENSAYOS PARTICULARES EN SUELOS EXPANSIVOS

10.3.1. CONSIDERACIONES EN SUELOS EXPANSIVOS

Si los resultados obtenidos de los ensayos de clasificación indican que se cumplen las condicionantes que obligan a considerar el suelo como potencialmente expansivo, vale decir:

- Suelo fino arcilloso (ubicado sobre la línea A de la Carta de Plasticidad) y
- Límite líquido superior o igual a 30.

Se debe considerar que el terreno que se está analizando es potencialmente expansivo y debe en consecuencia, ajustarse a las recomendaciones que se detallan a continuación.

Es importante señalar que en los ensayos de clasificación de suelos finos expansivos, se debe tener presente que esta se basa casi exclusivamente en la Carta de Plasticidad y, por lo tanto, en los resultados de los ensayos

para determinar los Límites de Consistencia (Atteberg). Además, en este tipo de suelos, en particular en las arcillas de mediana a alta plasticidad, dichos resultados pueden verse alterados por procedimientos de preparación de muestras que incluyan el secado del material en horno. Por lo anterior, se recomienda que en la ejecución de dichos ensayos se utilice el método húmedo, vale decir, que la muestra no sea sometida a proceso de secado y rehumectación, (solo secado a temperatura ambiente).

La caracterización de un suelo expansivo debe considerar dos niveles de información; la primera corresponde a una caracterización geotécnica asociada a sus propiedades índices y de estado, con lo que se busca corroborar que el terreno de fundación corresponde a un suelo fino con características expansivas. Y una segunda etapa, cuyo objetivo es cuantificar su potencial de expansividad, tanto en términos del porcentaje de hinchamiento libre como la presión de hinchamiento asociada.

10.3.2. AUMENTO DE LA EXPLORACIÓN Y ENSAYOS

Dadas las graves consecuencias sociales y económicas que puede generar un estudio geotécnico insuficiente, la campaña de exploración debe considerar un aumento en el número de calicatas y en el número de muestras a ensayar, respecto de los que se incluyen en estudios de suelos finos no hinchables.

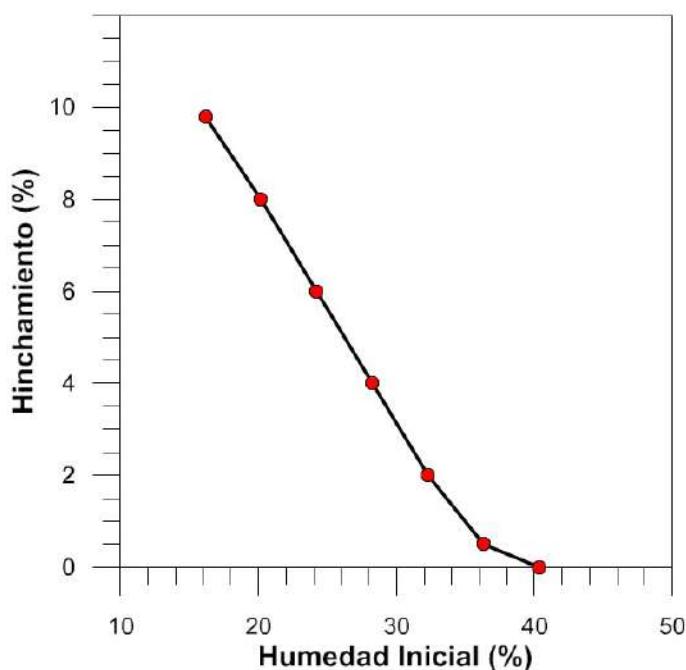
En el caso de las calicatas se propone un aumento en un 25% de prospecciones sobre lo señalado en la norma NCh15080f2014 y en el número de muestras se propone aumentar a tres muestras representativas como mínimo del horizonte de suelo fino expansivo que controla el diseño de las fundaciones del proyecto en estudio.

Para la evaluación del hinchamiento de un suelo fino expansivo, se deben agregar ensayos que aborden directamente la medición del potencial de hinchamiento mediante la determinación del hinchamiento libre y la presión de hinchamiento.

10.3.3. EFECTO DE LA HUMEDAD INICIAL

Para las condiciones de ensayo se debe tener presente que un aspecto importante es que el potencial de hinchamiento de un suelo no corresponde a una propiedad intrínseca, sino que obedece a una condición de estado, vale decir, depende de las condiciones en que se encuentra en terreno, principalmente de la humedad natural. Mientras menor sea esta, mayor será el porcentaje de hinchamiento resultante. En la Figura 10.1 es posible observar que, para un suelo expansivo de la zona de Batuco, variaciones del contenido de humedad en 10%, inducen a que el porcentaje de hinchamiento libre pueda incrementarse entre dos y cuatro veces.

Este aspecto condiciona fuertemente la representatividad de una muestra extraída en un instante específico. A modo de ejemplo, si el muestreo se lleva a cabo a fines de una época lluviosa, es esperable que la condición de humedad natural sea más alta que a fines de una estación seca. En este contexto, en Chile sería esperable que una serie de ensayos realizados en septiembre podrían entregar un menor potencial de hinchamiento que en el caso de una caracterización efectuada en marzo.



← **Figura 10.1:**
Variación del porcentaje de hinchamiento con la humedad (Datos de Viveros, 1994).

El rango de variación de humedad inicial que tiene incidencia en el hinchamiento, queda definido por los contenidos de humedad asociados al límite de contracción y saturación. En este rango de humedades el hinchamiento varía desde el valor máximo a cero, respectivamente.

10.3.4. ENSAYOS DE HINCHAMIENTO EN FUNCIÓN DE LA HUMEDAD

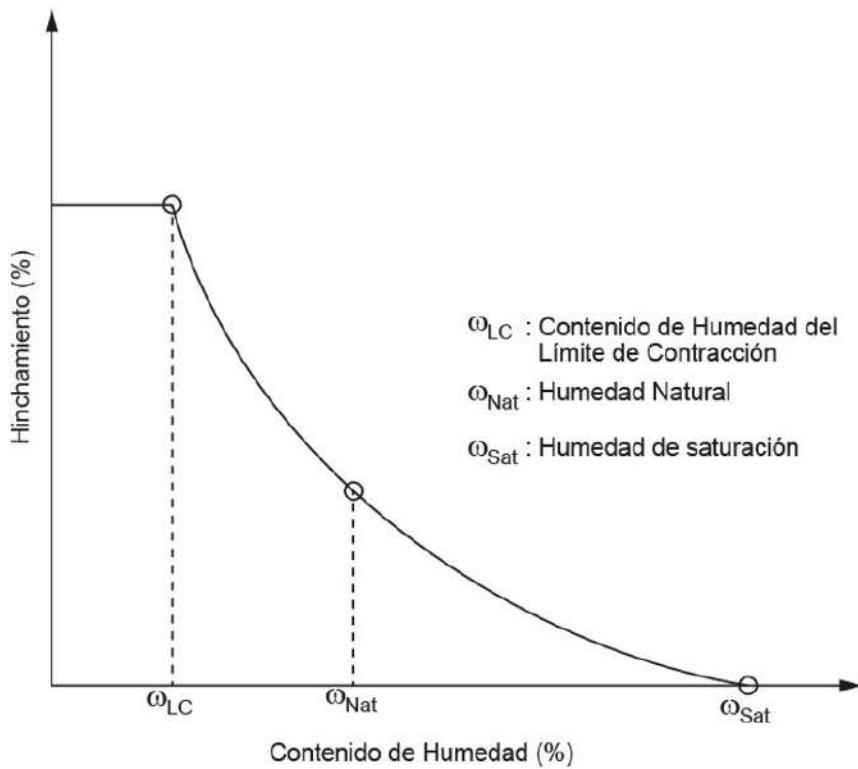
Para obtener la variación del hinchamiento con la humedad, se requiere tallar dos probetas desde una misma muestra inalterada, en las que se ejecutan dos ensayos de consolidación en paralelo.

El primer ensayo de consolidación se realiza directamente en la muestra con el contenido de humedad natural de esta.

Para el segundo ensayo se debe cortar un bloque de suelo cuyas dimensiones deben ser alrededor de un 30% mayor a las del anillo de consolidación. Dicho bloque debe dejarse secar a temperatura ambiente hasta que su contenido de humedad sea aproximadamente el del límite de contracción de la muestra. Una vez alcanzada dicha humedad se procede con el tallado definitivo de la muestra y con su montaje en el equipo de ensayo.

En ambas muestras se ejecuta el ensayo de consolidación de acuerdo al procedimiento tradicional definido en ASTM D2435, generando la inundación de la muestra a una tensión vertical de 0.1 kg/cm^2 y teniendo un detallado control del cambio volumétrico de la muestra. Una vez desarrollado todo el hinchamiento se prosigue con el ensayo de consolidación de forma tradicional.

Con los resultados obtenidos es posible construir para la unidad de suelo ensayada, la curva característica de hinchamiento versus humedad, según se muestra en el esquema de la Figura 10.2. A partir de esta curva el mecánico de suelos a cargo del estudio podrá evaluar el porcentaje de hinchamiento que utilizará en el diseño geotécnico de fundaciones.



Como resultado del programa de ensayos de caracterización de las propiedades mecánicas de un material fino, el informe de mecánica de suelos debe contener, además de los parámetros característicos a suelos finos (indicados en el acápite 10.2), al menos la siguiente información:

- Límite de Contracción.
- Curva de variación del porcentaje de hinchamiento versus contenido de humedad.
- Contenido de humedad representativo y adoptado.
- Presión de hinchamiento.

RECOMENDACIONES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS EN OBRAS NUEVAS

11. RECOMENDACIONES Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS EN OBRAS NUEVAS

11.1. GENERALIDADES

El desarrollo de una especificación técnica involucra la definición de una serie de requisitos y exigencias aplicables en la ejecución de un determinado trabajo. En este sentido, resulta inadecuado desde un punto de vista geotécnico, elaborar una especificación técnica genérica para el tratamiento de suelos expansivos debido a la variabilidad de condiciones y factores involucrados en el fenómeno.

Este hecho implica que para cada proyecto emplazado en suelos hinchables se deben elaborar especificaciones técnicas *ad hoc* a la condición particular y a las características del estrato de suelo expansivo y la obra civil a ser emplazada en el sitio.

En el Anexo A del presente documento se incorporan ejemplos ilustrativos de especificaciones técnicas para obras nuevas en sistemas de fundación, estructuras, pavimentos, obras de urbanización y habilitación, etc. Es importante señalar que dichos ejemplos por ningún motivo pueden ser extrapolados a diferentes proyectos, ya que la solución es altamente dependiente de las condiciones específicas presentadas en terreno. En este sentido, cualquier diferencia con la especificación detallada invalida inmediatamente la solución planteada en el ejemplo.

11.2. REEMPLAZO DEL MATERIAL DE FUNDACIÓN

En el caso que el estrato de arcilla expansiva sea superficial y de poco espesor, una solución factible consiste en excavar y remover de forma completa el estrato de arcilla. Posteriormente se reemplaza por un material inerte no expansivo, debidamente compactado. La experiencia chilena es que los espesores de suelo expansivos no sobrepasan, en general, los 3 m. El análisis de estabilidad de la excavación resultante debe analizarse de acuerdo al procedimiento estándar de mecánica de suelos para un talud temporal.

Se puede efectuar un reemplazo en los sectores específicos donde se materializará el sistema de fundación, de modo que la estructura se encuentre apoyada en un material competente no expansivo. En este caso, se debe separar cualquier otro elemento de la estructura para que no se encuentre en contacto directo con el material potencialmente expansivo.

Otra alternativa es efectuar un reemplazo parcial del estrato expansivo. Esta opción es aplicable cuando se conoce con claridad el espesor del estrato expansivo y se desarrolla un análisis detallado de las características de expansividad de la arcilla. Evaluando el hinchamiento del material remanente, es posible verificar que los desplazamientos diferenciales sean menores a los admisibles para la estructura. En el caso de las estructuras que se incluyen en el presente estudio, se estima que los desplazamientos diferenciales no deben superar los 2 cm. Otros valores deben ser debidamente justificados con un análisis estructural. La evaluación de la expansión remanente se calcula como el potencial de expansión (deformación unitaria de hinchamiento libre) por el espesor del estrato.

En relación al material de relleno que reemplaza el material expansivo, se debe tener la precaución al utilizar materiales granulares, los que al poseer una alta permeabilidad, pueden resultar en el acceso para el agua hacia la capa de material expansivo. Para evitar esta potencial condición se recomienda el uso de un relleno inerte (nula expansividad), con un contenido de finos entre 20 y 30%, compactado al menos al 95% del Proctor Modificado. Alternativamente, es posible utilizar hormigón H5.

11.3. AISLACIÓN TERRENO EXPANSIBLE

En este tipo de solución se requiere minimizar el aumento de humedad, evitando la infiltración de agua hacia el terreno de fundación. En este caso es posible emplear sistemas de captación y drenaje, además de la impermeabilización del sector de influencia de las fundaciones o estructuras.

Para evitar la infiltración de líquidos desde la misma vivienda, es posible utilizar una impermeabilización a través de geomembranas junto con el uso de un dren perimetral para la evacuación de toda agua superficial.

Cabe señalar, que este método es aplicable específicamente para proteger el sello de fundación de la estructura. En relación a la infiltración de agua desde otras fuentes, es necesario identificar su origen para efectuar un diseño de obras de captación y evacuación adecuadas.

Además, se recomienda que áreas verdes y jardines se encuentren distantes o a una menor cota, para evitar que el agua de riego ingrese al terreno de fundación de las estructuras. En este caso, también se recomienda realizar un trabajo de impermeabilización bajo el área verde.

11.4. PREEXPANSIÓN POR SATURACIÓN

Una metodología de fácil aplicación consiste en efectuar un humedecimiento del suelo expansivo, previo a la construcción, el cual permite inducir la expansión del terreno. Este método es aplicable a terrenos de expansividad media a baja, pues en terrenos de alta expansividad podría ocurrir el fenómeno inverso (asentamientos) al producirse una pérdida de humedad.

Una vez realizada la saturación del terreno, es necesario implementar medidas para que no se produzca una pérdida del contenido de humedad en el material, pues esto generaría asentamientos. Consecuentemente, este método se recomienda utilizar en losas o pavimentos, los que en general presentan bajos niveles de pérdida de humedad.

Si bien este método es de aplicación directa, es necesario tener en consideración que los tiempos de humidificación pueden ser extensos debido a la baja permeabilidad que caracteriza a los materiales arcillosos, y que además, el aumento de humedad puede que no resulte uniforme a través de este proceso. También es fundamental tener presente que la pérdida de humedad en el tiempo (de no ser evitada), necesariamente implicará el desarrollo de asentamientos. Por tanto, se recomienda

fuertemente que en el caso de utilizarse este tipo de solución, se desarrolle un plan de mantenimiento y monitoreo de las condiciones del terreno. Una forma de evitar pérdidas de humedad es mediante el uso geomembranas debidamente proyectadas en cuanto a su extensión.

11.5. ESTABILIZACIÓN QUÍMICA

Diversos aditivos químicos (cal, cemento, cloruro de sodio, entre otros) son utilizados para estabilizar suelos expansivos, los que se emplean principalmente en proyectos de caminos.

Entre los elementos más utilizados se encuentran la cal y el cemento. En el caso de la cal, esta reduce la plasticidad y el potencial de hinchamiento. Además, la cal adiciona resistencia a la superficie y ayuda a prevenir la evaporación de los estratos inferiores (Nelson, 1992).

De forma semejante a la cal, la incorporación de cemento produce resultados parecidos, incluyendo una reducción del límite líquido, índice de plasticidad y potencial de hinchamiento, además de un aumento en el límite de contracción y resistencia al corte (Nelson, 1992).

No obstante, es altamente recomendable efectuar análisis desde el punto de vista químico para evaluar el tipo de aditivo, sus dosificaciones y además, establecer la metodología de aplicación de dichos químicos en el subsuelo.

11.6. PROYECTOS DE EXCAVACIONES

En el análisis de excavaciones temporales se recomienda que en la evaluación de estabilidad del talud, se utilicen los parámetros de la arcilla expansiva saturada, puesto que corresponde al caso más desfavorable en términos de parámetros de resistencia al corte.

Debido a que la excavación puede presentar deformaciones producto de los cambios de humedad en la arcilla, mientras dicha excavación se encuentre abierta se debe evitar el escurrimiento de aguas superficiales hacia la excavación. Esto implica el desarrollo y ejecución de un proyecto de saneamiento que capte y evague las aguas superficiales. Complementariamente, se recomienda realizar un control sistemático de las paredes de excavación de modo de identificar oportunamente cualquier deformación de las caras de la excavación.

11.7. RECOMENDACIONES PARA SISTEMAS DE FUNDACIÓN DE ESTRUCTURAS

11.7.1. GENERAL

El diseño de fundaciones en suelos potencialmente expansivos puede ser abordado de diversas maneras, destacándose las siguientes:

- Traspasando el terreno hinchable, apoyando las fundaciones directamente en terreno natural no hinchable o sobre relleno que transmita las cargas al terreno natural estable. Teniendo en consideración que la expansión del material podría ocasionar daños en radieres, se recomienda dejar un espacio entre estos y el terreno de fundación, definido a partir de las propiedades de hinchamiento libre evaluadas.
- Diseñar una losa lo suficientemente rígida para resistir los movimientos del terreno sin causar problemas en la superestructura. La estructura se mueve como un todo, reduciéndose los desplazamientos diferenciales.
- Utilizar una fundación directamente sobre el suelo hinchable, solo en aquellos casos de bajo a moderado potencial de hinchamiento y verificando que las deformaciones diferenciales son admisibles para la estructura.

Cabe señalar que independiente del sistema de fundación que se utilice, en el caso de efectuar una remoción parcial del suelo expansivo y por tanto, que permanezca un material remanente bajo el sistema de fundación, se debe evaluar la máxima ascensión diferencial y verificar que resulta admisible para la estructura, así como para los elementos no estructurales, como por ejemplo tabiques.

11.7.2. FUNDACIÓN TRASPASANDO ESTRATO DE ARCILLA EXPANSIVA

En este caso el sistema de fundación es proyectado con un sello de fundación que se ubica por debajo del estrato de arcilla expansiva. Su materialización se obtiene a través de zapatas, pilas o pilotes, los que transfieren la carga estructural hacia suelo competente no expansivo o a una profundidad tal que no se generan fluctuaciones importantes de humedad.

Este tipo de solución debe perentoriamente tener la precaución que los radieres no se apoyen directamente sobre el terreno hinchable, sino que se debe dejar una separación para evitar su contacto con el suelo expansivo. Consecuentemente, los radieres se deben transformar en losas armadas. Es posible también colocar un relleno de bolones sobre el cual se emplaza un radier armado.

Cabe destacar, que los materiales expansivos pueden presentar contracciones cuando disminuye su contenido de humedad, por lo que es posible que en estas situaciones se produzca un asentamiento del material que rodea la pila o pilote, o que pierda contacto con este. Lo anterior podría ocasionar fricción negativa, situación que debe ser considerada y analizada por el Ingeniero Especialista en la capacidad de soporte de las fundaciones.

11.7.3. LOSAS RÍGIDAS

Otro sistema de fundación para terrenos con suelos potencialmente expansivos corresponde al uso de una losa rígida. Este método se puede implementar en áreas donde la profundidad del estrato expansivo es tal que no resulta económicamente factible construir fundaciones más profundas.

El Ingeniero Especialista debe realizar un diseño de la losa considerando la interacción suelo-estructura, y analizar la necesidad de remover parcialmente el estrato de suelo expansivo según las características de hincharimiento de dicho material, de modo que las deformaciones verticales que eventualmente se puedan generar estén dentro de los rangos tolerables evaluados estructuralmente.

En caso de ser necesario, es posible utilizar pernos de anclaje o micropilotes para anclar las fundaciones a un estrato más profundo y competente. Estos anclajes deben ser capaces de resistir las presiones de hinchamiento, de modo de minimizar las deformaciones.

11.7.4. FUNDACIONES APOYADAS SOBRE SUELO HINCHABLE

En general no se utilizan fundaciones superficiales tradicionales para suelos expansivos, por lo que su uso se limita a áreas con bajo a moderado potencial de hinchamiento (ver Tabla 7.2). En caso de ser utilizadas, se recomienda usar anchos reducidos de zapatas, dejar un espacio bajo radieres y rigidizar la fundación.

En este caso, debido a que el sello de fundación se ubicará sobre material expansivo, se debe evaluar la remoción parcial del material y determinar según las características de hinchamiento, las posibles deformaciones del material remanente y evaluar que sean toleradas por la estructura.

Al igual que en el caso anterior, también es posible anclar las fundaciones superficiales a un estrato inferior competente para minimizar las deformaciones.

11.8. RECOMENDACIONES PARA ESTRUCTURAS

El Ingeniero Especialista deberá considerar en su diseño estructural una evaluación de los efectos de eventuales deformaciones en la estructura a causa de una expansión del terreno de fundación, y determinar que estas deformaciones sean tolerables tanto para los elementos estructurales y los no estructurales.

El Informe Geotécnico debe incluir una estimación de los máximos desplazamientos diferenciales que se podrían generar en el terreno de fundación, utilizando para esto la información obtenida de la exploración geotécnica y los resultados de los ensayos de laboratorio de hinchamiento. Por su parte, el análisis estructural debe incluir la verificación de la respuesta de la estructura ante estos desplazamientos.

11.9. RECOMENDACIONES PARA SUBRASANTE, BASES Y SUBBASSES DE PAVIMENTOS

11.9.1. REEMPLAZO DEL MATERIAL DE LA SUBRASANTE

Uno de los tratamientos recomendados para minimizar los cambios volumétricos de la subrasante consiste en el reemplazo completo del estrato de arcilla hinchable por material inerte. No obstante, es posible un reemplazo parcial del estrato de manera de que el hinchamiento libre del material remanente sea menor a las deformaciones admisibles del proyecto.

11.9.2. ADITIVOS

La estabilización electroquímica de la subrasante se realiza mediante compuestos químicos tales como aceites sulfonaclos, ácidos fosfóricos, cloruros de sodio, entre otros.

Adicionalmente, se utilizan las inyecciones de suspensiones de cal que consiste en la perforación y llenado de la subrasante con lechada de cal o una mezcla de arena y cal, así como la inyección de lechada a presión hasta que el terreno lo rechace.

Cabe mencionar que la información del proceso químico así como la dosificación que se debe aplicar al terreno debe ser estipulado por un especialista químico, el cual debe explícitamente quedar registrado en el informe respectivo como responsable de la solución vía aditivos.

11.9.3. CONTROL DE HUMEDAD

La construcción de barreras contra el aumento de humedad es otra solución recomendada, para ello pueden utilizarse zanjas laterales las que deben captar y evacuar eficiente y holgadamente toda agua superficial.

Otro método es cubrir el estrato de arcilla expansiva con capas de material granular, debido a que preserva los meniscos de agua capilar en la parte superior de la arcilla restringiendo la expansión. Esta solución es recomendada cuando el pavimento no presenta grietas que pudieran permitir la infiltración de agua hacia el estrato hinchable.

Adicionalmente, la impermeabilización con geomembranas selladas limita el cambio de humedad y por tanto el cambio volumétrico.

11.9.4. CONTROL DE DENSIDAD Y HUMEDAD

La compactación de la capa base y de los materiales de la subsaante a densidades medias y con contenidos de agua superiores al óptimo pueden reducir las presiones de expansión y los cambios volumétricos de las arcillas compactadas. No obstante, se debe tener un control y monitoreo constante sobre los cambios de humedad. Se recomienda diseñar con densidades entre el 92 y 94% del Proctor Modificado, pero verificando que las propiedades geomecánicas son apropiadas para el diseño de pavimentos.

11.10. RECOMENDACIONES PARA TRAZADO DE INSTALACIONES

Es de gran relevancia para el diseño de instalaciones que transportan flujos de agua evitar de manera efectiva filtraciones hacia los suelos hinchables. Se recomienda utilizar tuberías flexibles recubiertas con geomembranas (impermeables), las que deben ser colocadas sobre un material granular fino compactado para evitar el punzonamiento. Las uniones deben ser flexibles para cañerías e instalaciones domiciliarias.

Asimismo, se debe evitar construir sobre el relleno que protege la tubería.

Otra solución es dejar el sistema de cañerías a la vista, de modo que cualquier filtración sea detectada rápidamente.

11.11. RECOMENDACIONES PARA OBRAS DE HABILITACIÓN Y URBANIZACIÓN

11.11.1. MUROS DE CONTENCIÓN

La primera condición para el diseño de muros de contención consiste en excavar y reemplazar las arcillas expansivas bajo el muro, por un material inerte no expansivo.

Por otra parte, se debe llenar entre el muro y el talud con un material granular permeable inerte (sin arcillas expansivas). No se debe construir en la superficie del relleno, ya que el terreno estará sometido a posibles deformaciones producto de la expansividad de la arcilla que se encuentra en el talud contiguo.

El geotécnico especialista del proyecto deberá evaluar el corrimiento y las cargas adicionales que serán aplicadas al muro debido a la expansividad del terreno natural. Esto a partir de los ensayos de hinchamiento libre y presión de hinchamiento realizado en la arcilla.

Adicionalmente, se deben diseñar barbacanas con pendiente hacia el pie del muro, de manera de que exista una amplia posibilidad de drenaje de las aguas que puedan llegar tras el muro. La ubicación y número de barbacanas debe ser indicado por el especialista geotécnico.

11.11.2. PROTECCIÓN DE TALUDES

El diseño de taludes conformados por arcillas expansivas debe realizarse mediante un análisis de estabilidad considerando la resistencia de la arcilla completamente saturada. De esta manera el diseño está controlado por la condición más desfavorable que se presentará en terreno.

Si el proyecto requiere evitar la deformación del talud por la infiltración de aguas lluvias, se recomienda incorporar el diseño de un sistema de drenaje y control de aguas superficiales.

11.12. RECOMENDACIONES VIVIENDA INDIVIDUAL

En el caso particular de un proyecto que involucre la construcción de una vivienda (individual), se recomienda realizar una calicata de 3 m de profundidad. Si durante la inspección visual de la calicata se identifica la presencia de estratos de arcilla, se deben realizar los ensayos establecidos en la norma NCh1508Of2014 (detallados en el acápite 10.2). En este caso, no es necesario el aumento de un 25% de las prospecciones que se recomiendan en este documento.

En cualquier caso el presente documento aplica en lo referente a la evaluación del hinchamiento del terreno.

RECOMENDACIONES Y ESPECIFICACIONES PARA OBRAS EXISTENTES CON DAÑO

12. RECOMENDACIONES Y ESPECIFICACIONES PARA OBRAS EXISTENTES CON DAÑO

Es importante señalar que la solución técnico-económica de mayor efectividad para un proyecto de reparación es altamente sensible a las condiciones particulares geotécnicas y estructurales en que se encuentre la obra al momento de reparar. En este contexto, el análisis y diseño de soluciones de reparaciones de proyectos emplazados en suelos hinchables, necesariamente requiere del conocimiento de las características específicas del suelo expansivo y de la condición estructural en que se encuentren las viviendas. A partir de esto, se debe abordar el desarrollo de la solución que optimice los aspectos técnicos y económicos del proyecto.

Entre las recomendaciones que se pueden entregar, se incluye efectuar la identificación del estrato expansivo, utilizando en primera instancia los indicadores especificados en el Acápite 10.1. Posteriormente, se deben efectuar ensayos de consolidación para la determinación del Hinchamiento Libre y Presión de Hinchamiento del suelo. Con los resultados de estos ensayos se deben verificar los parámetros geotécnicos del terreno y evaluar las características de expansividad.

Adicionalmente, es necesario identificar las fuentes de agua que podrían haber inducido variaciones en el contenido de humedad del terreno expansivo, y evaluar las medidas necesarias para evitar futuros cambios en la humedad del terreno.

Por otra parte, se debe evaluar el nivel de daño producido, determinar las zonas con daño, estimar si estos daños podrían aumentar a futuro y si la estructura se encuentra o no con daño estructural para determinar si puede ser reparada o debe ser demolida. Posteriormente, se debe realizar un análisis geotécnico-estructural para definir qué medidas son necesarias para reparar y evitar este tipo de daños en el futuro.

Todas las medidas antes señaladas son aplicables a las siguientes obras:

- Excavaciones
- Fundaciones
- Base, Subbase y Subrasante de Pavimentos
- Trazado de Instalaciones
- Elementos Estructurales
- Muros de Contención
- Taludes

Cabe reiterar, que la reparación y medidas de mitigación en suelos expansivos depende del caso particular de cada obra, según las características de los daños y del tipo de material expansivo presente.



GUÍA PRÁCTICA PARA REPARAR Y EVALUAR PROYECTOS EN SUELOS EXPANSIVOS

13. GUÍA PRÁCTICA PARA REPARAR Y EVALUAR PROYECTOS EN SUELOS EXPANSIVOS

El uso de suelos finos como terreno de fundación conlleva una serie de aspectos que están asociados a la naturaleza del mismo y que condicionan su interacción con las fundaciones de estructuras. Desde un punto de vista geotécnico estas pueden asociarse principalmente a parámetros mecánicos, resistencia al corte y deformabilidad. En el caso de suelos finos expansivos, dicha deformabilidad está asociada a aumentos de volumen gatillados por presencia de agua que incrementa la humedad del terreno.

La revisión y evaluación de proyectos emplazados en suelos expansivos se ha diferenciado según si se trata de proyectos nuevos a construir, de aquellos proyectos de reparación. Considerando que en este último caso, existe una etapa adicional de estudio e interpretación de los daños observados que debe incluir la verificación de la compatibilidad entre el comportamiento del suelo y el tipo y magnitud del daño observado.

De igual modo la revisión se ha diferenciado según las etapas de estudio, desde la campaña de exploración, programa de ensayos caracterización y diseño.

A continuación se presentan las tablas de verificación para ambos casos.

13.1. GUÍA PARA PROYECTOS NUEVOS

GUÍA PRÁCTICA PARA REVISORES, PROYECTISTAS Y EVALUADORES DE TERRENO

Nombre Proyecto:

Ubicación:

Superficie:

Campaña de Prospección

Cantidad	Rango Profundidad, m

Calicatas

Sondajes

Cumple con lo establecido en la Norma NCh1508, SI/NO

Análisis del Nivel Freático y Humedad de Terreno

Detección Nivel Freático, SI/NO

Profundidad, m

Observaciones generales de la humedad del entorno

(Identificación posibles fuentes de agua hacia la obra)

Detección Visual de Suelo Fino

Se identifica la Presencia Suelo Fino, SI/NO

Descripción ubicación y espesor del suelo fino

El estrato de suelo fino se ubica en el Sello de Fundación, SI/NO

Evaluación de la Presencia de los Siguientes Indicadores de Suelos Potencialmente Expansivos

En la descripción estratigráfica del terreno de fundación se hace referencia a:

Color oscuro, SI/NO

Suelo fino superficies brillantes, SI/NO

Alta plasticidad, SI/NO

Grietas de secamiento, SI/NO

Nota 1: En el caso de no detectar ningún indicador, se debe seguir lo establecido en la Norma NCh1508 respecto a las prospecciones y toma de muestras

Nota 2: En el caso de detectar alguno de estos indicadores, verificar si se incorporó el incremento de un 25% de las prospecciones sobre las indicadas por la Norma NCh1508Of.2014.

Toma de Muestras

Alterada	Inalterada

Número de Muestras total

Se cumple con las cantidades mínimas de muestras establecidas según Notas 1 y 2, SI/NO

Nota 3: En el caso de detectar alguno de estos indicadores de suelos potencialmente expansivos, verificar si se incorporaron las 3 muestras del horizonte de suelo fino que controla el diseño

Resultados de Ensayos de Terreno y Laboratorio en Suelos Finos

	SI/NO	Rango valores
Densidad InSitu		
% Finos (Granulometría)		
Límite Líquido, LL%		
Límite Plástico, LP%		
Humedad natural, Wnat %		
Peso específico Gs		
Contenido Materia Orgánica %		
Coeficiente de Compresión, Cc		
Coeficiente de recarga, Cr		
Presión de preconsolidación, P _c kg/cm ²		
Suelo Normalmente consolidado		
Resistencia al corte residual no drenado, S _u		
Suelo Preconsolidado		
Resistencia al corte drenado:		
Cohesión, c kg/cm ²		
Ángulo de fricción, f °		

Verificación Suelos Finos Potencialmente Hinchable

LL >30, SI/NO	
IP > 0.73(LL-20), SI/NO	

Si ambas verificaciones son afirmativas continuar con la evaluación

Ensayos Arcillas Expansivas

	SI/NO	Rango valores
Límite de Contracción, %		
Hinchamiento Libre, %		
Presión de Hinchamiento, kg/cm ²		
Determinación Hinchamiento según la humedad inicial estimada		

Nota 4: Los parámetros geotécnicos antes indicados deben ser debidamente incorporados en las consideraciones que sustentan el diseño planteado por el Ingeniero especialista geotécnico

Evaluación de Estructuras Nuevas

Tipo de Estructura que se proyecta construir:	SI/NO	Se aborda solución
Fundaciones		
Radieres		
Pavimentos		
Instalaciones de Trazado		
Muro de Contención		
Taludes		
Otro (Especificar)		

13.2. GUÍA PARA PROYECTOS CON DAÑOS

GUÍA PRÁCTICA PARA REVISORES, PROYECTISTAS Y EVALUADORES DE TERRENO

Nombre Proyecto:

Ubicación:

Superficie:

Campaña de Prospección

Calicatas

Sondajes

Cumple con lo establecido en la Norma NCh1508, SI/NO

Cantidad	Rango Profundidad, m

ANÁLISIS DEL NIVEL FREÁTICO Y HUMEDAD DE TERRENO

Detección Nivel Freático, SI/NO

Profundidad, m

Observaciones generales de la humedad del entorno
(Identificación posibles fuentes de agua hacia la obra)

Detección Visual de Suelo Fino

Se identifica la Presencia Suelo Fino, SI/NO

Descripción ubicación y espesor del suelo fino

El estrato de suelo fino se ubica en el Sello de Fundación, SI/NO

Evaluación de la Presencia de los Siguientes Indicadores de Suelos Potencialmente Expansivos

En la descripción estratigráfica del terreno de fundación se hace referencia a:

Color oscuro, SI/NO

Suelo fino superficies brillantes, SI/NO

Alta plasticidad, SI/NO

Grietas de secamiento, SI/NO

Nota 1: En el caso de no detectar ningún indicador, se debe seguir lo establecido en la Norma NCh1508 respecto a las prospecciones y toma de muestras

Nota 2: En el caso de detectar alguno de estos indicadores, verificar si se incorporó el incremento de un 25% de las prospecciones sobre las indicadas por la Norma NCh1508Of.2014.

Toma de Muestras

Número de Muestras total

Se cumple con las cantidades mínimas de muestras establecidas según Notas 1 y 2, SI/NO

Alterada	Inalterada

Nota 3: En el caso de detectar alguno de estos indicadores de suelos potencialmente expansivos, verificar si se incorporaron las 3 muestras del horizonte de suelo fino que controla el diseño

Resultados de Ensayos de Terreno y Laboratorio en Suelos Finos

	SI/NO	Rango valores
Densidad InSitu		
% Finos (Granulometría)		
Límite Líquido, LL%		
Límite Plástico, LP%		
Humedad natural, Wnat %		
Peso específico Gs		
Contenido Materia Orgánica, %		
Coeficiente de Compresión, Cc		
Coeficiente de recarga, Cr		
Presión de preconsolidación, P _c kg/cm ²		
Suelo Normalmente consolidado		
Resistencia al corte residual no drenado, S _u		
Suelo Preconsolidado		
Resistencia al corte drenado:		
Cohesión, c kg/cm ²		
Ángulo de fricción, f°		

Verificación Suelos Finos Potencialmente Hinchable

LL >30, SI/NO
IP > 0.73(LL-20), SI/NO

Si ambas verificaciones son afirmativas continuar con la evaluación

Ensayos Arcillas Expansivas

	SI/NO	Rango valores
Límite de Contracción, %		
Hinchamiento Libre, %		
Presión de Hinchamiento, kg/cm ²		

Evaluación de Estructuras con Rana

Evaluación de Estructuras con Daño	
Tipo de Estructura	
Descripción de los daños	

	SI/NO	Rango
Asentamientos		
Levantamiento		

Posibles Fuentes de agua:	
Napa	SI/NO
Lluvia	SI/NO
Rotura de cañerías	SI/NO
Riego	SI/NO

Otro (Especificar) _____

Page 10 of 24

Evaluación de Solución		
Tipo de Estructura que se proyecta reparar o reforzar:	SI/NO	Se aborda solución
Fundaciones		
Radieres		
Pavimentos		
Instalaciones de Trazado		
Muro de Contención		
Taludes		
Otro (Especificar)		

PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN PRELIMINAR DE TERRENOS

14. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN PRELIMINAR DE TERRENOS

A continuación se propone un conjunto de actividades a desarrollar para la identificación temprana de suelos expansivos y su potencial de hinchamiento. Esto en el contexto de estimar los riesgos que presenta el terreno, de manera de disponer de antecedentes técnicos del terreno que permitan realizar una evaluación preliminar del terreno.

1. Se propone efectuar a lo menos un 50% de las prospecciones según lo señalado en la norma NCh1508Of2014.
2. La profundidad de las prospecciones deberá ser definida según lo indicado en la norma NCh1508Of2014, dependiendo de las características del sistema de fundación.
3. Efectuar una inspección visual de las prospecciones para detectar la presencia de suelos finos.
4. Si no se detectan suelos finos, se descartan los problemas asociados con suelos expansivos.
5. En caso de detectar suelos finos, se debe evaluar la existencia de alguno de los siguientes indicadores:
 - a. Suelo fino de color oscuro de superficies brillantes.
 - b. Alta plasticidad.
 - c. Grietas de secamiento.
6. Si no se encuentran los indicadores del punto anterior, el riesgo de que existan suelos expansivos es significativamente bajo.
7. Si se encuentra al menos uno de los indicadores del punto 5 se deben extraer muestras de cada unidad de suelo fino detectado. Estas deben incluir bloques inalterados cubiertos con film y muestras para la realización de los siguientes ensayos:

- a. Clasificación completa. Se incluye granulometría y Límites de Atterberg. Se recomienda que estos ensayos se realicen a través del método húmedo.
 - b. Humedad Natural.
8. Si de los resultados de los ensayos de clasificación se obtiene que el suelo presenta un Límite Líquido bajo 30 ($LL < 30$), o bien no corresponde a una arcilla ($IP < 0.73$ ($LL-20$)) se descarta la posibilidad de suelos expansivos.
9. En el caso de encontrar muestras con Límite Líquido $LL \geq 30$ y ubicación sobre la línea A de la Carta de Plasticidad, el suelo es potencialmente expansivo.
10. Si el suelo es potencialmente expansivo, se deben realizar ensayos de consolidación con evaluación del hinchamiento libre y la presión de hinchamiento.

Una vez que se realice el procedimiento anterior se deben evaluar los costos adicionales del proyecto considerando las medidas necesarias de mitigación frente a suelos expansivos.



EVALUACIÓN COMPARATIVA DE COSTOS EN SUELOS EXPANSIVOS

15. EVALUACIÓN COMPARATIVA DE COSTOS EN SUELOS EXPANSIVOS

VALORES REFERENCIALES 2016

15.1. GENERALIDADES

De acuerdo al documento desarrollado por CMGI denominado “Tercera Etapa: Propuestas de Soluciones Asociadas al Tipo de Suelo”, dentro del amplio marco de soluciones ante la problemática de la presencia de suelos expansivos, se destacan los siguientes:

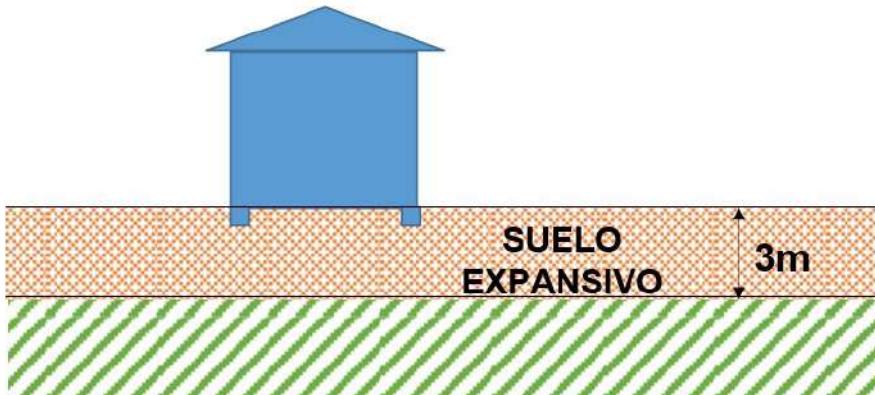
- Reemplazo del Material de Fundación Expansivo (completo o parcial)
- Aislación Terreno Expansible
- Preexpansión por Saturación
- Pilotes y Losa Armada

Debido a que existe según las condiciones específicas de cada proyecto, variedad de combinaciones de soluciones, se han considerado estas cuatro a modo de ejemplo, de manera de reconocer en cuál de estas alternativas se incurre en los menores gastos. Los precios unitarios fueron proporcionados por MINVU correspondiente a los valores típicos utilizados en proyectos tradicionales. Adicionalmente, para este estudio CMGI incluye los precios unitarios referenciales de geomembrana, pilotes y material granular.

Es importante señalar que la estimación de valores depende de las dimensiones del Proyecto en estudio, es por ello que para el análisis comparativo se consideró un Block Habitacional y una vivienda de tamaño tipo, ambos proporcionados por MINVU, cuyas características se detallan en el acápite 15.2.

Adicionalmente, para el análisis de las soluciones se ha considerado un espesor de 3 m de arcilla expansiva. Dicho valor se define sobre la base de antecedentes de depósitos en Chile que señalan, por una parte, que los espesores máximos de depósitos expansivos se encuentran por debajo de los 3 m y además, la profundidad máxima sujeta a variaciones

ambientales de humedad también está acotada a un máximo de 3 m. En la Figura 15.1 se presenta un esquema con la situación a estudiar.



← Figura 15.1:
Esquema situación en estudio.

Es importante tener en consideración que la estimación de costos es absolutamente dependiente de las condiciones del terreno y las características propias de la obra. En este contexto, los valores estimados en el presente estudio son realizados únicamente para cuantificar el incremento de costos debido a la incorporación de las soluciones planteadas en la etapa 3 del presente estudio, por lo que estos no pueden ser extrapolados a todo tipo de proyectos. En consecuencia, el análisis de costos debe ser analizado por el Ingeniero a cargo del proyecto.

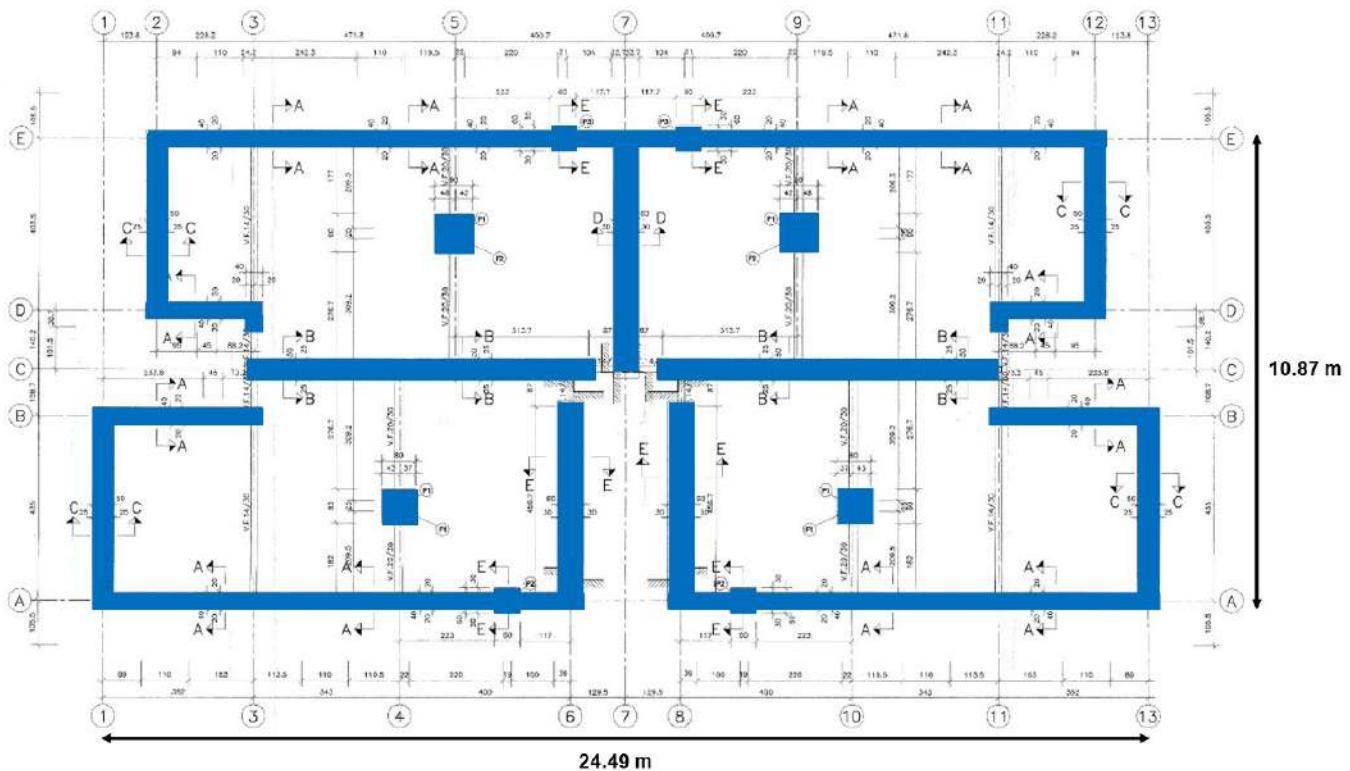
Asimismo, los costos referenciales utilizados para la estimación de las metodologías propuestas corresponden a valores típicos de obras en Santiago. En el caso de que el proyecto se emplace en otro sector, se deben modificar los valores según la ubicación del proyecto.

Todos los costos incluidos en el presente capítulo son de carácter referencial y han sido desarrollados solo con el propósito de estimar el incremento de costos de obras en suelos expansivos. La estimación de costos definitiva debe ser analizada dependiendo de la ubicación y características específicas de cada obra.

15.2. CARACTERÍSTICAS PROYECTOS HABITACIONALES EN ESTUDIO

15.2.1. BLOCK HABITACIONAL

De acuerdo a la información proporcionada por MINVU, el block habitacional utilizado para el estudio posee 6 pisos y es de dimensiones 10.9 x 24.5 metros. En la Figura 15.2 se presenta un plano de fundaciones, los cuales son destacados en color azul.

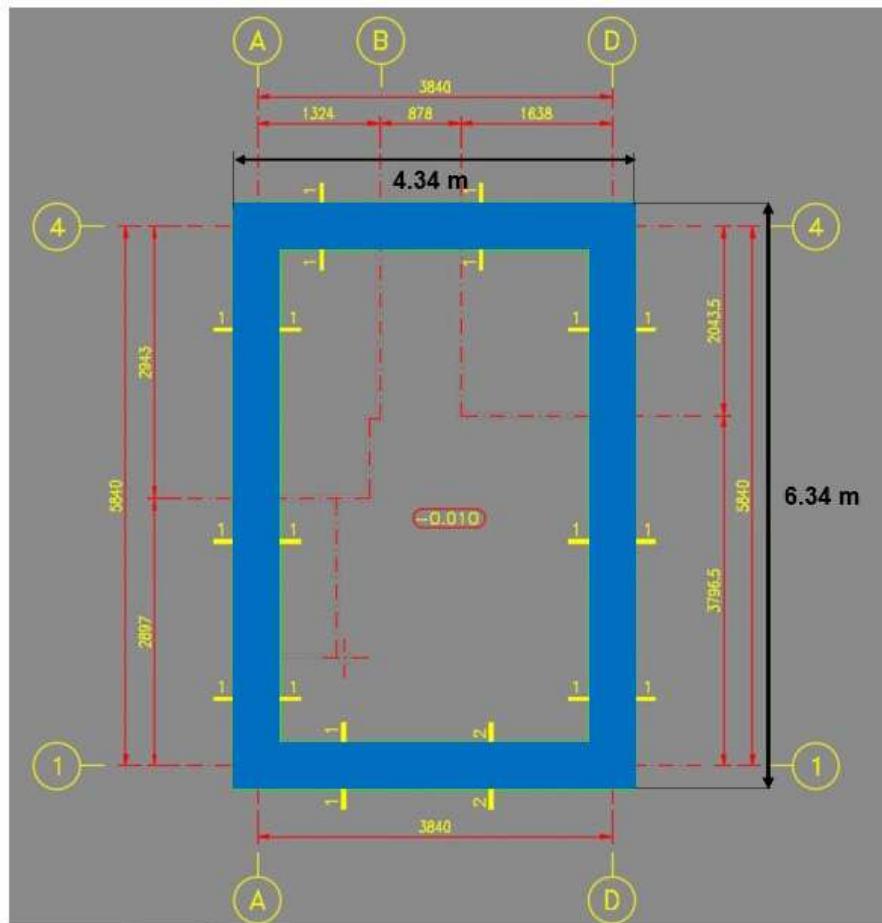


↑ Figura 15.2: Plano en planta de fundaciones Block Habitacional.

Como se advierte, las fundaciones corresponden a zapatas corridas bajo los muros perimetrales y medianeros, las que tienen un ancho que varía desde 40 a 60 cm. Adicionalmente, la estructura incluye 4 fundaciones aisladas de ancho desde 60 a 90 cm.

15.2.2. VIVIENDA

La configuración de la vivienda analizada en el presente estudio consiste en una casa de dos pisos. La fundación está constituida por zapatas corridas de 50 cm de ancho y 40 cm de espesor, las cuales poseen un largo en los ejes 1 y 4 de 4.34 m y en los ejes A y D de 6.34 m. En la Figura 15.3 se presenta un esquema en planta de la fundación de las viviendas, en azul se destacan las zapatas.



← **Figura 15.3:**

Plano en planta de fundaciones de vivienda en estudio.

15.3. PRECIOS UNITARIOS

En la Tabla 15.1 se presentan los precios unitarios típicos utilizados para la construcción proporcionados por MINVU.

Por otro lado, se han utilizado los siguientes valores referenciales vigentes para el análisis de las soluciones planteadas:

- Geomembrana instalada: 0.2 UF/m²
- Material granular dren: 0.3 UF/m³
- Bolones: 0.6 UF/m³
- Pilote (Movilización): 400 UF
- Pilote (Excavación y Hormigón Armado): 10 UF/ml

Tabla 15.1: →

Valores Unitarios proporcionados por Minvu.

Descripción	Unidad	Valor	Valor UF*
Excavación Suelo Fino	Máquina	m ³	\$ 3,300 0.13
Excavación Suelo Fino	Manual	m ³	\$ 11,130 0.42
Relleno compactado	(con estabilizado)	m ³	\$ 24,555 0.93
Relleno compactado	(con material extraído)	m ³	\$ 11,367 0.43
	Moldaje	m ²	\$ 11,835 0.45
Losa de Hormigón Armado	Hormigón H-20	m ³	\$ 58,000 2.20
	Fierro	kg	\$ 975 0.04
Compactación terreno natural		m ²	\$ 633 0.02

(*) Valor UF según el SII para el 25 de Noviembre del 2016 igual a \$26,304.77

15.4. EVALUACIÓN DE COSTOS DE SOLUCIONES PLANTEADAS

15.4.1. REEMPLAZO DEL MATERIAL DE FUNDACIÓN

Esta solución es recomendada para estratos de arcillas superficiales de bajo espesor. Consiste en la excavación y remoción completa o parcial del estrato de arcilla bajo toda la estructura, o en los sectores específicos donde se materializará el sistema de fundación. Los gastos adicionales que se deben incurrir para la utilización de esta opción están asociados a las siguientes actividades:

- Excavación y remoción del material expansivo, de forma completa o parcial.
- Reemplazo por material inerte no expansivo debidamente compactado.

En el caso de efectuar un reemplazo parcial del estrato expansivo, se debe determinar a través de ensayos las características de expansividad del material remanente. De esta forma, la expansión del material remanente debe ser menor a los desplazamientos diferenciales admisibles de la estructura. El procedimiento de ensayos es detallado en el informe denominado "Tercera Etapa: Propuestas de Soluciones Asociadas al Tipo de Suelo" elaborado por CMGI.

En el análisis comparativo desarrollado, se considera una remoción total del material igual a 3 m y una remoción parcial de 2 m y, por consiguiente un espesor de material remanente igual a 1 m. En la Figura 15.4 se presentan las configuraciones planteadas.

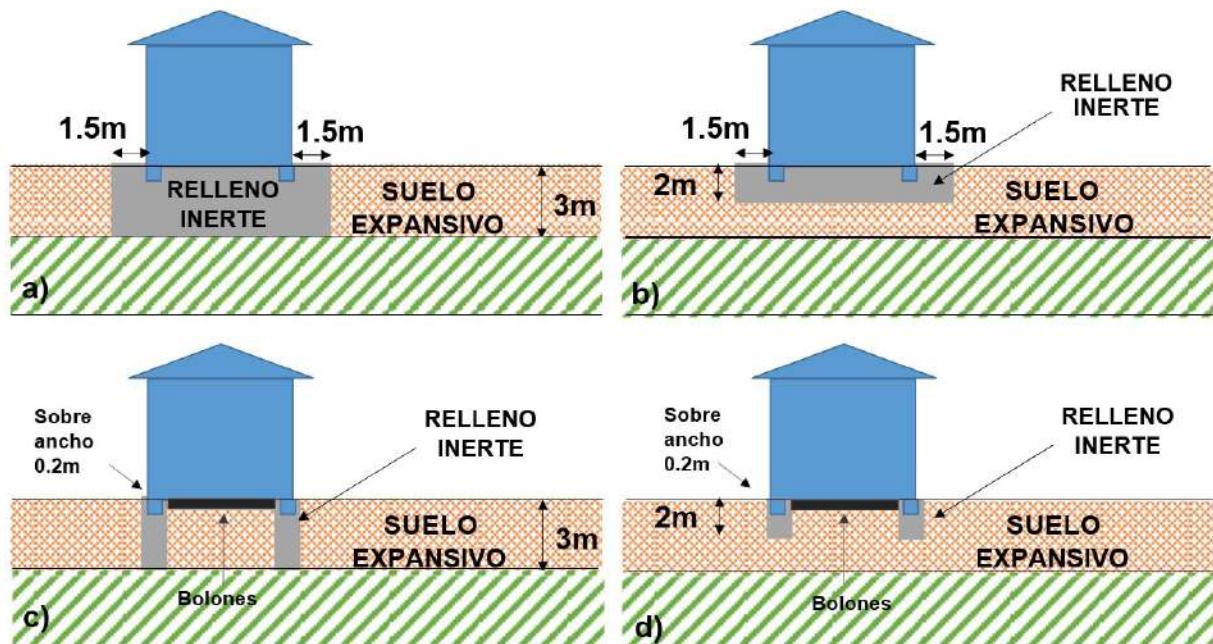
Para la cuantificación de volúmenes de excavación se deben incorporar las condiciones de borde impuestos por los taludes de corte perimetrales, dicho análisis debe realizarlo el Ingeniero a cargo considerando las características expansivas del material presentado en terreno. No está demás reiterar que en dicho análisis se deben incorporar los parámetros de resistencia de la arcilla expansiva en condición saturada.

En la Figura 15.4 se presenta un esquema del volumen de excavación. Solo para efectos de cuantificación de costos se ha considerado un talud

perimetral de corte vertical y un sobre-ancho igual a 1.5 m en el caso de la remoción de todo el estrato alrededor de las fundaciones de la estructura (caso a y b de la Figura 15.4) y de 20 cm para el caso de la excavación alrededor de las zapatas (caso c y d de la Figura 15.4). Se observa que en el caso c) y d) se incorpora una capa de bolones entre el radier y el suelo expansivo de manera de no generar deformaciones en la estructura.

Por otra parte, para el Block Habitacional no es considerado el reemplazo de todo el material bajo la estructura (caso a y b de la Figura 15.4), debido a que considerando la gran envergadura de los volúmenes de excavación, esta solución sería económicamente poco rentable.

En la Tabla 15.2 y Tabla 15.3 se presentan los costos asociados al



↑ Figura 15.4: Esquema ejemplo zona a excavar. a) Caso reemplazo bajo toda la estructura. b) Caso reemplazo alrededor de la zapata.

reemplazo de 3 m para una vivienda y block habitacional respectivamente. Las dimensiones de ambas estructuras fueron estimadas de acuerdo a la información proporcionada por MINVU (ver acápite 15.2).

Se observa que los costos asociados a la excavación manual de suelos

Descripción	Actividad		Unidad	Valor UF	Cantidad	Precio UF
Reemplazo material alrededor de las fundaciones	Excavación suelo expansivo	Máquina	m^3	0.13	210	27.3
		Manual	m^3	0.42		88.2
	Relleno compactado	con estabilizado	m^3	0.93		195.3
Reemplazo material bajo zapatas	Excavación suelo expansivo	Máquina	m^3	0.13	60	7.8
		Manual	m^3	0.42		25.2
	Relleno compactado	con estabilizado	m^3	0.93		55.8
	Bolones		m^3	0.6	10	6.0

↑ **Tabla 15.2:** Estimación de costos Vivienda reemplazo completo material.

Actividad		Unidad	Valor UF	Cantidad	Precio UF
Excavación suelo expansivo	Máquina	m^3	0.13	300	39
	Manual	m^3	0.42		126
Relleno compactado	con estabilizado		m^3	0.93	279
Bolones			m^3	0.6	120
					72

↑ **Tabla 15.3:** Estimación de costos Block Habitacional reemplazo completo material.

finos es más de tres veces el valor de la excavación con maquinaria, por lo tanto los costos son estimados considerando la excavación con máquina. En la Tabla 15.4 se presentan los costos totales asociados al reemplazo de 3 m de arcilla expansiva.

Descripción	Costos UF
Vivienda con reemplazo material bajo todo sistema de fundación	223
Vivienda con reemplazo material bajo zapatas	70
Block habitacional	390

↑ **Tabla 15.4:** Costos totales reemplazo 3 m de arcilla por unidad habitacional.

Por otro lado, en la Tabla 15.5 y 15.6 se presentan los resultados considerando la remoción parcial de 2 m de arcilla. Adicionalmente, en la Tabla 15.7 se presentan los costos totales asociados al reemplazo parcial de la arcilla expansiva.

Descripción	Actividad	Unidad	Valor UF	Cantidad	Precio UF
Reemplazo material alrededor de las fundaciones	Excavación suelo expansivo	Máquina	m ³	0.13	140
		Manual	m ³	0.42	
	Relleno compactado	con estabilizado	m ³	0.93	
Reemplazo material bajo zapatas	Excavación suelo expansivo	Máquina	m ³	0.13	5.2
		Manual	m ³	0.42	
	Relleno compactado	con estabilizado	m ³	0.93	37.2
	Bolones		m ³	0.6	10

↑ Tabla 15.5: Estimación de costos Vivienda reemplazo completo material.

Actividad	Unidad	Valor UF	Cantidad	Precio UF
Excavación suelo expansivo	Máquina	m ³	0.13	26
	Manual	m ³	0.42	
Relleno compactado	con estabilizado	m ³	0.93	186
	Bolones	m ³	0.6	120

↑ Tabla 15.6: Estimación de costos Block Habitacional reemplazo completo material.

Descripción	Costos UF
Vivienda con reemplazo material bajo todo sistema de fundación	148
Vivienda con reemplazo material bajo zapatas	48
Block habitacional	284

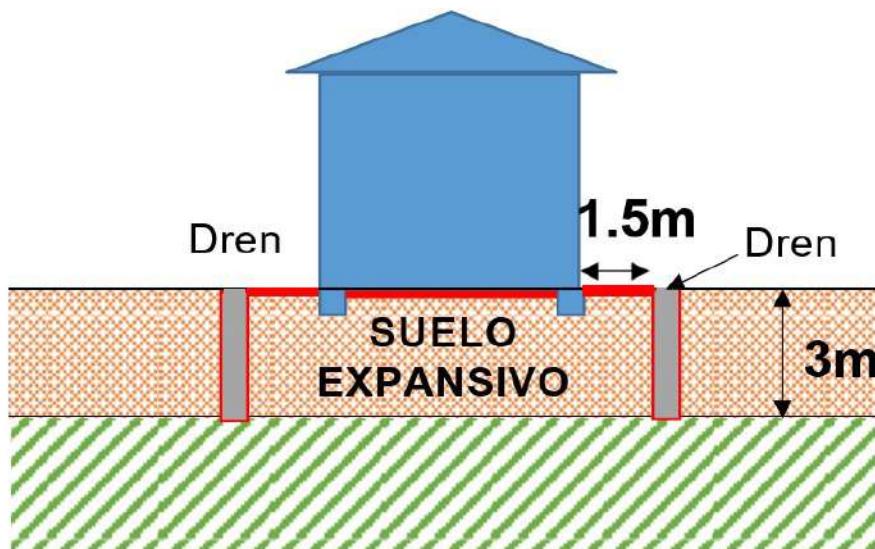
↑ Tabla 15.7: Costos totales reemplazo 2 m de arcilla por unidad habitacional.

Se observa que los costos asociados al reemplazar 2 m de arcilla expansiva son aproximadamente un 30% menor que al efectuar el reemplazo completo del material.

15.4.2. AISLACIÓN TERRENO EXPANSIBLE

Esta solución consiste en el empleo de sistemas de captación y drenaje, además de la impermeabilización del sector de influencia de las fundaciones o estructuras, a través de geomembranas y drenes perimetrales.

El método es aplicable específicamente para proteger el sello de fundación de la estructura de cambios de humedad. En relación a la infiltración de agua desde otras fuentes, es necesario identificar su origen para efectuar un diseño de obras de captación adecuadas. En la Figura 15.5 se presenta la descripción de la solución planteada.



← **Figura 15.5:**
Configuración solución mediante
geomembrana y drenes perimetrales.

Es importante señalar que la superficie que debe abarcar la geomembrana depende de cada caso, asimismo las dimensiones de los drenes depende, entre otros factores, del régimen pluvial donde está emplazado el proyecto. Todos estos factores deben ser analizados por el Ingeniero de Proyecto para una correcta estimación de los costos.

A modo de ejemplo, se han considerado drenes perimetrales ubicados a una distancia de 1.5 m alrededor de la estructura de 50 cm de ancho y 3 m de alto, de manera que no haya infiltración lateral de agua.

Adicionalmente, se considera que la geomembrana cubre también la zona inferior del dren para evitar la infiltración de agua hacia el terreno (ver esquema de la Figura 15.5).

Para el cálculo de costos se ha considerado la excavación con máquina del suelo fino. En la Tabla 15.8 y 15.9 se presentan los costos asociados para una vivienda y block habitacional (dimensiones proporcionadas por MINVU).

Tabla 15.8: →

Estimación de costos block habitacional
reemplazo completo material.

	Actividad	Unidad	Valor UF	Cantidad	Precio UF
	Geomembrana instalada	m ³	0.2	460	92
Den	Excavación zanja	m ³	0.13	50	6.5
	Material granular	m ³	0.3	50	15

Tabla 15.9: →

Estimación costos block habitacional.

	Actividad	Unidad	Valor UF	Cantidad	Precio UF
	Geomembrana instalada	m ²	0.2	1120	224
Den	Excavación zanja	m ³	0.13	130	16.9
	Material granular	m ³	0.3	130	39

En consecuencia, los costos totales asociados al uso de geomembrana y drenes es el siguiente:

- Costo total vivienda: 114 UF
- Costo total block habitacional: 280 UF

15.4.3. PREEXPANSIÓN POR SATURACIÓN

Esta solución consiste en efectuar un humedecimiento previo a la construcción, la cual permite inducir la expansión del terreno. Una vez realizada la saturación, es necesario implementar medidas para que no se produzca una pérdida del contenido de humedad en el material, pues esto implica el desarrollo de asentamientos.

Es importante señalar que el proceso de expansión requiere de tiempo para su completo desarrollo. Por lo tanto, el Ingeniero Geotécnico debe proponer un sistema de monitoreo que permita establecer el total desarrollo de la expansión. Por ejemplo, en la excavación se pueden instalar hitos topográficos que al ser monitoreados en el tiempo permiten medir la expansividad.

Debido a que esta metodología requiere un tiempo adicional para el proceso de saturación, resulta perentorio que la faena se lleve a cabo con un programa de actividades tal que mientras el terreno se está saturando, se estén desarrollando otros ítems. Es decir, en la programación de la obra debe tenerse presente el tiempo involucrado en este proceso, optimizando así toda la secuencia constructiva.

Debido a que la estimación de costos depende de cada caso, en la Figura 15.6 se presenta un esquema utilizado solo para exemplificar la solución planteada. En este caso referencial primero se considera una piscina de 0.3 m de espesor y 1.5 m de sobre-ancho, de manera de inducir la expansión del terreno. Luego se considera la compactación del fondo y la colocación del relleno compactado.

Adicionalmente, la estructura se considera con una losa armada, de manera de disminuir posibles asentamientos diferenciales. Se ha utilizado para el cálculo del fierro una cuantía de 85 kg/m³.

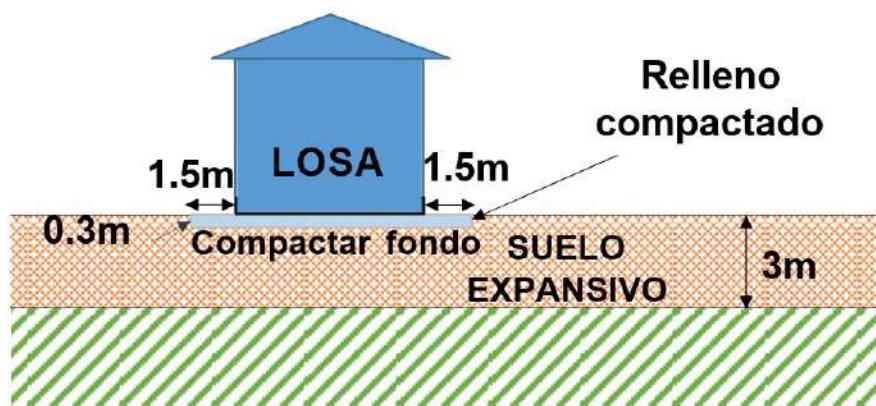


Figura 15.6:
Esquema solución pre expansión por saturación..

↑ Figura 15.6: Esquema solución pre expansión por saturación..

En la Tabla 15.10 y 15.11 se presentan los costos para la vivienda y el block habitacional en estudio. Cabe mencionar que se consideró para el cálculo del costo de agua para la piscina, un valor igual al 20% del precio de la excavación de material fino.

Descripción		Unidad	Valor UF	Cantidad	Precio UF
Excavación en suelo fino	Manual	m ³	0.42	21	8.8
Agua		m ³	0.084	21	1.8
Compactación terreno natural		m ²	0.02	69	1.4
Relleno compactado	con estabilizado	m ³	0.93	21	19.5
	Moldaje	m ²	0.45	28	12.6
Losa de Hormigón Armado	Hormigón H-20	m ³	2.2	5	11.0
	Fierro	kg	0.04	425	17.0

↑ Tabla 15.10: Estimación costos vivienda.

Descripción		Unidad	Valor UF	Cantidad	Precio UF
Excavación en suelo fino	Manual	m ³	0.42	121	50.8
Agua		m ³	0.084	121	10.2
Compactación terreno natural		m ²	0.02	401	8.0
Relleno compactado	con estabilizado	m ³	0.93	121	112.5
	Moldaje	m ²	0.45	240	108.0
Losa de Hormigón Armado	Hormigón H-20	m ³	2.2	48	105.6
	Fierro	kg	0.04	4080	163.2

↑ Tabla 15.11: Estimación costos block habitacional

En consecuencia, los costos totales asociados al método de preexpansión por saturación son los siguientes:

- Costo total Vivienda: 72 UF
- Costo total Block Habitacional: 560 UF

15.4.4. LOSA Y PILOTES

En este caso el sistema de fundación es proyectado con un sello de fundación por debajo del estrato de arcilla expansiva. Este tipo de solución debe perentoriamente tener la precaución que los radieres no se apoyen directamente sobre el terreno de fundación, por lo tanto, se debe dejar un espacio libre entre el radier y el suelo expansivo de manera de no generar deformaciones. Consecuentemente, los radieres se transforman en losas armadas.

Es importante señalar que debido a los altos costos asociados al uso de pilotes, no es económicamente factible utilizar dicha solución en viviendas, solo en situaciones singulares en que lo requiera el proyecto. En consecuencia, el análisis es desarrollado solo para el block habitacional. En la Figura 15.7 se presenta el esquema con la solución planteada.

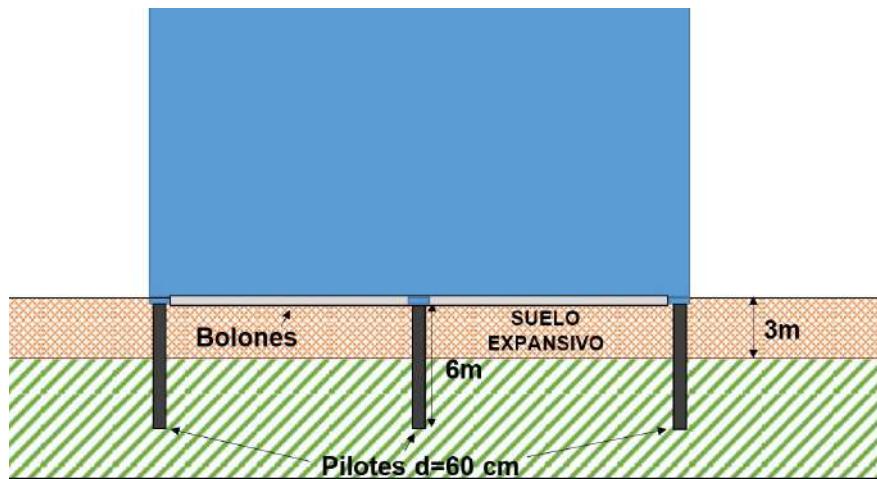


Figura 15.7:
Esquema solución Losa y Pilotes en block habitacional.

Se ha estimado que para el block habitacional de 6 pisos proporcionado por MINVU, se requieren del orden de 40 pilotes, ubicados cada 3 m, con 6 m de alto y 0.6 m de diámetro. Adicionalmente, se ha considerado el uso de bolones para aislar el suelo expansivo de la estructura.

En la Tabla 15.12 se presenta los costos asociados a dicha solución.

Tabla 15.12: →

Estimación costos block habitacional.

Descripción		Unidad	Valor UF	Cantidad	Precio UF
Bolones		m ³	0.6	120	72
Pilotes de HA 60 cm diámetro	Movilización (*)	gl	100	1	100
	Excavación y HA	ml	10	240	2400

(*) Se ha considerado la construcción de a lo menos 4 bloques

En consecuencia, el costo total asociado al uso de pilotes y losa armada asciende a un total de 2572 UF.

15.5. ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS

Es importante señalar que los costos presentados son obtenidos a partir de diversas consideraciones efectuadas. En consecuencia, los valores dependerán de la situación presentada en terreno.

El valor del metro cuadrado construido según cifras referenciales para proyectos tipo, como los analizados en el presente acápite, corresponde a 10 UF para viviendas y edificaciones materializadas de hormigón y albañilería. Con dicha cifra se han obtenido los valores de vivienda y edificio tipo indicados en la Tabla 15.13.

Tabla 15.13: →

Costo referenciales de estructuras tipo.

Valor UF	Cantidad	Precio UF
Vivienda	56	560
Block de 6 pisos	1440	14.400

En el acápite 15.4 se presentaron posibles soluciones para la edificación ante la problemática de un terreno de fundación con suelos expansivos. En las Tablas 15.14 y 15.15 se presentan los costos resultantes asociados a cada una de las soluciones planteadas según el tipo de edificación. Adicionalmente se indica el costo porcentual adicional según el valor de la estructura.

Solución	Costo Solución (UF)	Porcentaje según costo estructura (%)
Reemplazo 3 m material bajo todo el sistema de fundación	223	40
Reemplazo 3 m material bajo zapatas	70	13
Remoción parcial 2 m bajo todo el sistema de fundación	148	26
Remoción parcial 2 m bajo zapatas	48	9
Aislación Terreno Expansible	114	20
Preexpansión por saturación	72	13

← **Tabla 15.14:**
Costos referenciales soluciones en suelos expansivos vivienda tipo.

Solución	Costo Solución (UF)	Porcentaje según costo estructura (%)
Reemplazo 3 m material	390	3
Remoción parcial 2 m	284	2
Aislación Terreno Expansible	280	2
Preexpansión por saturación	560	4
Losa y Pilotes	2572	18

← **Tabla 15.15:**
Costos referenciales para soluciones en suelos expansivos para Block Habitacional tipo.

Las soluciones consideradas aumentan los costos, en el caso de las viviendas, entre un 9 a 40% sobre los valores referenciales para este tipo de edificaciones, siendo el valor más costoso el correspondiente a la remoción completa del estrato expansivo. La solución más económica está asociada a la remoción parcial del terreno expansivo bajo las zapatas y el relleno mediante bolones bajo el radier, lo que aumenta los costos totales de la vivienda en un 9%. Cabe señalar que la evaluación de la profundidad de reemplazo debe ser efectuada mediante la correcta caracterización de la expansividad del terreno.

Por otro lado, en el caso de los blocks habitacionales el incremento de costos varía en general entre un 2 a 4% para las soluciones como el reemplazo, aislación y preexpansión. Por otra parte, la solución mediante pilotes resulta la más costosa y aumenta los valores de edificación en un 18%.

Cada una de estas soluciones bien hechas permite que las edificaciones no presenten problemas por la existencia de suelos expansivos, sin embargo, la solución de pilotes es la más robusta, pues permite transmitir las cargas a los estratos más profundos en términos de expansividad. En este sentido, es solo comparable con la solución de extraer todo el material expansivo y reemplazarlo con un relleno de material inerte. En este contexto, las soluciones de preexpansión (por saturación), aislación con geomembrana y extracción parcial, presentan necesidad de control en el tiempo, que de no realizarse genera una probabilidad de deformaciones.

15.6. COSTOS ADICIONALES

15.6.1. GASTOS ENSAYOS GEOTÉCNICOS ADICIONALES

Sumado a los costos incurridos para la ejecución de las distintas soluciones constructivas, se deben considerar los gastos asociados a la ejecución de ensayos en suelos expansivos.

En la Tabla 15.16 se presentan los costos estimados de los ensayos a realizar en suelos potencialmente expansivos. Estos valores son referenciales ya que dependen de cada caso, en este sentido los costos fueron obtenidos mediante los siguientes supuestos:

- El número mínimo de puntos de exploración es estimado para el diseño estático con profundidades de hasta 4.0 m (ver Tabla 10.1).
- Para el número de muestras se consideraron dos estratos de suelo potencialmente expansivo.
- Los ensayos de clasificación corresponden a los indicados en el acápite 10.2.1.
- Con respecto a los ensayos de resistencia se consideraron ensayos de compresión triaxial CIU. El número de series de ensayos (conformado por tres probetas) que se ha considerado es el siguiente:
 - » Hasta 1000 m² se utilizaron 2 series de ensayos,

- » Desde 1000 a 5000 m² 3 series de ensayos.
- » De 5000 a 20000 4 series de ensayos.
- » De 20000 a 30000 5 series de ensayos.
- En el caso del ensayo de deformabilidad, se consideró por cada estrato de suelo expansivo lo siguiente:
 - » Hasta 1000 m² 2 ensayos de consolidación.
 - » Desde 1000 a 5000 m² 4 ensayos.
 - » De 5000 a 20000 6 ensayos.
 - » De 20000 a 30000 8 ensayos.
- Respecto a los ensayos particulares, sólo se consideraron los ensayos de límite de contracción, ya que el hinchamiento y presión de hinchamiento son obtenidos de los ensayos de consolidación.

De acuerdo a los resultados presentados en la Tabla 15.16 se observa

Superficie a explorar (m ²)	Nº Prospecciones	Nº Prospecciones (c/ind. suelo expansivo)	Nº de muestras	Ensayo Clas. (UF)	Ensayo Resistencia (UF)	Ensayo Def. (UF)	Ensayos Part. (UF)	Total UF
Hasta 500	2	3	18	80.0	45.4	51.0	20.7	197.1
501 a 1000	3	4	24	106.6	45.4	51.0	27.6	230.6
1001 a 2000	4	5	30	133.3	68.1	101.9	34.5	337.9
2001 a 5000	5	7	42	186.6	68.1	101.9	48.3	405.0
5001 a 10000	6	8	48	213.3	90.8	152.9	55.2	512.2
10001 a 20000	8	10	60	266.6	90.8	152.9	69	579.3
20001 a 30000	10	13	78	346.6	113.6	203.8	89.7	753.7

↑ **Tabla 15.16:** Costos referenciales ensayos a realizar en suelos expansivos.

que los costos asociados a los ensayos geotécnicos son marginales en comparación con el valor de la obra.

15.6.2. COSTOS ASOCIADOS AL TRAZADO DE INSTALACIONES

Para el diseño de instalaciones que transportan flujos de agua en suelos expansivos, se recomienda utilizar geomembranas que impermeabilicen las tuberías. Esto básicamente para evitar que eventuales filtraciones desde la tubería afecten al terreno expansivo y se produzca el consiguiente hinchamiento, con los efectos negativos de este.

Para esta solución, el incremento de costos está asociado casi exclusivamente al valor de la geomembrana. Para efectos de tener una estimación de costos, se ha considerado una red de tuberías de 4" de diámetro y el costo referencial indicado en el acápite 15.3. Bajo estos supuestos, el valor asociado a la impermeabilización de las tuberías resulta ser 0.07 UF por metro lineal de tubería.

ANEXO A

EJEMPLOS ILUSTRATIVOS DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA OBRAS DE URBANIZACIÓN Y HABILITACIÓN

ANEXO A:

EJEMPLOS ILUSTRATIVOS DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA OBRAS DE URBANIZACIÓN Y HABILITACIÓN

A.1. GENERALIDADES

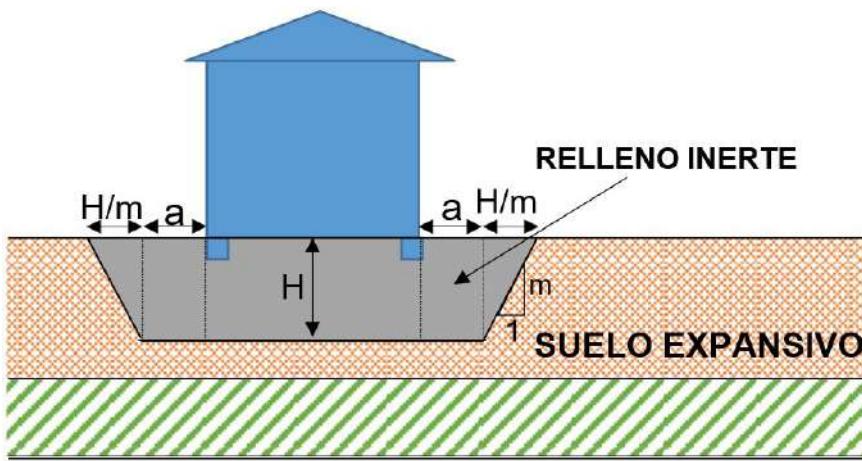
El presente anexo incorpora ejemplos ilustrativos de especificaciones técnicas para obras nuevas en sistemas de fundación, estructuras, pavimentos, obras de urbanización y habilitación, etc.

Tal como se indicara previamente, debido a que las soluciones constructivas en obras emplazadas en suelos expansivos dependen de las condiciones del terreno y las características de la obra, los ejemplos presentados no pueden ser utilizados en diferentes proyectos. En este sentido, cualquier diferencia del ejemplo con lo presentado en terreno invalida inmediatamente la solución planteada. Toda solución utilizada debe ser analizada por el ingeniero especialista del proyecto.

A.2. REEMPLAZO DEL MATERIAL DE FUNDACIÓN

De acuerdo a lo indicado en el acápite 11.2 del presente documento, esta solución consiste en excavar y remover de forma completa o parcial el estrato de arcilla bajo toda la estructura, el que posteriormente es reemplazado por un material inerte no expansivo, debidamente compactado.

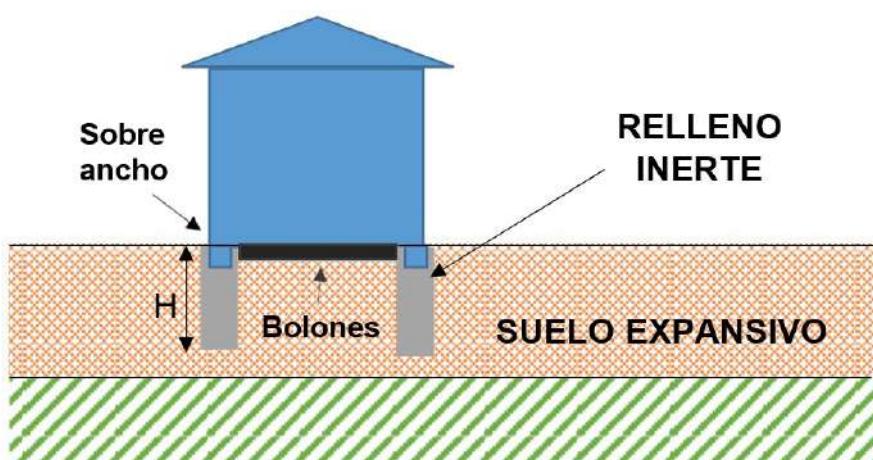
En la Figura A.1 se presenta un ejemplo de dicha solución. Se observa que el relleno tiene un sobre ancho "a" alrededor de la estructura. Asimismo, la excavación del talud tiene una pendiente "m", la cual debe ser obtenida considerando la estabilidad de la arcilla saturada.



← **Figura A.1:**
Remoción parcial o total de estrato expansivo bajo toda la estructura.

Otra solución es efectuar un reemplazo en los sectores específicos donde se materializará el sistema de fundación. En este caso, se debe evitar el contacto directo entre la estructura y el material potencialmente expansivo.

En la Figura A.2 se presenta una ilustración de este ejemplo. Se observa que el relleno tiene un sobreancho mínimo de 30 cm alrededor de la zapata, además, para evitar el contacto entre la estructura y el material expansivo, se incluyó una capa de bolones.



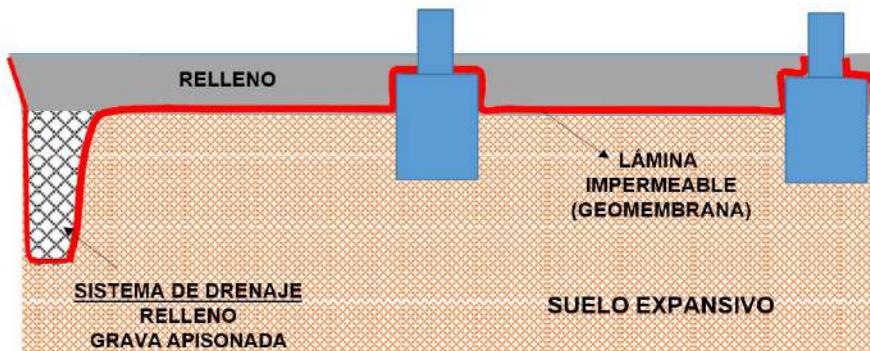
← **Figura A.2:**
Remoción parcial o total de estrato expansivo alrededor de la zapata.

Es importante señalar que la remoción parcial del estrato expansivo puede ser utilizada evaluando el hinchamiento del material remanente, verificando que éstos sean menores a los desplazamientos diferenciales admisibles para la estructura.

A.3. AISLACIÓN TERRENO EXPANSIBLE

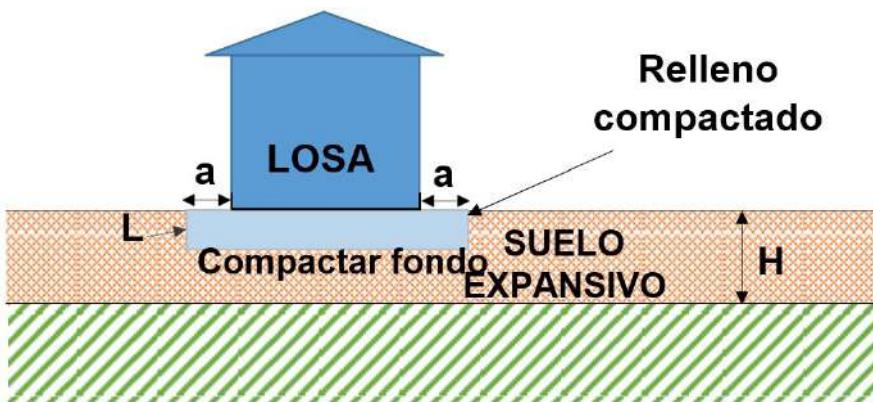
Esta solución es utilizada para minimizar el aumento de humedad, evitando la infiltración de agua hacia el terreno de fundación, mediante sistemas de captación y drenaje. En la Figura A.3 se presenta un ejemplo de impermeabilización y drenaje.

Figura A.3: →
Sistema de impermeabilización y drenaje perimetral.



A.4. PREEXPANSIÓN POR SATURACIÓN

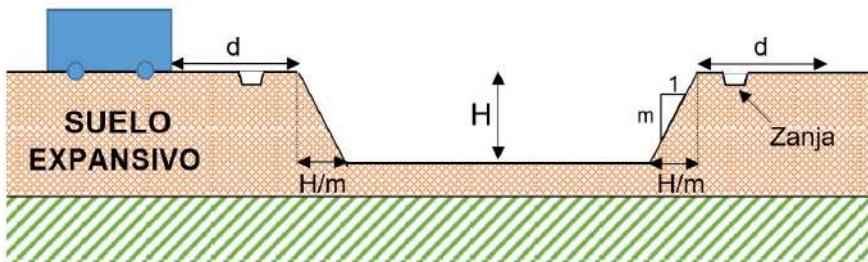
Consiste en efectuar un humedecimiento previo a la construcción, la cual permite inducir la expansión del terreno. En la Figura A.4 se muestra un ejemplo de humedecimiento del terreno mediante una piscina. Luego de la expansión del terreno se debe compactar el fondo y la colocación de un relleno en la zona de la piscina.



← Figura A.4:
Solución preexpansión por saturación.

A.5. PROYECTOS DE EXCAVACIONES

En la Figura A.5 se presenta un ejemplo de excavaciones temporales en suelos expansivos. Se observa que el talud de la excavación tiene una pendiente m , el cual debe ser obtenido del análisis de estabilidad. Para el control de infiltraciones de agua se incorpora una zanja perimetral. Adicionalmente, las sobrecargas alrededor de la excavación deben estar a una distancia mínima, d , de manera de no interferir con la estabilidad de las paredes de la excavación.



← Figura A.5:
Ejemplo excavaciones en suelos expansivos.

A.6. RECOMENDACIONES PARA SISTEMAS DE FUNDACIÓN DE ESTRUCTURAS

A.6.1. FUNDACIÓN TRASPASANDO ESTRATO DE ARCILLA EXPANSIVA

Esta solución se basa en la trasferencia de la carga estructural hacia el suelo no expansivo.

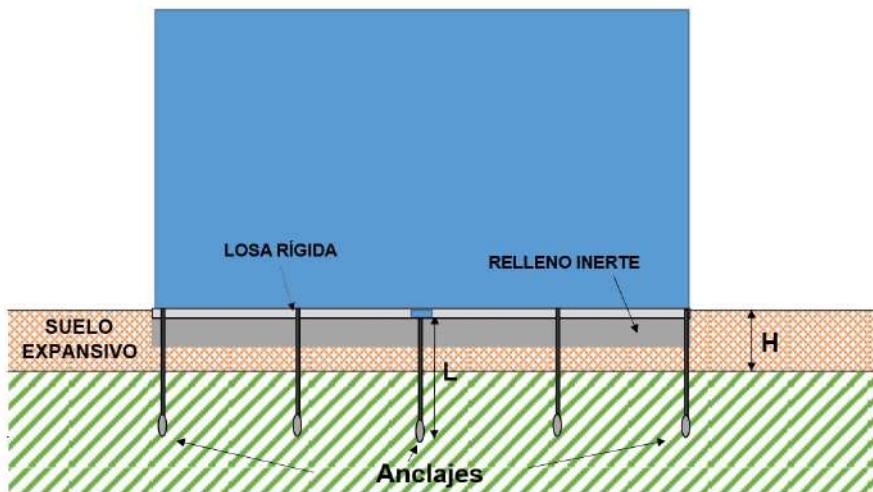
En la Figura A.6 se presenta un ejemplo de la transferencia de carga mediante el uso de pilotes. Adicionalmente, para evitar las deformaciones producidas por el suelo expansivo en la estructura, se incorpora un espacio entre la losa armada y el terreno hinchable. Eventualmente estos espacios pueden estar llenados con bolones de un tamaño mínimo de 20 cm.

Figura A.6: →
Solución mediante pilotes y losa armada.



A.6.2. LOSAS RÍGIDAS

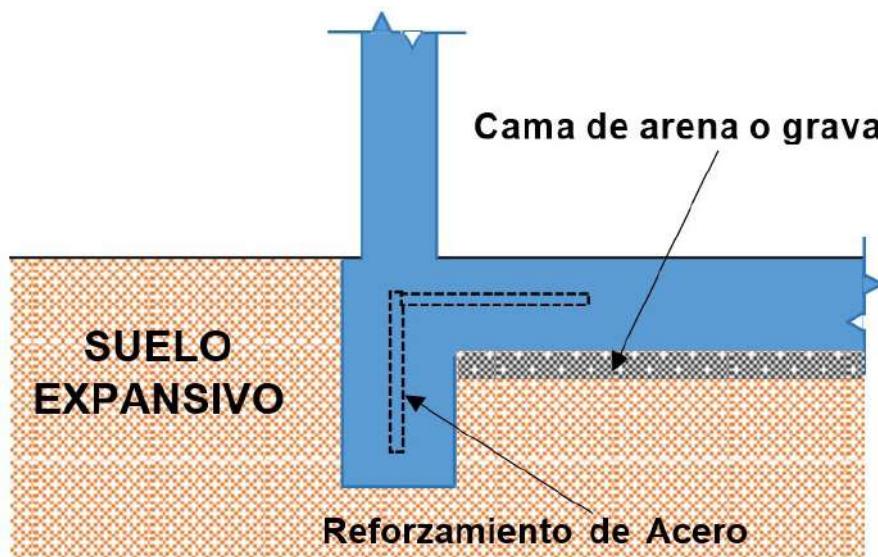
El uso de losas rígidas también puede ser utilizado como solución en estructuras emplazadas sobre suelos potencialmente expansivos. En la Figura A.7 se presenta un ejemplo de losa rígida, se incorpora adicionalmente la remoción parcial del estrato expansivo por material inerte y anclajes para evitar el potencial levantamiento de la estructura.



← Figura A.7:
Solución mediante losas rígidas.

A.6.3. FUNDACIONES APOYADAS SOBRE SUELO HINCHABLE

En el caso de utilizar esta solución, se recomienda usar anchos reducidos de zapatas, dejar un espacio bajo radieres y rigidizar la fundación. En la Figura A.8 se presenta un ejemplo considerado un refuerzo de acero en la fundación y una cama de arena o grava que evite el contacto entre el radier y el suelo expansivo.



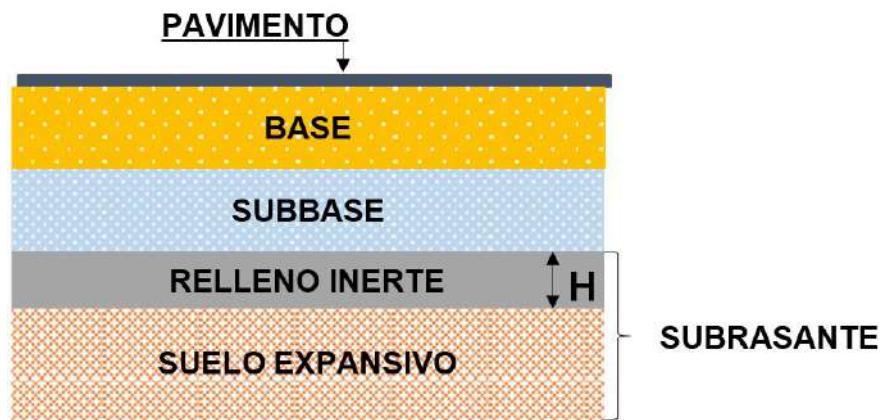
← Figura A.8:
Solución fundaciones apoyadas en arcilla expansiva.

A.7. RECOMENDACIONES PARA SUBRASANTE, BASES Y SUBBASE DE PAVIMENTOS

A.7.1. REEMPLAZO DEL MATERIAL DE LA SUBRASANTE

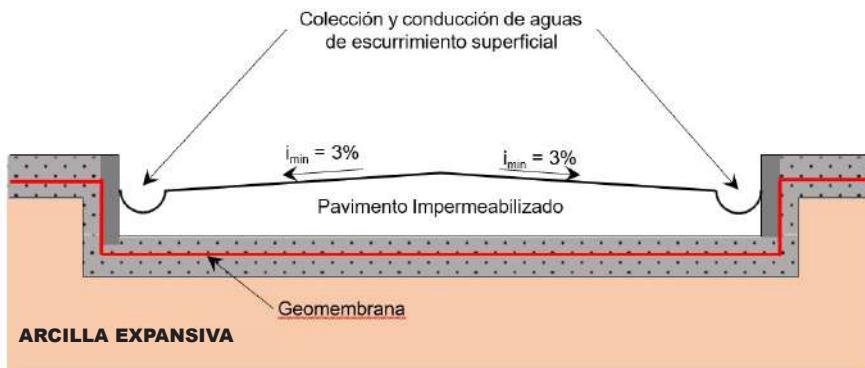
Uno de los tratamientos recomendados para minimizar el hinchamiento de la subrasante, consiste en el reemplazo completo o parcial del estrato de arcilla hinchable por material inerte (ver ejemplo Figura A.9). En el caso del reemplazo parcial se debe evaluar que el hinchamiento remanente sea menor a las deformaciones admisibles de la obra.

Figura A.9: →
Reemplazo de suelo expansivo en la subrasante.



A.7.2. BARRERAS CONTRA CAMBIOS DE HUMEDAD

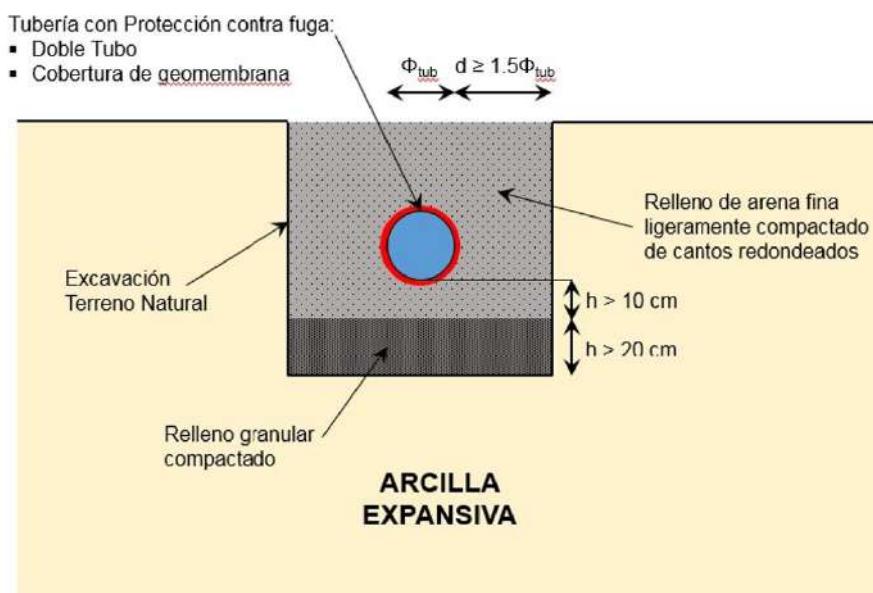
El uso de barreras de humedad es otra solución recomendada. Para ello pueden utilizarse carpetas impermeabilizantes y zanjas laterales las que deben captar y evacuar toda agua superficial. En la Figura A.10 se presenta un ejemplo del uso de geomembranas y captación de agua para el control de la humedad.



← **Figura A.10:**
Ejemplo uso de geomembranas en pavimentos.

A.8. RECOMENDACIONES PARA TRAZADO DE INSTALACIONES

Una solución utilizada para evitar la filtración de agua desde las instalaciones al subsuelo es el recubrimiento de las tuberías con geomembranas impermeables. En la Figura A.11 se presenta un ejemplo de tuberías con geomembranas, las cuales están apoyadas sobre un material granular fino compactado para evitar el punzonamiento.



← **Figura A.11:**
Diseño de instalaciones de trazado en arcillas expansivas.

A.9. RECOMENDACIONES PARA OBRAS DE HABILITACIÓN Y URBANIZACIÓN

A.9.1. MUROS DE CONTENCIÓN

En la figura A.12 se presenta un esquema ilustrativo de solución para muros de contención. En el ejemplo se observa el reemplazo del material expansivo bajo el muro por un relleno inerte. Adicionalmente se incorporan barbacanas con pendiente hacia el pie del muro.

A modo de ejemplo, se presenta el corte del suelo hinchable con una pendiente respecto a la horizontal menor a 45° o el ángulo donde el talud sea estable ($\beta < 45^\circ$). Sobre este talud se incorpora un relleno entre el muro y el talud con un material granular permeable inerte.

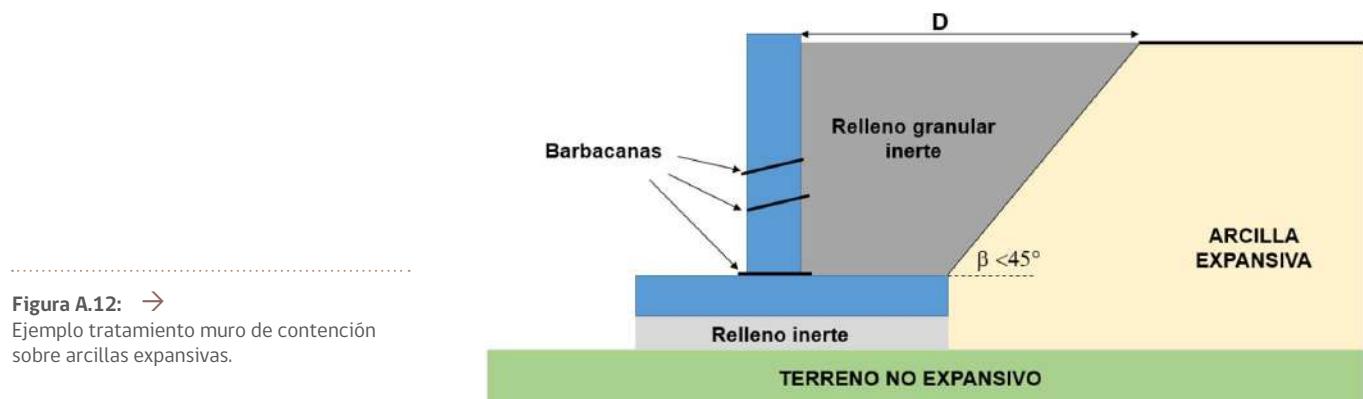
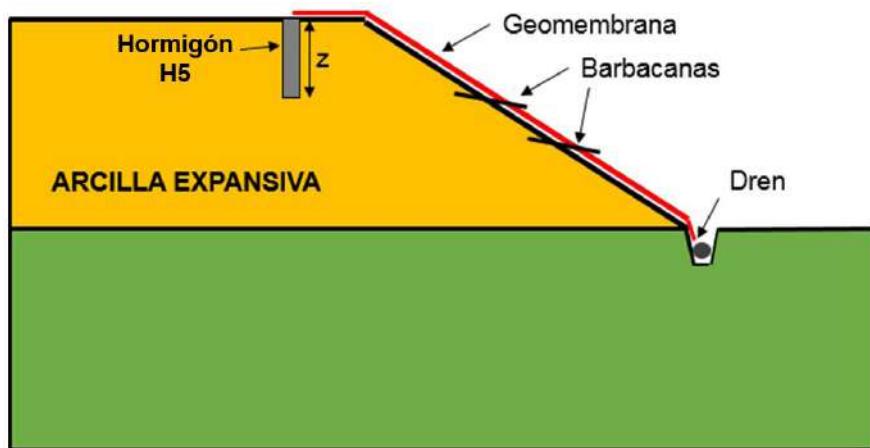


Figura A.12: →
Ejemplo tratamiento muro de contención
sobre arcillas expansivas.

A.9.2. PROTECCIÓN DE TALUDES

En la Figura A.13 se presenta un ejemplo de protección de taludes conformados por arcillas expansivas. Se observa una geomembrana dispuesta en la cara del talud y el uso de un dren perimetral que permite la evacuación del agua superficial. La geomembrana está anclada en una zanja aguas arriba, a una distancia tal que no interfiera con la estabilidad del talud.

Dicha zanja es rellenada con hormigón de manera de proveer una barrera impermeable para que las aguas superficiales se encaucen sobre la geomembrana. Adicionalmente, se incorporan barbacanas inclinadas hacia el pie del talud.



← **Figura A.13:**
Sistema de impermeabilización y drenaje.



ANEXO B

ACTUALIZACIONES

ANEXO B

ACTUALIZACIONES

Como se dijo en la introducción, el presente documento técnico sirvió como base para la discusión y posterior desarrollo de la norma chilena NCh 3608:2020 ***"Geotecnia - Suelo expansivo - Requisitos para diseño y ejecución de obras de edificación y urbanización"***. Dicha norma establece requisitos para el estudio geotécnico de obras nuevas de edificación y urbanización que serán emplazadas en suelos con características expansivas.

Este desarrollo, fruto de las discusiones y del trabajo de un comité técnico especialista, incluye algunas mejoras, modificaciones y/o complementos al presente estudio, de las cuales pasamos a detallar las más importantes:

- **Evaluación de expansividad**

La norma incluye a los suelos granulares que contengan finos mayores a un 15% como un suelo que puede ser potencialmente expansivo, cuando la matriz fina cumpla en forma simultánea con los requisitos para IP y LL indicados en la Tabla 2 de la norma.

Tabla 2: →

Criterios de identificación de suelo granular potencialmente expansivo

Contenido de finos %	Requisitos
$15 \leq CF < 30$	$IP \geq 0,73 * (LL-20)$ $LL \geq 50$
$30 \leq CF < 50$	$IP \geq 0,73 * (LL-20)$ $LL \geq 30$

- **Parámetros para la evaluación de los grados de expansividad**

La norma incorpora un grado más de expansividad que lo estipulado en el presente estudio, determinando la clasificación de acuerdo con el hinchamiento libre y la presión de hinchamiento. Así, el terreno se clasifica según su grado de expansividad de acuerdo con lo indicado en la Tabla 3 de la NCh 3608.

Hinchamiento libre %	Presión de hinchamiento kPa	Grado de expansividad
$h \leq 2$	$p \leq 20$	Muy bajo
$2 < h \leq 4$	$20 < p \leq 50$	Bajo
$4 < h \leq 8$	$50 < p \leq 100$	Medio
$8 < h$	$100 < p$	Alto

← **Tabla 3:**
Grado de expansividad en función de parámetros experimentales de hinchamiento

- **Parámetro de entrada para evaluación de suelos expansivo fino**

El presente estudio indica que, dentro de los parámetros necesarios para identificar preliminarmente la presencia de un suelo expansivo, es que dicho suelo tenga un Límite líquido mayor o igual a 30 y que, simultáneamente, se cumpla con que $IP > 0.73 * (LL - 20)$.

La NCh 3608 hace un ajuste a lo detallado en el estudio, indicando que un suelo fino puede ser expansivo cuando sus parámetros de plasticidad cumplan simultáneamente los requisitos de la Tabla 1 de dicha norma, disminuyendo el valor de entrada para el Límite líquido, de 30 a 25.

Contenido de finos %	Requisitos
CF ≥ 50 CF determinado según NCh3236	$IP \geq 0.73 * (LL - 20)$ $LL \geq 25$ IP determinado según NCh1517/2 LL determinado según NCh1517/1

← **Tabla 1:**
Criterio de identificación de suelo fino potencialmente expansivo

||| El objetivo de este manual se centra en identificar y clasificar los suelos de emplazamiento según su composición, donde la presencia de ciertos componentes de arcillas puede afectar de diversa forma los proyectos de vivienda y urbanización que sean emplazados en estos tipos de suelos, producto de su potencial de hinchamiento o contracción. |||