

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE
FACULTAD DE INGENIERIA
MAESTRIA EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA**

**SUELOS EXPANSIVOS Y SU INTERACCION
CON CONSTRUCCIONES LIVIANAS**

GONZALO GUTIERREZ

*Trabajo realizado como parte de los requisitos
exigidos para optar al grado de
Magíster en Ciencias de la Ingeniería*

Dirigido por:

PROFESOR LUIZ ANTONIO BRESSANI (PhD)

**UNIVERSIDAD FEDERAL DE RIO GRANDE DO SUL
Departamento de Ingeniería Civil
Porto Alegre – RS - Brasil**

Resistencia – mayo de 2003

RESUMEN

La problemática de los suelos expansivos y su interacción con construcciones livianas es una realidad mundial; y en particular, por la combinación de tipos de suelos, clima y modalidades constructivas, una realidad del Nordeste Argentino.

Los nuevos sistemas constructivos de viviendas livianas se distinguen respecto del pasado por una mayor complejidad en el funcionamiento. Antes, los materiales y sistemas de construcción poseían características de ductilidad más compatibles con los suelos expansivos y las deformaciones volumétricas asociadas. Ahora, con la utilización de hormigones, ladrillos cerámicos huecos, bloques de cemento, se eleva la fragilidad e incompatibilidad con dichas deformaciones.

Adicionalmente, la tendencia a la urbanización con la consecuente construcción masiva de viviendas económicas livianas y de poca ductilidad, y la falta de investigación respecto de la interacción suelo-estructura, ha derivado en gran cantidad de barrios de viviendas afectados por el fenómeno, con patologías que, aún cuando en general no comprometen la estabilidad, lo hacen respecto del servicio y el bienestar del usuario.

El objetivo general del estudio ha sido estimar la magnitud del fenómeno de expansión en los suelos de la región (asociada a construcciones del tipo livianas con sistemas de fundación tradicionales) y llevar los resultados de la investigación al plano de la praxis profesional para que se modifiquen los costumbrismos que generan permanentes repeticiones en los errores.

La falta de estudios en la región sobre suelos expansivos y su interacción con construcciones livianas ha hecho indispensable una investigación de campo a escala real para evaluar la aplicabilidad de las teorías y métodos de predicción existentes. A tal efecto, se construyó una platea de fundación de dimensiones similares a las de las viviendas de ejecución masiva en la Provincia, y se controlaron deformaciones y variaciones de humedad desde noviembre del año 2001 hasta diciembre del 2002.

El prototipo se proyectó de manera tal de simular en escala real una construcción económica típica, especialmente considerando las dimensiones en planta y el efecto sombra de la cubierta. Para evaluar el comportamiento bajo cargas de mamposterías se construyó un sector con paredes de 2,00 metros de altura.

La instrumentación se diseñó para realizar controles periódicos de niveles en superficie, internos y externos al área cubierta, y a diferentes profundidades, y controles de humedad desde la superficie hasta los 4,50 metros de profundidad, también bajo el área cubierta y en el exterior.

Una vez determinado el comportamiento del prototipo, se evaluaron los distintos métodos de predicción cualitativa y cuantitativa del fenómeno y sus parámetros necesarios, a los efectos de encontrar una metodología práctica (aplicable con ensayos de rutina), para el estudio de los suelos expansivos y su interacción con construcciones livianas.

Los resultados de la aplicación de los diferentes métodos, en especial los directos, en los que se utilizaron variables e índices determinados en laboratorio sobre testigos inalterados, han representado satisfactoriamente el comportamiento observado en campo.

La revisión del estado del arte sobre suelos no saturados expansivos, la construcción e instrumentación del prototipo a escala real, las mediciones y controles efectuados y el análisis interactivo con distintos métodos de predicción, han permitido cumplir con los objetivos propuestos y establecer recomendaciones para las etapas de estudios básicos y de proyectos y diseños constructivos de construcciones livianas económicas.

AGRADECIMIENTOS

Al concluir este trabajo de Tesis deseo expresar mis más sinceros agradecimientos a quienes han contribuido para que se hiciera realidad.

A Luiz Antonio Bressani, Director de esta Tesis, por su asesoramiento y apoyo constante, así como su inestimable esfuerzo en corregir el trabajo en castellano.

A Rubén Sotelo, Codirector, por su presencia y acompañamiento en los viajes de consulta a la ciudad de Porto Alegre, Brasil.

A Gustavo Zimmermann por su apoyo incondicional permanente. Su asistencia y estímulo durante toda la maestría y su dedicación en la configuración e interpretación de resultados de ensayos, así como en la lectura y corrección de los borradores de la presente Tesis han sido de un valor inestimable.

A Jorge Bernal, por haber permitido la construcción del prototipo de estudio en un terreno de su propiedad. Por su colaboración en la conformación del plan de trabajos y el diseño del prototipo. En especial por la generosidad en la transmisión de su experiencia profesional en el tema.

A Wai Ying Yuk Gehling, de la UFRGS, por su colaboración en la corrección del trabajo. A Gioconda y Ana Paula, del Laboratorio de Suelos de la UFRGS, por el tiempo dedicado en los ensayos de determinación de curvas características.

A Raúl Solís, por la dedicación puesta en la diagramación y ejecución de las figuras.

Al personal de campo y laboratorio del Estudio Gutiérrez & Zimmermann, por su empeño y esmero en la extracción de muestras y en la ejecución de ensayos especiales.

Al Departamento de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Nordeste, por los datos estadísticos suministrados, así como su excelente disposición para consultas, y al Laboratorio de Suelos, por haber facilitado algunos de los equipos necesarios para la investigación.

A Anselmo Fabbri, por la bibliografía facilitada y su estímulo permanente, y a María Silvia Guimares por la bibliografía suministrada.

A la Dirección de la Carrera. En particular, a Mario Favretto, por su incansable esfuerzo en pos de los objetivos propuestos.

A mi esposa María, por su comprensión y estímulo, por su paciencia. A mis hijos Matías, Tomás y María Paz por haberles quitado tiempos de compartir. A mis padres y hermanos por su permanente aliento y apoyo en todos los momentos.

INDICE DE CONTENIDO

	<i>página.</i>
Resumen.	2
Agradecimientos.	4
Índice de contenido.	5
Listado de figuras, tablas y fotografías.	8
1. Introducción y objetivos.	16
1.1. Introducción.	16
1.2. Objetivos.	18
1.3. Organización de la Tesis.	18
2. Suelos expansivos. Consideraciones generales.	20
2.1. El suelo.	20
2.1.1. <i>Comportamiento general del suelo.</i>	20
2.1.2. <i>Características de los minerales arcillosos.</i>	20
2.2. Suelos no saturados.	22
2.2.1. <i>Fases componentes de un suelo no saturado.</i>	22
2.2.2. <i>Variables de estado de esfuerzos.</i>	24
2.2.3. <i>Succión.</i>	
<i>La variable de estado que caracteriza a los suelos no saturados.</i>	25
2.2.3.1. <i>Conceptos generales.</i>	25
2.2.3.2. <i>Curvas características.</i>	27
2.2.3.3. <i>Mediciones de succión.</i>	28
2.2.3.3.1. <i>Succión total y matricial.</i>	28
2.2.3.3.2. <i>Succión osmótica.</i>	34
2.2.4. <i>Teoría de cambios volumétricos.</i>	34
2.2.4.1. <i>Cambios volumétricos y deformaciones.</i>	34
2.2.4.2. <i>Medición de índices de variación volumétrica.</i>	37
2.3. Suelos expansivos.	38
2.3.1. <i>Origen y ocurrencia.</i>	38
2.3.2. <i>El fenómeno de la expansión.</i>	39
2.3.2.1. <i>El fenómeno mecánico.</i>	39
2.3.2.2. <i>El fenómeno físico químico.</i>	39
2.3.3. <i>Factores condicionantes.</i>	40
2.3.3.1. <i>La susceptibilidad.</i>	41
2.3.3.2. <i>Cambios de humedad.</i>	48
3. Identificación y predicción de comportamiento de suelos expansivos.	50
3.1. Identificación general.	50
3.1.1. <i>La observación directa.</i>	50
3.1.2. <i>Consideración del clima zonal.</i>	51
3.1.3. <i>Caracterización geológica y geomorfológica.</i>	52
3.2. Evaluación cualitativa de la susceptibilidad.	52
3.2.1. <i>Métodos identificativos.</i>	52
3.2.2. <i>Métodos valorativos.</i>	53
3.3. Evaluación de los cambios de humedad y del espesor de la capa activa.	59

3.4. Evaluación cuantitativa. Determinación de la magnitud del hinchamiento y la presión de expansión.	60
3.4.1. <i>Métodos indirectos.</i>	60
3.4.2. <i>Métodos directos.</i>	66
3.4.2.1. <i>Ensayos edométricos convencionales sin control de succión.</i>	72
3.4.2.2. <i>Determinación del estado de esfuerzos “in situ” usando los resultados del ensayo edométrico.</i>	74
3.4.2.3. <i>Ensayos edométricos con control de succión.</i>	75
3.5. Consideraciones sobre presiones laterales.	77
3.6. Análisis de movimientos diferenciales.	78
4. Interacción con construcciones livianas.	80
4.1. La implantación de la obra y la ruptura del equilibrio natural.	80
4.2. Situaciones a corto y largo plazo.	80
4.3. Observación de comportamiento en locales instrumentados.	82
4.4. Análisis a partir de balances hídricos.	84
4.5. Medidas mitigadoras.	85
4.5.1. <i>Intervención en las estructuras.</i>	86
4.5.1.1. <i>Aislamiento de la estructura.</i>	86
4.5.1.2. <i>Sistema de fundación de resistencia y rigidez adecuadas.</i>	86
4.5.1.3. <i>Sistema espacial fundación-superestructura.</i>	87
4.5.1.3.1. <i>Sistema estructural aporticado.</i>	87
4.5.1.3.2. <i>Sistema de mampostería portante.</i>	87
4.5.2. <i>Intervención en el suelo.</i>	90
4.5.2.1. <i>El aislamiento de los cambios de humedad.</i>	90
4.5.2.2. <i>El humedecimiento previo.</i>	91
4.5.2.3. <i>La sustitución del material activo.</i>	93
4.5.2.4. <i>La estabilización química.</i>	94
4.5.2.5. <i>El uso de geosintéticos.</i>	95
4.6. Deformaciones admisibles.	96
5. Estudio experimental en campo.	98
5.1. El sitio seleccionado para el emplazamiento del prototipo.	98
5.2. El prototipo, la instrumentación y el programa de mediciones.	106
5.2.1. <i>El prototipo.</i>	106
5.2.2. <i>Control de niveles.</i>	109
5.2.2.1. <i>Punto fijo.</i>	109
5.2.2.2. <i>Niveles en superficie.</i>	110
5.2.2.3. <i>Niveles a diferentes profundidades.</i>	111
5.2.2.4. <i>El programa de nivelación.</i>	112
5.2.3. <i>Control de humedades.</i>	112
5.2.3.1. <i>Pautas de diseño de la instrumentación.</i>	112
5.2.3.2. <i>El programa de control.</i>	114
5.2.4. <i>Control de precipitaciones.</i>	115
5.3. Resultados de los controles de niveles.	116
5.3.1. <i>Movimientos por causas térmicas.</i>	116
5.3.2. <i>Movimientos por variaciones volumétricas del suelo subyacente.</i>	120
5.3.2.1. <i>Análisis movimientos verticales vs. puntos de platea.</i>	120

5.3.2.2. <i>Análisis movimientos verticales vs. tiempo.</i>	128
5.4. Resultados de los controles de humedad.	135
5.4.1. <i>Análisis profundidad vs. humedad.</i>	135
5.4.2. <i>Análisis humedad vs. tiempo.</i>	144
5.5. Análisis estadística climática.	148
5.5.1. <i>Estadística anual 1989-2002.</i>	148
5.5.2. <i>Balances precipitación-evaporación para diferentes rangos de tiempo.</i>	155
6. Estudio experimental en laboratorio.	160
6.1. Obtención de muestras inalteradas.	160
6.2. Ensayos de identificación.	163
6.3. Ensayos químicos.	164
6.4. Determinación de curvas características.	165
6.5. Ensayos de presión de expansión y determinación índice C_s .	171
7. Aplicación de métodos cuantitativos y cualitativos de predicción.	179
7.1. Aplicación de métodos directos. Fredlund y Rahardjo, 1993	179
7.1.1. <i>Evaluación variables e índices.</i>	180
7.1.2. <i>Aplicación del método.</i>	184
7.2. Estimación indirecta del hinchamiento.	184
7.2.1. <i>Método del Cuerpo de Ingenieros, 1990.</i>	185
7.2.2. <i>Método de Vijayvergiya y Ghazzaly.</i>	186
7.3. Aplicación métodos para evaluación cualitativa de la susceptibilidad.	186
7.3.1. <i>Métodos identificativos.</i>	186
7.3.2. <i>Métodos valorativos.</i>	186
7.3.2.1. <i>Método de Seed, Woodward y Lundgren, 1962.</i>	187
7.3.2.2. <i>Método de van der Merwe, 1964.</i>	187
7.3.2.3. <i>Criterios de identificación citados por Josa, 1998.</i>	188
8. Conclusiones, recomendaciones y líneas futuras de investigación.	189
8.1. Conclusiones.	189
8.1.1. <i>Experimentación de campo.</i>	189
8.1.2. <i>Experimentación de laboratorio y aplicación de métodos de predicción.</i>	192
8.2. Recomendaciones.	192
8.2.1. <i>Estudios básicos.</i>	192
8.2.2. <i>Proyectos y diseños constructivos.</i>	193
8.2.2.1. <i>Intervención en las estructuras.</i>	193
8.2.2.2. <i>Intervención en el suelo.</i>	195
8.3. Líneas futuras de investigación.	196
9. Referencias bibliográficas.	198

LISTADO DE FIGURAS, TABLAS Y FOTOGRAFÍAS

Listado de figuras.

Capítulo Dos

- Figura N°1: Estructuras básicas (Lambe, 1995).
Figura N°2: Fenómeno de tensión superficial en la interface aire-agua (Fredlund y Rahardjo, 1993).
Figura N°3: Succión total, matricial, osmótica (Santos Neto y Carvalho, 1995).
Figura N°4: Succión osmótica vs. contenido de agua (Krahn y Fredlund, 1972).
Figura N°5: Curva característica de una muestra calcárea (Croney et al, según Santos Neto y Carvalho, 1995).
Figura N°6: Principio de centrifugado (Santos Neto y Carvalho, 1995).
Figura N°7: Relaciones constitutivas en el plano y relación entre módulos de deformación volumétrica para un suelo inicialmente saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993).
Figura N°8: Relación entre la densidad seca y el hinchamiento libre para suelos arcillosos con distintos valores del límite líquido (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973, según Gehling, 1994).
Figura N°9: Relación entre la densidad seca y la presión de hinchamiento para suelos arcillosos con distintos valores del límite líquido (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973, según Gehling, 1994).
Figura N°10: Relación entre la humedad y la presión de hinchamiento para suelos arcillosos con distintos valores del límite líquido (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973, según Gehling, 1994).
Figura N°11: Influencia de la consolidación inicial sobre el hinchamiento y colapso para distintas energías de compactación (Mieussens, 1980, según Gehling, 1994).
Figura N°12: Hinchamiento libre en función de las condiciones de compactación (Seed y Chan, 1959, según Gehling, 1994).
Figura N°13: Influencia de la tensión aplicada en el hinchamiento producido según Brackley (1973).
Figura N°14: Nomograma para la predicción de la presión de expansión obtenido para una arcilla pliocénica de la Reserva Zelazny Most (Garbulowski y Zakowicz, 1995).

Capítulo Tres

- Figura N°15: Expansión libre vs. cambio de volumen (Holtz y Gibbs, 1954).
Figura N°16: Criterio de Seed, Woodward y Lundgren, 1962 (según Nadeo, 1999).
Figura N°17: Determinación de la actividad potencial de los suelos (van der Merwe, 1964).
Figura N°18: Método de Vijayvergiya y Ghazzaly (según O'Neill y Poormoayed, 1980).

- Figura N°19: Relación estimada entre el potencial de hinchamiento y el índice de plasticidad para suelos naturales (Seed, Woodward y Lundgren, 1962).
- Figura N°20: Método del cambio de succión (según O'Neill y Poormoayed, 1980)
- Figura N°21: Trayectoria real y analítica de esfuerzos seguidas durante el humedecimiento del suelo (Fredlund y Rahardjo, 1993).
- Figura N°22: Alternativas de perfiles de presión final del agua de poro (Fredlund y Rahardjo, 1993).
- Figura N°23: Gráfico para la determinación de Ch (McKeen, 1992).
- Figura N°24: Método del Cuerpo de Ingenieros, 1965 (según Justo, 1986).
- Figura N°25: Definiciones de presión de hinchamiento con las curvas de inundación bajo carga, de humedad natural, de presión de hinchamiento y de carga posterior a la inundación (Delgado, 1986, según Gehling, 1994).
- Figura N°26: Procedimiento para la corrección por efecto de alteración en muestreo (Fredlund y Rahardjo, 1993).
- Figura N°27: Célula para ensayos de compresión confinada con control de succión (Gehling, 1994).
- Figura N°28: Componentes del equipamiento para ensayos de compresión confinada con control de succión (Gehling, 1994).

Capítulo Cuatro

- Figura N°29: Situaciones a corto plazo.
- Figura N°30: Situaciones a largo plazo.
- Figura N°31: Campo experimental. Instrumentación y perfil de suelo. (Gusmao Filho y da Silva, 1991).
- Figura N°32: Relación movimientos verticales vs. balance precipitación - evapotranspiración (Nadeo y Trevisan, 1967).
- Figura N°33: Variación estacional de la precipitación acumulada, evapotranspiración y balance hídrico e índice de Thornthwaite. Desplazamientos verticales de las placas a diferentes profundidades y correspondientes valores de succión y humedad (Jucá, et al, 1995).
- Figura N°34: Relación $\frac{\Delta}{L \cdot \varepsilon_{crit}}$ vs. $\frac{L}{H}$ para un modo de deformación combinado de corte y flexión y el eje neutro en el medio (Burland y Wroth, 1978).
- Figura N°35: Relación $\frac{\Delta}{L \cdot \varepsilon_{crit}}$ vs. $\frac{L}{H}$ para un modo de deformación combinado de corte y flexión y el eje neutro en el extremo inferior (Burland y Wroth, 1978).
- Figura N°36: Levantamiento medido después de 15 meses en un área circular cubierta con plástico en Onderstepport (Sudáfrica), De Bruijm, 1965, (según Jiménez Salas, 1980).
- Figura N°37: Variables para el estudio del efecto de humedecimiento y remoción (Fredlund y Rahardjo, 1993).

- Figura N°38: Relación del hinchamiento total estimado para humedecimiento de una parte de la profundidad, con el hinchamiento total para el humedecimiento de toda la profundidad activa (Fredlund y Rahardjo, 1993).
- Figura N°39: Relación del hinchamiento total para excavación parcial y relleno, con el hinchamiento total para el humedecimiento de toda la profundidad activa (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Capítulo Cinco

- Figura N°40: Croquis del predio seleccionado.
- Figura N°41: Perfil resumen de índices de plasticidad.
- Figura N°42: Perfil promedio de propiedades.
- Figura N°43: Distribución de puntos para el control de niveles.
- Figura N°44: Cuadrícula de control de humedades.
- Figura N°45: Cuadrícula de control de humedades (cronograma de mediciones).
- Figura N°46: Nivelaciones para control de movimientos por causas térmicas sobre eje diagonal 1.
- Figura N°47: Nivelaciones para control de movimientos por causas térmicas sobre eje diagonal 5.
- Figura N°48: Comportamiento térmico de las esquinas.
- Figura N°49: Nivelaciones para control de movimientos por causas térmicas sobre eje ortogonal 3.
- Figura N°50: Nivelaciones para control de movimientos por causas térmicas sobre eje ortogonal 7.
- Figura N°51: Comportamiento térmico extremos ejes ortogonales.
- Figura N°52: Nivelaciones completas eje diagonal 1.
- Figura N°53: Nivelaciones completas eje intermedio 2.
- Figura N°54: Nivelaciones completas eje ortogonal 3.
- Figura N°55: Nivelaciones completas eje intermedio 4.
- Figura N°56: Nivelaciones completas eje diagonal 5.
- Figura N°57: Nivelaciones completas eje intermedio 6.
- Figura N°58: Nivelaciones completas eje ortogonal 7.
- Figura N°59: Nivelaciones completas eje intermedio 8.
- Figura N°60: Cuadrícula de control de niveles simplificada.
- Figura N°61: Eje diagonal N°1 – simplificado.
- Figura N°62: Eje ortogonal N°3 – simplificado.
- Figura N°63: Eje diagonal N°5 – simplificado.
- Figura N°64: Eje ortogonal N°7 – simplificado.
- Figura N°65: Área comprendida dentro de un anillo a 1,00 metro del borde.
- Figura N°66: Disposición de los grupos de estudio de niveles según su posición respecto al área cubierta.
- Figura N°67a: Comportamiento anillo perimetral externo.
- Figura N°67b: Comportamiento anillo perimetral externo. Tendencia.
- Figura N°68a: Comportamiento anillo perimetral borde.
- Figura N°68b: Comportamiento anillo perimetral borde. Tendencia.
- Figura N°69a: Comportamiento anillo perimetral 1,00 metro adentro.
- Figura N°69b: Comportamiento anillo perimetral 1,00 metro adentro. Tendencia.
- Figura N°70a: Comportamiento anillo perimetral 1,75 metros adentro.

Figura N°70b:	Comportamiento anillo perimetral 1,75 metros adentro. Tendencia.
Figura N°71a:	Comportamiento zona central.
Figura N°71b:	Comportamiento zona central. Tendencia.
Figura N°72:	Agrupación de puntos para el análisis de las variaciones de humedad.
Figura N°73:	Perfil humedad vs. profundidad comparativa 1.
Figura N°74:	Perfil grado de saturación vs. profundidad comparativa 1.
Figura N°75:	Perfil humedad vs. profundidad comparativa 2.
Figura N°76:	Perfil grado de saturación vs. profundidad comparativa 2.
Figura N°77:	Perfil humedad vs. profundidad comparativa 3.
Figura N°78:	Perfil grado de saturación vs. profundidad comparativa 3.
Figura N°79:	Perfil humedad vs. profundidad comparativa 4.
Figura N°80:	Perfil grado de saturación vs. profundidad comparativa 4.
Figura N°81:	Perfil humedad vs. profundidad comparativa 5.
Figura N°82:	Perfil grado de saturación vs. profundidad comparativa 5.
Figura N°83:	Perfil humedad vs. profundidad comparativa 6.
Figura N°84:	Perfil grado de saturación vs. profundidad comparativa 6.
Figura N°85:	Trayectoria de humedad por estratos en el exterior del área cubierta (Comparativa 1 - estratos superiores).
Figura N°86:	Trayectoria de humedad por estratos en el exterior del área cubierta (Comparativa 1 - estratos inferiores).
Figura N°87:	Trayectoria de humedad por estratos bajo el área cubierta a 1,00 metro del borde (Comparativa 2 - estratos superiores).
Figura N°88:	Trayectoria de humedad por estratos bajo el área cubierta a 1,00 metro del borde (Comparativa 2 - estratos inferiores).
Figura N°89:	Trayectoria de humedad por estratos bajo el área cubierta a 2,50 metro del borde (Comparativa 3 - estratos superiores).
Figura N°90:	Trayectoria de humedad por estratos bajo el área cubierta a 2,50 metro del borde (Comparativa 3 - estratos inferiores).
Figura N°91:	Estadística hidrológica año 1989.
Figura N°92:	Estadística hidrológica año 1990.
Figura N°93:	Estadística hidrológica año 1991.
Figura N°94:	Estadística hidrológica año 1993.
Figura N°95:	Estadística hidrológica año 1994.
Figura N°96:	Estadística hidrológica año 1995.
Figura N°97:	Estadística hidrológica año 1996.
Figura N°98:	Estadística hidrológica año 1997.
Figura N°99:	Estadística hidrológica año 1998.
Figura N°100:	Estadística hidrológica año 1999.
Figura N°101:	Estadística hidrológica año 2000.
Figura N°102:	Estadística hidrológica año 2001.
Figura N°103:	Estadística hidrológica año 2002.
Figura N°104:	Resumen balance precipitación vs. evaporación.
Figura N°105:	Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 07/01/02.
Figura N°106:	Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 27/02/02.

- Figura N°107: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 26/04/02.
- Figura N°108: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 28/06/02.
- Figura N°109: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 26/08/02.
- Figura N°110: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 11/10/02.
- Figura N°111: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 22/11/02.

Capítulo Seis

- Figura N°112: Curva característica – Sondeo H24 – Testigo 0,88-1,26 – Trayectoria de secado.
- Figura N°113: Curva característica – Sondeo H24 – Testigo 1,26-1,77 – Trayectoria de secado.
- Figura N°114: Curva característica – Sondeo H24 – Testigo 1,77-2,13 – Trayectoria de secado.
- Figura N°115: Curva característica – Sondeo H24 – Testigo 3,60-4,10 – Trayectoria de secado.
- Figura N°116: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 0,88-1,26 – Trayectoria de secado.
- Figura N°117: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 1,26-1,77 – Trayectoria de secado.
- Figura N°118: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 1,77-2,13 – Trayectoria de secado.
- Figura N°119: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 3,60-4,10 – Trayectoria de secado.
- Figura N°120: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 0,88-1,26 – Trayectorias de secado y humedecimiento.
- Figura N°121: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 1,26-1,77 – Trayectorias de secado y humedecimiento.
- Figura N°122: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 1,77-2,13 – Trayectorias de secado y humedecimiento.
- Figura N°123: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 3,60-4,10 – Trayectorias de secado y humedecimiento.
- Figura N°124: Determinación presión de expansión según Método II. Testigo 0,88-1,26 – Sondeo H34.
- Figura N°125: Determinación presión de expansión según Método II. Testigo 1,26-1,77 – Sondeo H34.
- Figura N°126: Determinación presión de expansión según Método II. Testigo 1,77-2,13 – Sondeo H34.
- Figura N°127: Determinación presión de expansión según Método II. Testigo 3,60-4,10 – Sondeo H34.
- Figura N°128: Presión de expansión según trayectorias Método I. Sondeo H34 – 0,88-1,26.
- Figura N°129: Presión de expansión según trayectorias Método I. Sondeo H34 – 1,26 – 1,77.

Listado de tablas.

Capítulo Dos

Tabla N°1: Métodos de determinación de la succión (Santos Neto y Carvalho, 1995).

Capítulo Tres

Tabla N°2: Características físicas y físico químicas según el tipo de mineral (Gehling, 1994).

Tabla N°3: Potencial de expansión basado en el índice de expansión libre modificado (Sivapullaiah, et al, 1987).

Tabla N°4: Clasificación método Lambe, 1960 (Gehling, 1994).

Tabla N°5: Clasificación de suelos expansivos del Uniform Building Code and Standards, 1991 (Day, 1993).

Tabla N°6: Índice de expansión relativo del Uniform Building Code and Standards, 1991 (Day, 1993).

Tabla N°7: Criterios de identificación de suelos expansivos según Josa, 1988 (Gehling, 1994).

Tabla N°8: Guía para la estimación de la profundidad de la zona activa (Manual del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 1990).

Tabla N°9: Hinchamiento vs. expansión potencial (van der Merwe, 1964).

Capítulo Cuatro

Tabla N°10: Valores límites de distorsión y deflexión de las estructuras (Tomlinson, 1996).

Tabla N°11: Clasificación de daño visible (Tomlinson, 1996)

Capítulo Cinco

Tabla N°12: Resumen de ensayos y descripción de laboratorio, sondeos de identificación.

Tabla N°13: Resumen de ensayos.

Tabla N°14: Promedio de propiedades.

Tabla N°15: Diferenciales máximos y distorsiones angulares vinculadas a causas térmicas.

Tabla N°16: Diferenciales máximos y distorsiones angulares vinculadas a variaciones volumétricas.

Tabla N°17: Base de datos y metodología de cálculo perfiles de humedad y grado de saturación comparativa 1.

Capítulo Seis

Tabla N°18: Identificación testigos sondeo H34.

Tabla N°19: Ensayos químicos sobre testigos del sondeo H34.

Tabla N°20: Resumen presiones de expansión e índices de expansión.

Capítulo Siete

Tabla N°21: Resumen relaciones de vacíos iniciales.

Tabla N°22: Resumen humedades iniciales.

Tabla N°23:	Presiones de expansión según el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 1990.
Tabla N°24:	Resumen de la aplicación de la metodología de predicción de Fredlund y Rahardjo, 1993.
Tabla N°25:	Resumen humedades máximas alcanzadas.
Tabla N°26:	Valores de hinchamiento según el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, ajustados según Weston, 1975.
Tabla N°27:	Valores de hinchamiento según Vijayvergiya y Ghazzaly, ajustados según Weston, 1975.
Tabla N°28:	Identificación testigos sondeo H34. Determinación índice de actividad modificado.
Tabla N°29:	Estimación del potencial de expansión y del hinchamiento probable. Método de Seed, Woodward y Lundgren, (según Nadeo, 1999).
Tabla N°30:	Estimación potencial de expansión. Método de van der Merwe, 1964.
Tabla N°31:	Criterios de identificación de suelos expansivos según Josa, 1988 (Gehling, 1994), con valores del prototipo resaltados.

Listado de fotografías.

Capítulo Cinco

Fotografía N°1:	Predio seleccionado para la construcción del prototipo de estudio.
Fotografía N°2:	Predio seleccionado para la construcción del prototipo de estudio.
Fotografía N°3:	Tareas de extracción de muestras para la verificación del perfil estratigráfico.
Fotografía N°4:	Desmonte capa orgánica.
Fotografía N°5:	Relleno y compactación.
Fotografía N°6:	Montaje de armaduras.
Fotografía N°7:	Platea hormigonada.
Fotografía N°8:	Mampostería y columnas.
Fotografía N°9:	Medía sombra.
Fotografía N°10:	Montaje de camisa para protección del punto fijo.
Fotografía N°11:	Punto fijo concluido.
Fotografía N°12:	Puntos de nivelación en platea.
Fotografía N°13:	Puntos de nivelación externos antes de su hormigonado.
Fotografía N°14:	Construcción puntos de nivelación en profundidad.
Fotografía N°15:	Aberturas previstas en el hormigonado de platea.
Fotografía N°16:	Extracción de muestras para control de humedad.
Fotografía N°17:	Pluviómetro en local de estudio.
Fotografía N°18:	Situación de anegamiento del sector sur del prototipo.
Fotografía N°19:	Grietas relevadas a principio de enero de 2002.

Capítulo Seis

- Fotografía N°20: Hincado estático de tubos Shelby para extracción de muestras inalteradas.
- Fotografía N°21: Muestra desmontada del tubo Shelby.
- Fotografía N°22: Envoltura de tela y parafina. Segunda cobertura con papel aluminizado.
- Fotografía N°23: Cobertura con papel aluminizado.
- Fotografía N°24: Parafinado sobre el papel aluminizado y protección con goma pluma de 10,00 mm de espesor.
- Fotografía N°25: Protección terminada.
- Fotografía N°26: Colocación dentro del tubo de PVC de 110 mm de diámetro.

CAPITULO UNO: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1. Introducción y objetivos.

1.1. *Introducción.*

La problemática de los suelos expansivos y su interacción con construcciones livianas es una realidad mundial. Los suelos expansivos han sido llamados “el desastre oculto”, por un lado no causan pérdidas de vidas, pero por el otro representan uno de los daños materiales más costosos (Hamilton, 1977, apud Fredlund y Rahardjo, 1993).

En la región Nordeste de la República Argentina, el problema es particular, por la combinación de tipos de suelos, clima y modalidades constructivas, distintas a otras regiones del mundo.

Es una vasta región casi plana constituida por sedimentos continentales cenozoicos de diversos orígenes, aluvial, eólico y lacustre, donde pueden encontrarse:

- Zonas relativamente planas no elevadas, compuestas de sedimentos areno arcillosos o terrazas donde predominan sedimentos arenosos y areno limosos estratificados, apoyados sobre material más fino de origen lacustre.
- Zonas deprimidas, con carácter de paleocauces.
- Zonas de drenajes anárquicos con ambiente de esteros.

Tradicionalmente se piensa en un perfil característico en el que se suceden estratos de arcillas, limos y arenas. En realidad, dicha secuencia varía según el sector, son características zonas con estratos limosos no plásticos superiores, y zonas con significativas variaciones en distancias muy cortas.

El clima tropical se caracteriza por largos períodos de sequías seguidos por períodos de fuertes lluvias.

Por su parte, los nuevos sistemas constructivos de viviendas livianas se distinguen respecto del pasado por una mayor complejidad en el funcionamiento. Antes, los materiales y sistemas de construcción (desagües a zanjias abiertas, calles de tierra, maderas, ladrillos, juntas de barro, pisos a junta abierta, cubiertas con cámaras de aire, sistemas sanitarios) poseían características de ductilidad más compatibles con los suelos expansivos y las deformaciones volumétricas asociadas. Ahora, con la utilización de hormigones, ladrillos cerámicos huecos, bloques de cemento, se eleva la fragilidad e incompatibilidad con dichas deformaciones.

Adicionalmente, la tendencia a la urbanización con la consecuente construcción masiva de viviendas económicas livianas y de poca ductilidad, y la falta de investigación respecto de la interacción suelo-estructura, deriva en gran cantidad de barrios de viviendas afectados por el fenómeno, con patologías que, aún cuando en general no comprometen la estabilidad, si lo hacen respecto del servicio y el bienestar del usuario.

Años atrás la investigación geotécnica era totalmente descartada cuando se trataba de un proyecto de construcciones livianas. El valor de las cargas transmitidas a los suelos resultaba reducido y por la falta de comprensión de las acciones inversas se obviaban los estudios geotécnicos.

Gromko, 1974, en su trabajo de revisión de suelos expansivos, indica que los procedimientos constructivos para pequeñas estructuras inicialmente se basaban principalmente en la observación y experiencia local, usualmente sin una consideración adecuada de las características de los suelos. Afirma que esto se vio reflejado en la gran cantidad de reportes de daños estructurales en muchos lugares de los Estados Unidos.

Antunes da Silva y Bressani, 1994, en sus estudios estadísticos de patologías de las fundaciones basados en el relevamiento de 548 obras ejecutadas entre 1974 y 1992, concluyeron que, de manera general, las fundaciones superficiales son fundamentalmente afectadas por fallas en la etapa de proyecto, específicamente la falta de estudios geotécnicos y de investigación de las condiciones locales.

En la actualidad se comprende la necesidad de la investigación pero se falla en el diseño, en los métodos y en los objetivos de los estudios. Aún para edificios de bajo peso se acentúan los análisis de resistencia y de deformación bajo cargas positivas y se relega a un segundo plano la acción negativa, la interacción. No se ejecutan estudios específicos y las conclusiones se obtienen, en general, sobre la base de correlaciones empíricas conformadas en otros lugares del mundo, con otros tipos de suelos. Las correlaciones se universalizan y no se evalúa la realidad regional.

Como resultado de todo ello surgen los estudios de suelos con gran cantidad de indefiniciones en cuanto a la interacción suelo-estructura. Se advierte el problema, se alerta al proyectista, pero finalmente no se definen parámetros de diseño precisos para modelar el sistema suelo-fundación-superestructura.

La falta de una base teórica apropiada, las condiciones de borde para el análisis generalmente asociadas al ambiente (difíciles de predecir), son las principales razones del retraso del desarrollo de una ciencia práctica para suelos no saturados (Fredlund, 1979).

Aún cuando gran parte de la superficie de la tierra está constituida por suelos no saturados que presentan importantes alteraciones de resistencia y deformabilidad ante los procesos de cambios de humedad (Gehling, 1994), la mecánica del suelo fue desarrollada inicialmente para los suelos saturados.

En los últimos años se han intensificado las investigaciones en detalle de los problemas relativos a los suelos parcialmente saturados. Existe una base teórica y métodos de estudio e investigación de laboratorio y campo que permiten evaluar las propiedades de resistencia y deformación de estos suelos (Abduljawad, S.N., et al, 1998). En consecuencia, se debe tomar conciencia del problema y de la necesidad de una aplicación ajustada de la mecánica del suelo, del uso de criterios racionales y experimentales, testeados en obra, que permitan la obtención de datos que conjuntamente con la experiencia conduzcan al diseño de soluciones acordes con el tipo de edificio. La respuesta debe pasar por una evaluación acabada del comportamiento del sistema suelo-fundación-superestructura.

1.2. Objetivos.

El objetivo general del estudio es estimar la magnitud real del fenómeno de expansión en los suelos de la región (asociada a construcciones del tipo livianas con sistemas de fundación tradicionales) y llevar los resultados de la investigación al plano de la praxis profesional para que se modifiquen los costumbrismos que generan permanentes repeticiones en los errores.

Con base en los objetivos generales se determinan los objetivos particulares:

- a) Definir la amplitud de la fluctuación estacional de humedad bajo diferentes puntos de un área cubierta y su perímetro.
- b) Evaluar los factores que intervienen en los cambios de humedad.
- c) Establecer la profundidad de incidencia de dichos cambios de humedad en un local representativo (profundidad activa).
- d) Establecer las presiones y deformaciones consecuentes de los procesos de expansión asociados a las fluctuaciones de humedad a partir de un punto de vista sinérgico, es decir, a partir del estudio de la acción conjunta de varios elementos cuyo efecto es superior a la suma de los efectos individuales.
- e) Establecer la distribución de dichas presiones y deformaciones bajo un área cubierta con distribución típica de cargas positivas de construcciones livianas.
- f) Acordar con instituciones y empresas la incorporación de las conclusiones y recomendaciones de la presente investigación en los Pliegos de Especificaciones Técnicas de llamado de licitación. Conectar la brecha existente entre el desarrollo científico y la práctica profesional.

1.3. Organización de la tesis.

La parte central se ha organizado en tres módulos con un total de siete capítulos.

El primer módulo (capítulos dos, tres y cuatro) corresponde a la revisión de conceptos y estado del arte de los suelos no saturados (particularmente lo asociado a problemas de variaciones volumétricas), y la evaluación y cuantificación del riesgo desde el punto de vista de la interacción con construcciones livianas.

En el segundo módulo (capítulos cinco, seis y siete) se describen, analizan e interpretan las fases experimentales de campo y laboratorio, y la aplicación de métodos cuantitativos y cualitativos de predicción.

Finalmente, en el tercer módulo (capítulo ocho), se establecen conclusiones y recomendaciones y se sugieren alternativas para futuras líneas de investigación.

El trabajo se completa con el capítulo uno de introducción y objetivos y el capítulo nueve de referencias bibliográficas.

MÓDULO I:

Capítulo dos: Comportamiento de los suelos expansivos.

Revisión del concepto de suelos no saturados expansivos. Análisis del fenómeno de variaciones volumétricas y de los factores condicionantes.

Capítulo tres: Identificación y cuantificación del riesgo.

Identificación general del fenómeno, evaluación cualitativa de la susceptibilidad y de los cambios de humedad. Revisión de conceptos y valoración del espesor de la capa activa, determinación cuantitativa del hinchamiento y de la presión de hinchamiento.

Capítulo cuatro: Interacción con construcciones livianas.

La implantación de la obra y la ruptura del equilibrio natural. Análisis e interpretación de situaciones a corto y largo plazo. Observación de comportamiento en locales instrumentados y evaluación de medidas mitigadoras.

MÓDULO II:

Capítulo cinco: Estudio experimental en campo.

Descripción del prototipo de estudio y del programa de investigación desarrollado. Análisis e interpretación de los datos obtenidos.

Capítulo seis: Estudio experimental en laboratorio.

Descripción del programa de investigación y del equipamiento empleado. Análisis e interpretación de datos.

Capítulo siete: Aplicación de métodos cuantitativos y cualitativos de predicción.

Se aplican métodos directos e indirectos de predicción cuantitativa del hinchamiento y métodos de evaluación cualitativa de la susceptibilidad.

De manera interactiva se analizan los resultados entre sí y con las observaciones de campo.

MÓDULO III:

Capítulo nueve: Conclusiones, recomendaciones y líneas futuras de investigación.

Se establecen conclusiones respecto la magnitud del fenómeno de expansión en el local de estudio y de la aplicación y confiabilidad de los métodos cuantitativos y cualitativos de predicción.

Sobre la base de los resultados y conclusiones obtenidos se sugieren criterios para las etapas de estudios básicos y proyectos y diseños constructivos de construcciones livianas económicas, y se proponen alternativas para investigaciones futuras.

CAPITULO DOS: SUELOS EXPANSIVOS. CONSIDERACIONES GENERALES

2. Suelos expansivos. Consideraciones generales.

Para comprender el fenómeno de las variaciones volumétricas, en este capítulo se presentan, en primer término, los aspectos fundamentales que definen el comportamiento general del suelo y se describen las características de los minerales arcillosos. En segundo lugar se analizan en forma detallada las particularidades de los suelos no saturados, y finalmente, en forma específica, se tratan los suelos no saturados expansivos.

2.1. El suelo.

2.1.1. Comportamiento general del suelo.

El suelo es un sistema discontinuo de partículas y esto es naturalmente lo que diferencia la mecánica del suelo con la mecánica de los sólidos y la mecánica de los fluidos. La naturaleza discontinua del suelo deriva en una serie de consecuencias que según Lambe (1995), pueden ordenarse de la siguiente manera:

- a) La deformación de la masa de suelo es el resultado de las deformaciones individuales de las partículas, sumadas al deslizamiento relativo entre las mismas, siendo este último quien controla el fenómeno dentro del rango de cargas habituales en la ingeniería civil.
- b) La condición de sistema discontinuo conlleva la existencia de vacíos entre las partículas, de donde puede establecerse que el suelo se compone de varias fases, la mineral y la intersticial. Esta última interactúa químicamente en el proceso de transmisión de fuerzas en los puntos de contacto entre partículas.
- c) La fase intersticial interactúa también físicamente con el esqueleto o fase mineral. El fluido circula a través del suelo ejerciendo un efecto sobre la estructura que modifica la magnitud de las fuerzas en los puntos de contacto entre partículas, influyendo en la resistencia a la compresión y al esfuerzo cortante.
- d) La existencia de una fase fluida intersticial hace que las propiedades del suelo sean función del tiempo. Las cargas son inicialmente tomadas en forma parcial por la fase mineral y por la fase intersticial. La presión intersticial varía en el tiempo provocando flujo de agua y modificación de las propiedades.

Estas consecuencias de las características discontinuas del suelo reflejan que el análisis de la interacción entre las diferentes fases es la clave para la comprensión de los fenómenos que se producen en la mecánica del suelo.

2.1.2. Características de los minerales arcillosos.

El comportamiento general del suelo no solo se ve condicionado por la interacción entre partículas sino también por las características propias de las mismas y su entorno. Una partícula de suelo inorgánico puede ser un mineral o una roca. Un mineral se define como un sólido homogéneo que se presenta de manera natural, que es inorgánico, con una composición química definida y una estructura atómica ordenada. El conocimiento de dicha estructura, de la naturaleza y disposición de los átomos, permite com-

prender porque algunas partículas son laminillas típicamente activas y otras, formadas por grandes granos, son relativamente inertes (Lambe, 1995).

Los minerales más abundantes en los suelos y en particular en las arcillas son los silicatos. Su estudio se facilita imaginado al mineral a partir de ciertas estructuras básicas, el tetraedro de oxígeno-silicio, el octaedro de aluminio y el octaedro de magnesio (*figura N°1*).

Los distintos tipos de minerales arcillosos se generan por combinación de estas estructuras básicas, conformando, en su origen, unidades eléctricamente neutras.

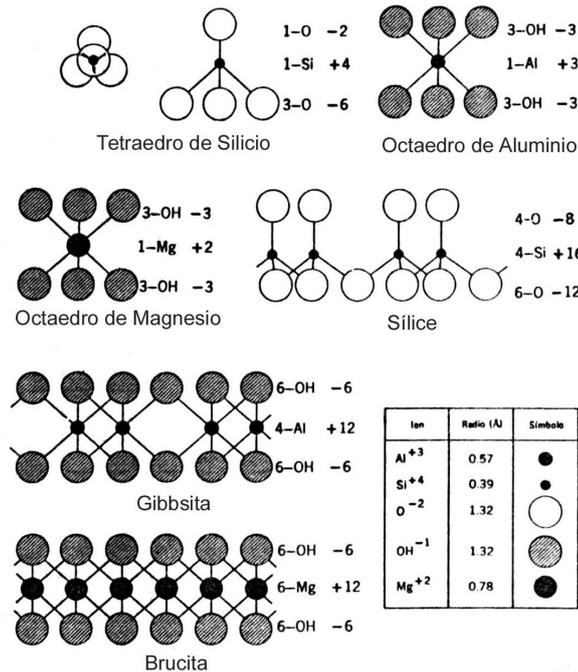


Figura N°1: Estructuras básicas (Lambe, 1995).

En realidad, los minerales arcillosos no son eléctricamente neutros sino que poseen cargas negativas en su superficie debido a diferentes factores de los cuales el de mayor incidencia es el fenómeno de sustitución isomorfa, es decir, el reemplazo de un tipo de átomo por otro. La sustitución, además de provocar el desequilibrio eléctrico, genera una ligera distorsión de la estructura cristalina por no ser los iones de idéntico tamaño, coartando el crecimiento del cristal y en consecuencia limitando el tamaño del mismo. Si comparamos la caolinita, silicato bicapa (Gibbsita + sílice), con la montmorillonita, silicato de tres capas (Gibbsita entre dos capas de sílice), se observa que en el caso de la caolinita la sustitución isomorfa es de 1 de 400 (Al por Si) lo que determina una superficie específica de 10 a 20 m²/gr, en cambio, en la montmorillonita, la sustitución es de 1 de 6 (Mg por Al), con una superficie específica de 800 m²/gr. Esta relación refleja el importante efecto de limitación de tamaño que se produce durante el fenómeno de sustitución, y que es, como se analizará más adelante, uno de los factores principales que define la susceptibilidad de los suelos a las variaciones volumétricas.

Por otra parte, la partícula de suelo, descompensada eléctricamente, atrae iones para neutralizar la carga negativa (iones intercambiables). Si la partícula se sumerge en

agua, tanto la superficie mineral como los iones de cambio se hidratan debido a las características dipolares de la molécula de agua. En consecuencia los iones aumentan de tamaño y se separan de las superficies minerales a distancias donde logran permanecer en equilibrio con las fuerzas que actúan sobre ellos, formando lo que se denomina la doble capa difusa. La formación de la doble capa tiene asociado el incremento de las fuerzas de repulsión propias del sistema de partículas de igual signo en superficie.

2.2. Suelos no saturados.

La mecánica de suelos tradicional ha hecho especial énfasis en determinados tipos de suelos, arenas saturadas, limos y arcillas saturadas y arenas secas.

En la práctica de la ingeniería se encuentran numerosos materiales cuyo comportamiento es inconsistente con los principios y conceptos de la mecánica clásica de suelos saturados (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La diferenciación entre suelos saturados y no saturados resulta necesaria por las diferencias de comportamiento que presentan. Los suelos no saturados tienen más de dos fases y la presión del agua de poros es negativa respecto la presión del aire de los poros.

2.2.1. Fases componentes de un suelo no saturado.

Conviene reconocer al suelo no saturado como un sistema de cuatro fases cuando se lleva a cabo un análisis de esfuerzos en un elemento, sólidos, aire, agua e interface aire-agua o piel contráctil. Puede visualizarse como una mezcla, con dos fases que llegan al equilibrio bajo gradientes de esfuerzos (partículas de suelo y piel contráctil) y dos fases que fluyen bajo gradientes de esfuerzos (aire y agua) (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Fase sólida.

La fase sólida está básicamente compuesta por partículas de suelo formadas por minerales de distintos tamaños, forma, textura, composición mineralógica y configuración cristalográfica.

Fase líquida.

La fase líquida se compone del agua y de las sales disueltas en ella. El agua presente en el suelo puede estar en forma de agua adsorbida en la partícula, de agua capilar y de agua gravitacional.

El agua adsorbida en la partícula no puede ser separada por acciones hidromecánicas y puede ser parte de la capa doble difusa. Debido a su carácter dipolar, las moléculas de agua se presentan con orientación dominante y como las fuerzas atractivas ejercidas sobre ellas van disminuyendo con la distancia de las moléculas a la superficie, ese grado de orientación va siendo menor a medida que la zona en cuestión se encuentra más apartada. Para una distancia suficientemente elevada se está en presencia de agua libre (Gehling, 1994).

El agua capilar permanece en el suelo por acción de las fuerzas capilares que tienen origen en la tensión interfacial.

El agua gravitacional es aquella que puede perder el suelo en condiciones de drenaje libre por gravedad. El agua gravitacional y el agua capilar forman una sola unidad que se puede denominar agua libre desde el punto de vista hidrodinámico.

Fase gaseosa.

La fase gaseosa está compuesta por el aire libre y por el agua en forma de vapor. A medida que aumenta el grado de saturación va aumentando la presión del agua y presión del aire. Este aumento conduce a un crecimiento de aire disuelto. Existe una presión de aire máxima para la cual la burbuja alcanza un tamaño crítico, colapsa y el aire se disuelve totalmente en el agua (Schuurman, 1966, según Gehling, 1994).

Si se continúa aumentando el grado de saturación el agua corta las interconexiones entre los poros ocupados por el aire y este deja de estar en forma continua.

El aire y el agua pueden combinarse como una mezcla miscible o no miscible. La mezcla no miscible es una combinación de aire libre y agua sin ninguna interacción. Este caso se caracteriza por la separación producida por la piel contráctil. La mezcla miscible puede tener dos formas, aire disuelto en agua (ocupa aproximadamente 2% del volumen de agua, Dorsey, 1940, según Fredlund y Rahardjo, 1993) o vapor de agua presente en el aire.

Membrana contráctil.

Cuando la fase aire es continua, la piel o membrana contráctil interactúa con las partículas de suelo y tiene influencia en el comportamiento mecánico.

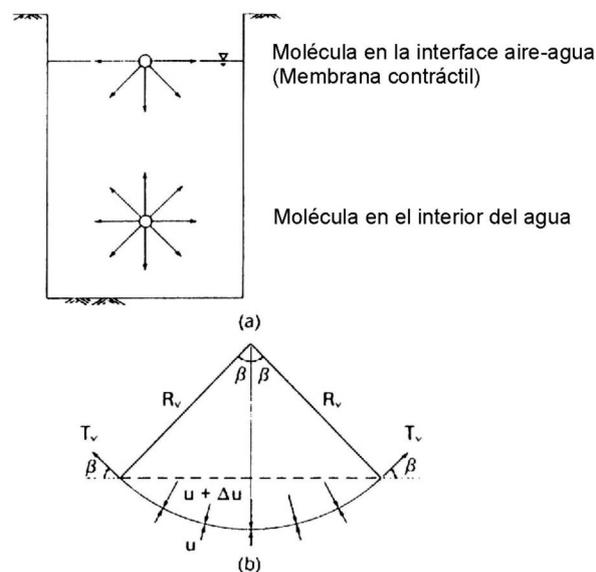


Figura N°2: Fenómeno de tensión superficial en la interface aire-agua. a) Fuerzas intermoleculares en la membrana contráctil y en el agua. b) Presión y tensión superficial actuando en una superficie curva bidimensional (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La propiedad más distintiva de la piel contráctil o interface aire - agua es su habilidad de ejercer una fuerza de tensión. Se comporta como una membrana elástica bajo tensión dentro de la estructura del suelo.

Aparentemente la mayoría de sus propiedades difieren de las de la fase agua contigua (Davies y Rideal, 1963, según Fredlund y Rahardjo, 1993).

El fenómeno resulta por las fuerzas intermoleculares que actúan sobre las moléculas de la piel contráctil y que son diferentes de las que actúan sobre las moléculas en el interior del agua (*Figura N°2*).

En un suelo no saturado la piel contráctil se ve sometida a una presión de aire que es mayor que la del agua. La diferencia de presiones ($\mu_a - \mu_w$) se denomina succión ma-

tricial: $(\mu_a - \mu_w) = \frac{2T_s}{R_s}$, ecuación del modelo de capilaridad de Kelvin. Cuando la suc-

ción matricial se incrementa, el radio de curvatura de la piel contráctil decrece. Cuando la succión matricial tiende a cero el radio de curvatura tiende a infinito (superficie plana sin menisco).

La tensión superficial asociada con la piel contráctil resulta en una fuerza de reacción en la pared del tubo capilar, la altura de la columna de agua es transferida al tubo por medio de la piel contráctil. En síntesis, la presencia de succión matricial en un suelo no saturado genera aumento en la resistencia al corte.

A pesar de su simplicidad, el modelo de capilaridad tiene algunas limitaciones en su aplicación para describir el comportamiento mecánico de los suelos parcialmente saturados. El uso del radio de los poros en la ecuación de capilaridad causa que el modelo sea poco práctico en ingeniería. Por otra parte existen otros factores que contribuyen a que el suelo pueda soportar presiones negativas del agua de poro, como las fuerzas de adsorción entre partículas de arcilla (Fredlund y Rahardjo, 1993).

2.2.2. Variables de estado de esfuerzos.

El comportamiento mecánico del suelo puede describirse en términos de su estado de esfuerzos. El estado de esfuerzos consiste en determinadas combinaciones de variables que deben ser independientes de las propiedades físicas. El número de variables necesarias para la descripción del estado de esfuerzos es función principalmente del número de fases existentes.

El esfuerzo efectivo ($\sigma - \mu_w$) para suelos saturados usualmente ha sido considerado como una ley física. Más correctamente el esfuerzo efectivo es simplemente una variable de estado de esfuerzos que puede usarse para describir el comportamiento de un suelo saturado. La variable “esfuerzo efectivo” es aplicable a arenas, limos o arcillas porque es independiente de sus propiedades (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Fredlund y Morgenstern, 1977, presentaron un análisis teórico de esfuerzos en suelos no saturados sobre la base de la mecánica de continuos multifase. Consideran al suelo como un sistema de cuatro fases y las partículas incompresibles.

El análisis concluye con que cualesquiera dos de tres variables de esfuerzos normales posibles pueden utilizarse para describir el estado de esfuerzos de un suelo no saturado.

En otras palabras existen tres combinaciones posibles que pueden usarse como variables de estado de esfuerzos para un suelo no saturado.

1. $(\sigma - \mu_a)$ y $(\mu_a - \mu_w)$
2. $(\sigma - \mu_w)$ y $(\mu_a - \mu_w)$
3. $(\sigma - \mu_a)$ y $(\sigma - \mu_w)$

donde:

$(\sigma - \mu_a)$: esfuerzo neto normal

$(\mu_a - \mu_w)$: succión matricial

$(\sigma - \mu_w)$: esfuerzo efectivo normal

Una condición de equilibrio para un suelo no saturado implica que las cuatro fases estén en equilibrio. Se asume que cada fase se comporta como un campo de esfuerzos independiente, lineal y continuo en cada dirección. Una ecuación independiente de equilibrio puede escribirse para cada fase y superponerse usando el principio de superposición.

De esta forma se determinan ecuaciones de equilibrio con esfuerzos no cuantificables en forma directa, por lo que es necesario combinar las fases. A partir de esta combinación se obtienen tres grupos independientes de esfuerzos normales, $(\sigma - \mu_a)$, $(\mu_a - \mu_w)$ y (μ_a) , que gobiernan el equilibrio de la estructura del suelo y de la piel contráctil (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Las variables de estado de esfuerzos propuestas pueden utilizarse en la práctica de ingeniería en suelos no saturados para describir el comportamiento de resistencia al corte y de cambio de volumen, de manera similar al uso que se le da a la variable de esfuerzo efectivo en suelos saturados.

Para cada una de las variables de estado $(\sigma - \mu_a)$: esfuerzo neto normal, y $(\mu_a - \mu_w)$: succión matricial, pueden elaborarse perfiles de campo y evaluarse su variación respecto la profundidad y tiempo para analizar problemas de resistencia al corte o de cambios de volumen.

2.2.3. *Succión. La variable de estado que caracteriza a los suelos parcialmente saturados.*

2.2.3.1. *Conceptos generales.*

La succión es una propiedad macroscópica que indica la intensidad con la que el suelo atrae agua. Se define normalmente como una presión manométrica negativa (energía/volumen) pero no debe ser confundida con la presión de agua de poro. La presión de agua de poro está normalmente asociada con la densidad del líquido, distancia con la superficie de agua libre y fuerzas de tensión superficial.

La succión resulta de la suma de la interacción entre fuerzas de atracción y repulsión de las partículas de arcilla cargadas y las moléculas polares de agua, más fuerzas de tensión superficial del agua, más potenciales causados por los iones disueltos y potencial de gravedad. La suma de estos factores se hace equivalente a una altura de columna de agua, lo que se denominó modelo de capilaridad en puntos anteriores.

La succión incluye la presión de agua de poro, la presión osmótica y la presión de adsorción.

Lee y Wray, 1995, definen la succión como un valor de energía para evaluar la capacidad del suelo de retener el agua de poro. Cuando agua libre migra dentro del suelo, esta puede ser retenida o absorbida; para liberar el agua absorbida, energía externa debe ser aplicada para contrarrestar las fuerzas de retención del agua. La energía aplicada por unidad de volumen de agua se define como succión del suelo.

Se distinguen dos componentes, la matricial y la osmótica (*figura N°3*).

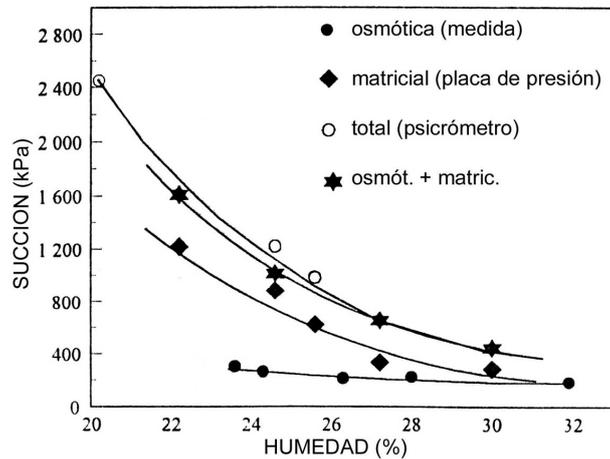


Figura N°3: Succión total, matricial, osmótica
(Santos Neto & Carvalho, 1995).

La matricial está relacionada con la configuración geométrica del suelo y estructura, tensión capilar en el agua de poros y fuerzas de adsorción de agua de las partículas de arcilla. Es dependiente de la presión y se asume relacionada con la presión de agua de poro, $S_u = -\mu_w + \alpha \cdot \sigma_n$, donde α es un factor de compresibilidad que representa la relación en el cambio de volumen para un correspondiente cambio en el contenido de agua, vale 1 para la mayoría de los suelos plásticos y se considera igual a 1 cuando se calcula la succión final o de equilibrio (Lawrence, D.J.).

La succión osmótica es causada por la concentración de sales solubles en el agua de poro y es independiente de la presión.

Se asocia normalmente a los suelos no saturados, pero en realidad está relacionada con el contenido de sales del agua de poro, por lo que es aplicable a suelos saturados de igual modo.

De la misma forma que la succión matricial, los cambios en la succión osmótica generan cambios volumétricos y en la resistencia al corte del suelo (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Para la mayoría de los problemas geotécnicos en suelos no saturados, los cambios de succión matricial pueden tomarse, en general, directamente como cambios de la succión total. En particular, en los casos en los que el contenido de sales del suelo es alterado por contaminación química los efectos de la succión osmótica pueden ser significativos. En estos casos es necesario considerar a la succión osmótica dentro del estado de esfuerzos (esto es aplicable a suelos saturados y no saturados).

En la *figura N°4* se puede observar que la succión osmótica es relativamente constante para varios contenidos de agua, entonces es posible usar la succión osmótica como un valor relativamente fijo a sustraer de la succión total para determinar la succión matricial.

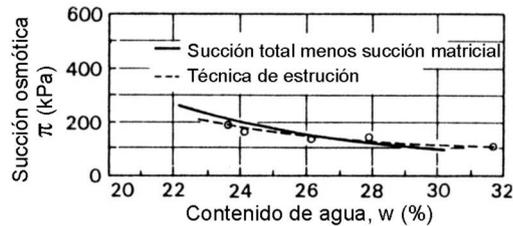


Figura N°4: *Succión osmótica vs. contenido de agua para arcilla Regina (Krahn y Fredlund, 1972).*

2.2.3.2. Curvas características.

Es común analizar la succión a través de una curva que relaciona su variación con el tenor de humedad. La *figura N°5* representa un modelo de esta curva, conocida como *curva característica*.

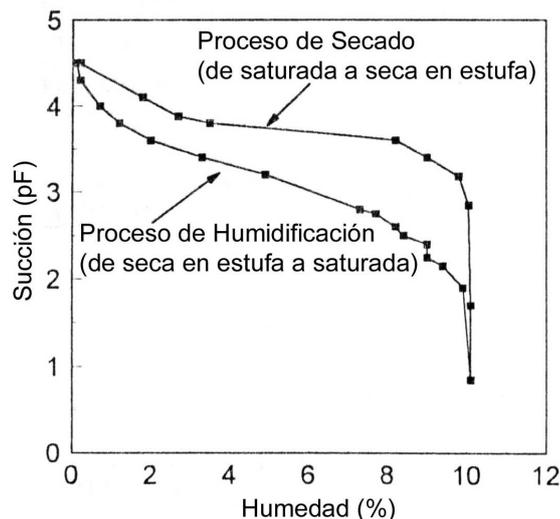


Figura N°5: *Curva característica de una muestra calcárea (Croney et al, según Santos Neto & Carvalho, 1995).*

Dineen y Ridley, 1999, indican que existe una clara distinción entre las relaciones que se describen durante procesos de secado y las que se obtienen durante humedecimientos, y señalan dos causas principales, en primer lugar, cambios estructurales irreversibles como la compresión virgen al inicio del secado, y en segundo lugar los efectos de histéresis.

Si se produce un cambio en la dirección del movimiento de humedad, por ejemplo infiltración en un suelo en proceso de secado, la curva característica no volverá por la relación inicial, seguirá una única pero diferente trayectoria. Las curvas límites para humedecimiento y secado pueden establecerse si se completan ciclos a partir de condiciones iniciales límites.

Existen diversas causas que pueden dar origen al fenómeno de hysteresis. Según Dineen y Ridley, 1999, la estructura de los poros y los cambios en la dirección del movimiento de la humedad son dos influencias principales.

Durante el secado el radio de la abertura de los poros será el radio crítico (ecuación de capilaridad) y cuando se inicia el humedecimiento el radio dentro del cuerpo de los poros definirá la relación succión contenido de humedad.

Por otra parte el ángulo de contacto del agua de poro generalmente se asume igual a cero (ecuación de capilaridad), pero en realidad el ángulo varía y es particularmente afectado por la dirección del movimiento de humedad. Si la trayectoria es de secado el ángulo decrece y permite sostener una mayor columna de agua y mayor succión asociada. Lo inverso ocurre en la trayectoria de humedecimiento.

Según Goio y Zeballos, 1999, uno de los primeros aspectos en la identificación de las variaciones de succión en función de los contenidos de humedad se vincula con el acomodamiento estructural de las partículas. La relación de vacíos es un parámetro importante de caracterización del estado de compacidad de la estructura, pero no hace referencia al tamaño de poros y su distribución de frecuencia, es decir, no es una variable suficiente para la explicación del comportamiento y la respuesta deformacional.

Los mismos autores realizaron una revisión teórica y experimental de una función que interprete la evolución de la succión con las variaciones del contenido de humedad teniendo en cuenta la distribución de poros, concluyendo que la composición estructural de los suelos, y especialmente el acomodamiento granular constituye un elemento de importancia en la definición de su comportamiento y que la succión como variable requerida en el análisis del comportamiento de los suelos no saturados puede ser relacionada con la organización de los vacíos dentro de la estructura del suelo. Variables globales, tales como la relación de vacío o el peso unitario no resultan suficientemente explicativas del comportamiento.

2.2.3.3. Mediciones de succión.

2.2.3.3.1. Succión total y matricial.

Croney y Coleman, 1952 (según Santos Neto y Carvalho, 1995), dividen los métodos de medición de succión en directos, cuando se mide directamente la succión, e indirectos cuando se llega a ella a través de otro parámetro o propiedad del suelo.

La *tabla N°1* resume los métodos de determinación de la succión total y/o matricial.

Directos	Intervalo de aplicación	
	(succión pF)	(succión kPa)
Placa de succión	0,00 a 3,00	0 – 100
Placa de presión	0,00 a 4,20	0 – 1600
Membrana de presión	0,00 a 4,50	0 – 3200
Tensiómetro	0,00 a 3,00	0 – 100
Centrífuga	3,00 a 4,50	100 – 3200

Indirectos	Intervalo de aplicación	
	(succión pF)	(succión kPa)
Depresión del punto de congelamiento	3,00 a 4,00	100 – 1000
Resistencia eléctrica	3,00 a 7,00	100 – 1000000
Desecador de vacío	5,00 a 7,00	10000 - 1000000
Psicrómetro	2,00 a 4,80	10 – 6500
Papel filtro	2,00 a 5,50	10 – 32000

*Tabla N°1: Métodos de determinación de la succión
(Santos Neto & Carvalho, 1995).*

Placa de succión

Cuando una muestra de suelo se pone en contacto con una placa porosa saturada tiende a un equilibrio hidráulico. Si la succión de la muestra es mayor que la de la placa, el agua fluye de la placa para la muestra o a la inversa en caso contrario.

Manteniendo la placa porosa saturada cualquier reducción de la presión de aire en el interior del dispositivo produce una reducción igual en la placa porosa.

Después de colocar una muestra en perfecto contacto con la placa porosa se aplica succión en el manómetro de mercurio y se espera el tiempo necesario para alcanzar el equilibrio. Se retira la muestra y se determina la humedad. Los pares de valores succión – humedad permiten construir la curva característica. Se obtienen valores de succión matricial.

Placa de presión

El principio del método es el mismo del de la placa de succión, excepto que el agua presente en la muestra es retirada con aplicación de presión en lugar de succión.

Esta modificación mejora considerablemente el proceso porque existen dificultades asociadas a la determinación de presiones negativas en el agua, ya que esta tiende a cavitarse en el sistema de medición cuando las presiones se aproximan a -1 atm.

En el dispositivo de placa de presión la presión en el agua se mide a través de una piedra porosa con alta presión de burbujamiento, evitándose el problema de cavitación aumentándose la presión del aire hasta que la presión del agua alcance niveles que pueden ser medidos directamente. De esta forma la diferencia entre la presión final del aire y del agua se iguala a la presión inicial del agua. Esta técnica de superposición de la presión de aire en el suelo hasta que al presión del agua pueda ser medida se debe a Hilf (según Santos Neto y Carvalho, 1995) y se denomina traslación de ejes. Se mide succión matricial.

Hilf, 1956 (según Fredlund y Rahardjo, 1993) demostró que la presión del agua de poro se incrementa en una cantidad igual al incremento en la presión del aire de la cámara. En otras palabras, la succión matricial de suelo se mantiene constante cuando se mide para diferentes valores de presión de cámara.

Membrana de presión

Una fuerte limitación de la placa de presión se debe a la piedra porosa debido a que la presión aplicada no debe superar a la de burbujamiento. Para alcanzar presiones elevadas se ha reemplazado la piedra porosa por una membrana de celulosa.

Tensiómetro

Funciona básicamente como una placa de succión. En la extremidad del dispositivo existe una punta porosa con alta presión de burbujamiento. Se usa principalmente para medir succión matricial en sitio, el dispositivo se instala en el terreno de manera que su extremidad quede envuelta en el suelo en el que se quiere medir la succión. Con el tiempo el agua migra de la piedra porosa para el suelo y puede obtenerse la succión matricial a través de la lectura del manómetro que forma parte del equipamiento (Santos Neto y Carvalho, 1995).

Ridley y Burland, 1994, investigaron exhaustivamente el tipo de succión que medía el tensiómetro debido a que Marinho y Chandler en base a experimentación determinaron que el equipo se veía influenciado por fuerzas osmóticas. Concluyeron que el tensiómetro mide succión matricial y que las diferencias encontradas respondían fundamentalmente a la microestructura asociada a muestras compactadas.

Centrifugación

La determinación se realiza con una centrífuga. Si la distancia entre el centro de la muestra y el nivel del agua en el dispositivo fuera h , la succión ejercida en la muestra en un campo de gravedad g será igual a la carga $-h$, más si el campo tuviera gravedad ng , la succión será $-nh$, (figura N°6).

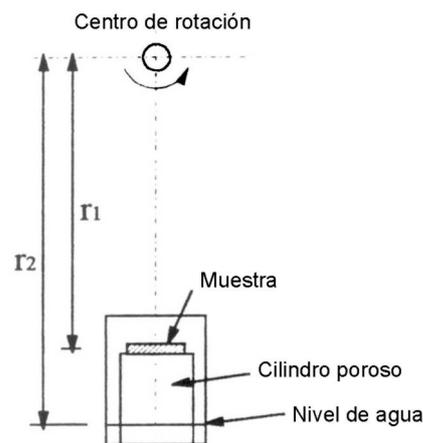


Figura N°6: Principio de centrifugado.
(Santos Neto y Carvalho, 1995).

$$pF = \log\left(\frac{r_2^2 - r_1^2}{2} \cdot \frac{w^2}{g}\right)$$

donde:

w : velocidad angular de la centrífuga

g : aceleración de la gravedad

Depresión del punto de congelamiento

El agua contenida en los poros de un material cualquiera generalmente no congela a 0°C sino a una temperatura algo menor. Depresión del punto de congelamiento es definida como la diferencia de la temperatura de congelamiento del agua pura a presión atmosférica y la de congelamiento del agua en los poros del material. Existe una relación entre la succión y esta temperatura (Santos Neto y Carvalho, 1995).

La muestra, envolviendo el bulbo de un termómetro sensible, se coloca en un recipiente sometido a la acción de una mezcla congelante. La muestra se enfría gradualmente a una velocidad de -1°C por minuto si la temperatura del recipiente se mantiene a -5°C. Debido al fenómeno de sobrefusión del agua, el termómetro indica un descenso próximo a -2°C, y luego, un aumento brusco con la temperatura permaneciendo constante por cierto período de tiempo y finalmente volviendo a descender. El valor que se mantiene constante se denomina depresión del punto de congelamiento.

Desecador de vacío

El proceso se basa en el hecho de que la humedad de una muestra tiende a equilibrarse con la humedad relativa del aire y existe una relación entre la succión y dicha humedad (Santos Neto y Carvalho, 1995).

La humedad del aire en un recipiente cerrado que contiene una solución es función de la concentración de esta solución. Basándose en este principio una muestra puede ser colocada en el interior de un recipiente conteniendo por ejemplo ácido sulfúrico con una determinada concentración, luego del equilibrio en la muestra actuará una succión relacionada con la humedad relativa obtenida con esta concentración.

Resistencia eléctrica

Cuando dos materiales porosos sometidos a fuerzas de succión están en contacto, se produce una transferencia de humedad hasta que en el equilibrio se ecualizan las succiones. Si fuese posible conocer en ese momento la succión que está actuando en uno de ellos se conocería también la del otro. El método de la resistencia eléctrica se basa en este principio (Santos Neto y Carvalho, 1995).

Se fijan dos electrodos a un material poroso que sirve como patrón (por ejemplo yeso). La resistencia eléctrica entre estos electrodos aumenta cuando la humedad del material disminuye y con esto, la succión aumenta. Se puede entonces calibrar el dispositivo para conocer la succión del material patrón, y en consecuencia, la succión matricial del suelo en equilibrio con el.

Psicrómetro

Según Santos Neto & Carvalho, 1995, este dispositivo es usado por la meteorología hace más de un siglo para medir la humedad higroscópica del aire.

Como se vio en el método del desecador de vacío existe una relación entre la humedad relativa del aire y la succión.

Para comprender el funcionamiento del psicrómetro es necesario conocer el denominado efecto Peltier. En 1934, Peltier descubrió que, cuando se hace circular una corriente eléctrica i en un conductor isotérmico formado por dos metales diferentes la disipación de calor observada difiere del efecto Joule en una cantidad $\pm P_i$, dependiendo del sentido de la corriente. P se desempeña en el papel de una fuerza electromotriz localizada en las inmediaciones de la junta de dos metales y se conoce como coeficiente de Peltier. Este fenómeno es reversible, cambiando de señal cuando i cambia de sentido. Lo importante es que para un mismo valor de corriente la variación de la cantidad de calor en la junta de los dos metales es igual en valor absoluto. Entonces, teniendo un termopar próximo a una muestra de suelo que produce una determinada señal cuando el sistema está en equilibrio, haciendo pasar una corriente i_{ref} , por efecto Peltier, la junta del termopar sufrirá un enfriamiento localizado y provocará la condensación de vapor de agua en torno a la junta. Si después de un cierto tiempo se interrumpe el pasaje de la corriente, el vapor de agua condensado evaporará, provocando una reducción de temperatura θ al nivel de la junta del termopar ya que la evaporación es un fenómeno endotérmico. Esto resultará en una fuerza electromotriz proporcional a θ que puede ser determinada por las señales leídas antes y después del enfriamiento. Se puede demostrar que θ es proporcional a la humedad relativa. Si se calibra el dispositivo, generalmente en solución de ácido sulfúrico (H_2SO_4) se puede conocer la succión total actuando en la muestra.

Truong y Holden, 1995, investigaron diferentes aspectos del psicrómetro, concluyendo que es un instrumento de suficiente precisión y de aplicación relativamente económica y rápida para la medición de la succión total en suelos. Requiere una calibración completa una vez por año y las mediciones son relativamente estables bajo pequeños cambios de temperatura ambiente, lo que los hace adecuados para ser aplicados en laboratorios de campaña acondicionados.

Papel de filtro

Cuando un material poroso es colocado en contacto con una muestra de suelo, en determinado período de tiempo alcanza el equilibrio hidráulico. De la misma forma que el bloque de yeso en el método de la resistencia eléctrica, si hubiera una curva de calibración del papel de filtro, del tipo de humedad por succión, podría conocerse la succión del suelo con el que el papel está en equilibrio. Esta curva de calibración se obtiene por ejemplo con el desecador de vacío.

El papel de filtro puede medir succión matricial o total. Si el papel estuviera en contacto con la muestra se mide succión matricial debido a que el libre flujo entre el papel y la muestra equilibra la concentración de sales del agua del papel y el agua de la muestra. Si el papel no entra en contacto con la muestra de suelo, ocurriendo el equilibrio de humedad través del vapor de agua, las sales no pasan al papel y la succión osmótica es considerada en la eualización.

Marinho, 1995, resume la práctica recomendada para las mediciones con papel de filtro:

1. El papel utilizado debe ser del tipo cuantitativo, por ejemplo Whatman N°42.
 2. Debe ser utilizado en condición seco al aire, directamente de la caja.
 3. Cualquier tamaño de papel puede ser utilizado, pero debe considerarse que la sensibilidad de la medida se reduce con la reducción del tamaño del papel.
 4. Pueden utilizarse las calibraciones existentes en la literatura. (Chandler et al, 1992 – ASTM – D5298-92)
 5. El tiempo de equilibrio para medición de succión matricial debe ser como mínimo de 7 días. Para succión total es función del nivel de succión, la cantidad de días aumenta con la disminución de la succión.
 6. Un mínimo de dos papeles por muestra deben ser utilizados.
 7. Los papeles de filtro no deben superponerse.
 8. Ningún material absorbente debe ser utilizado entre el papel de filtro y el suelo.
 9. Para medición de la succión total un disco plástico perforado puede ser utilizado para separar el papel de filtro del suelo.
 10. El papel de filtro debe ser cuidadosamente colocado en la muestra. El conjunto debe ser firmemente envuelto con dos capas de film plástico, sellado finalmente con cinta adhesiva. La muestra es colocada entonces en una bolsa plástica sellada, en un lugar térmicamente aislado. Una caja con aproximadamente 10 cm de isopor puede ser suficiente si la misma se coloca en un ambiente con deltas de temperatura de no más de 5°.
 11. Después que el equilibrio es alcanzado los papeles de filtro deben ser retirados con pinzas y colocados en bolsitas plásticas autosellantes. El tiempo de transferencia debe ser de no más de 5 segundos para evitar la evaporación.
 12. Las bolsitas plásticas son pesadas el papel de filtro en balanza con capacidad de 0,0005 gramos. El papel debe ser removido de la bolsita y secado en estufa a 105° por un mínimo de 2 horas.
- Se obtiene la humedad del papel y con el uso de las curvas de calibración se determina la succión.

En general la calibración de los papeles de filtro se realizan bajo condiciones isotérmicas utilizando una combinación de técnicas de medición de succión. Para succiones elevadas se utilizan métodos de no contacto con determinadas soluciones salinas para imponer un valor de succión. Para rangos bajos de succión en general se utilizan métodos de contacto (plato poroso por ejemplo).

Houston et al, 1994 (según Swarbrick, 1995), encontraron diferencias significativas entre el método tradicional de calibración (de contacto para succiones bajas) y métodos de no contacto, objetando la validez de las curvas de calibración tradicionales si el papel de filtro se utiliza sin contacto para succiones bajas ($pF < 4$).

Gourley y Schreiner, 1995, desarrollaron un dispositivo basado en la técnica de papel de filtro para la medición de la succión total en sitio. La prueba utiliza un sensor de papel de filtro y resulta una herramienta ideal para monitorear las condiciones de succión del suelo durante períodos extensos de tiempo.

2.2.3.3.2. *Succión osmótica.*

La succión osmótica puede ser indirectamente determinada midiendo la conductividad eléctrica del agua de poros del suelo. El agua pura tiene baja conductividad eléctrica en comparación con aquella que tiene sales disueltas (Fredlund y Rahardjo, 1993), es decir, la conductividad eléctrica del agua de poros puede ser usada para indicar la concentración total de sales disueltas, lo que se relaciona con la succión osmótica.

La técnica que ha probado ser más razonable para la extracción del agua de poros es la de "squeezing" (Fredlund y Rahardjo, 1993), aunque los resultados aparentemente son afectados por la presión de extracción.

Una alternativa es adicionar agua destilada al suelo hasta que se lo lleva a una condición casi fluida, luego drenar parte del efluente y medir la conductividad eléctrica. La conductividad medida puede ser linealmente extrapolada a la succión osmótica correspondiente al contenido de agua natural. Es un método sencillo no muy preciso que se conoce como procedimiento del extracto de saturación.

Un psicrómetro puede también colocarse en el fluido extraído para medir la succión osmótica, pero este procedimiento también arroja resultados pobres.

2.2.4. *Teoría de cambios volumétricos.*

2.2.4.1. *Cambios volumétricos y deformaciones.*

Un suelo saturado se visualiza como un sistema multifase de fluido y sólido. Las partículas del suelo forman la estructura con vacíos llenos con agua. Bajo una carga aplicada la estructura se deforma y hay cambios de volumen. Los cambios de volumen de la estructura representan la variación volumétrica total del suelo, que debe ser igual a la suma de los cambios de volumen asociados a la fase sólida y a la fase líquida, es decir cumplir el "requerimiento de continuidad", restricción volumétrica que previene la existencia de "brechas" entre las fases de un sistema multifacético deformado para asegurar la conservación de la masa. Los cambios de volumen en un suelo saturado son el resultado principalmente del flujo de agua fuera del suelo ya que las partículas y el agua son esencialmente incompresibles.

Un suelo no saturado puede visualizarse como una mezcla con dos fases que alcanzan el equilibrio bajo gradientes de esfuerzos aplicados (partículas del suelo y piel contráctil) y dos fases que fluyen bajo esos gradientes (aire y agua). Si consideramos un elemento de suelo que se deforma bajo esfuerzos, el cambio total de volumen debe ser igual a la suma de los cambios de volumen de cada fase.

Si las partículas de suelo se asumen incompresibles, el requerimiento de continuidad para el suelo no saturado puede representarse de la siguiente forma (Fredlund y Rahardjo, 1993):

$$\frac{\Delta V_v}{V_0} = \frac{\Delta V_w}{V_0} + \frac{\Delta V_a}{V_0} + \frac{\Delta V_c}{V_0}$$

donde:

V_0 : volumen total inicial de un elemento de suelo no saturado.

V_v : volumen de vacíos.

V_w : volumen de agua.

V_a : volumen de aire.

V_c : volumen de la piel contráctil.

Asumiendo que el cambio de volumen de la piel contráctil es interna al elemento, el requerimiento de continuidad se reduce a:

$$\frac{\Delta V_v}{V_0} = \frac{\Delta V_w}{V_0} + \frac{\Delta V_a}{V_0}$$

En la práctica el cambio de volumen total y el cambio de volumen de agua son los que se miden, mientras que el de aire se calcula.

Las ecuaciones constitutivas que rigen los cambios de volumen relacionan las variables de estado de deformación con las variables de estado de esfuerzos, y requieren propiedades del suelo (coeficientes de deformación volumétrica) que generalmente deben evaluarse experimentalmente.

Los resultados indican que no existe una relación única entre el cambio de volumen y los esfuerzos efectivos para la mayoría de los suelos, particularmente por debajo de un valor crítico del grado de saturación. Este valor crítico es del orden del 20% para limos y arenas y del 85 al 90% para arcillas (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Coleman, 1962 (según Fredlund y Rahardjo, 1993) separó las componentes de la ecuación de esfuerzos efectivos de Bishop y propuso un grupo de relaciones constitutivas para la estructura del suelo y otra para la fase agua.

Para la estructura del suelo:

$$-\frac{dV}{V} = -C_{21}(du_w - du_a) + C_{22}(d\sigma_M - du_a) + C_{23}(d\sigma_1 - d\sigma_3)$$

donde:

$$-\frac{dV}{V}: \text{relación cambio de volumen total - volumen total}$$

μ_a : presión del aire de poro.

μ_w : presión del agua de poro.

σ_1 : esfuerzo normal total axial.

σ_3 : presión total de confinamiento.

σ_m : esfuerzo normal total medio.

$C_{21} - C_{22} - C_{23}$: parámetros de suelo asociados con los cambios de volumen de la estructura.

Para la fase agua:

$$-\frac{dV_w}{V} = -C_{11}(du_w - du_a) + C_{12}(d\sigma_M - du_a) + C_{13}(d\sigma_1 - d\sigma_3)$$

donde:

dV_w : cambio en el volumen de agua.

$C_{11} - C_{12} - C_{13}$: parámetros de suelo asociados con los cambios en el volumen de agua.

Bishop y Blight, 1963 y Burland, 1965, concluyeron que los cambios de volumen en suelos no saturados deben ser relacionados con $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$ en forma independiente.

En la ingeniería práctica los cambios de volumen asociados con la estructura del suelo y la fase agua generalmente se expresan en términos de cambios en la relación de vacíos y en el contenido de agua respectivamente. Es decir, la relación de vacíos se toman como la variable de estado de deformación representando la estructura del suelo y el contenido de agua como la variable de estado de deformación de la fase agua.

Los cambios de volumen asociados a la fase aire se computan como la diferencia entre los cambios de volumen de la estructura y de la fase agua.

Se pueden formar superficies constitutivas tridimensionales con la relación de vacíos y el grado de saturación vs. los parámetros de estado $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$.

Las ecuaciones constitutivas pueden ser escritas en una forma común de la mecánica de suelos (Fredlund y Rahardjo, 1993):

Para suelos saturados:

$$de = a_v d(\sigma - u_w)$$

donde:

a_v : coeficiente de compresibilidad.

Para suelos no saturados:

$$de = a_t d(\sigma_m - u_a) + a_m d(u_a - u_w)$$

donde:

a_t : coeficiente de compresibilidad referido a cambios en esfuerzos normales netos.

a_m : coeficiente de compresibilidad referido a cambios en la succión matricial.

La ecuación anterior equivale a la relación constitutiva de la estructura del suelo. Respecto la fase agua:

$$de = b_t d(\sigma_m - u_a) + b_m d(u_a - u_w)$$

donde:

b_t : coeficiente de cambio en el contenido de agua respecto cambios en los esfuerzos normales netos.

b_m : coeficiente de cambio en el contenido de agua respecto cambios en la succión matricial.

Las dos superficies constitutivas para un suelo no saturado requieren datos experimentales para verificar su “unicidad”, es decir, verificar que existe una y solo una relación entre las variables de estado de deformación y esfuerzo. La combinación final de las variables de estado de esfuerzos deben producir el mismo estado de deformación.

La completa unicidad de una relación constitutiva bajo procesos de carga y descarga es virtualmente imposible. La histeresis es la principal causa de lo no unicidad, y está asociada con las fases que se comportan como sólidos, la estructura del suelo y la piel contráctil. En el caso de la estructura del suelo se observa en las diferentes pendientes de las curvas de carga y descarga en un suelo saturado. En el caso de la piel contráctil puede observarse en las curvas de humedecimiento y secado.

El término “unicidad” en mecánica de suelos está generalmente asociado o limitado a superficies constitutivas que representan deformaciones monotónicas.

La figura N°7 representa la relaciones constitutivas en el plano:

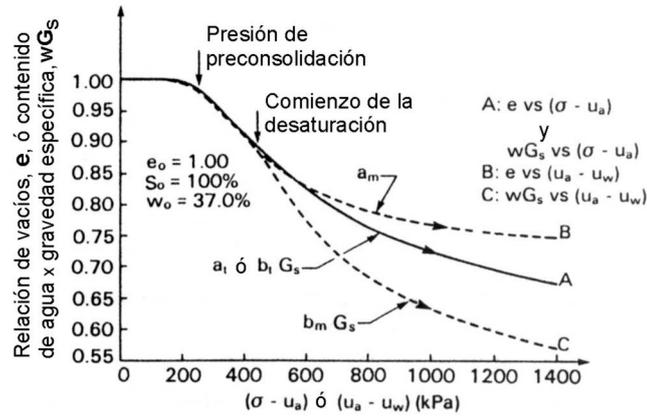


Figura N°7: Relaciones constitutivas en el plano y relación entre módulos de deformación volumétrica para un suelo inicialmente saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Los coeficientes de deformación volumétrica varían de un punto a otro a lo largo de superficies constitutivas no lineales, por lo que si toda la superficie constitutiva debe ser definida debe medirse la magnitud de los coeficientes punto a punto, requiriéndose gran cantidad de testigos y un largo período de ensayo.

Un procedimiento sencillo es asumir que la superficie constitutiva es plana para una relación de vacíos determinada o contenido de agua determinado. Entonces, todos los puntos en la superficie correspondientes a un mismo plano de relación de vacíos o contenido de agua tienen los mismos coeficientes. Como resultado, los coeficientes a_t y b_t obtenidos para el plano de saturación pueden ser usados para otros puntos de la superficie siempre y cuando la relación de vacíos o contenido de agua sean constantes. Lo mismo resulta para b_t y b_m en el plano de tensiones normales netas nulas.

En general el método es suficientemente preciso para la mayoría de los problemas geotécnicos (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Para el caso de las superficies constitutivas de descarga, corresponden los mismos índices pero en trayectorias de descarga en el edómetro y trayectorias de humedecimiento en las curvas características.

2.2.4.2. Medición de índices de variación volumétrica.

El coeficiente a_t puede obtenerse en un ensayo de consolidación sobre el suelo previamente saturado. Hay dos procedimientos comunes para la ejecución de ensayos de consolidación en suelos inicialmente no saturados, el de expansión libre y el de volumen constante. Son procedimientos normalmente utilizados en la determinación de la presión de expansión del suelo en la predicción de hinchamientos.

En el ensayo de expansión libre, el testigo se deja expandir libremente bajo una presión determinada sumergiéndolo en agua destilada. Luego de conseguir condiciones de equilibrio el testigo es cargado y descargado siguiendo el procedimiento convencional de ensayos edométricos. En el caso de volumen constante la etapa de equilibrio inicial se lleva a cabo regulando la presión de manera tal de que no se produzcan hinchamientos.

El coeficiente b_t puede computarse dividiendo a_t por $G \cdot b_m$ se obtiene de la rama de desecación de una curva característica y a_m se relaciona con b_m por medio de un ensayo de contracción ($e \cdot vs \cdot w$).

2.3. Suelos expansivos.

La expansión es un problema relativo a suelos no saturados, suelos que presentan importantes alteraciones de resistencia y deformabilidad con los cambios de humedad. Los fenómenos más característicos son los relacionados con las variaciones volumétricas por modificación del grado de saturación, tanto positivas (colapso) como negativas (expansión).

El comportamiento de los suelos no saturados expansivos o colapsables es función de su estructura y distribución granulométrica, a las que se suma el grado de saturación y con el la necesidad del estudio de diversos campos de fuerzas, las fuerzas matriciales, las osmóticas, las neumáticas y las de masa (Gehling, 1994).

Según Salas, 1980, un suelo expansivo no es en realidad una clase de suelo, sino realmente un fenómeno que se produce por la combinación de un suelo arcilloso con condiciones ambientales favorables.

2.3.1. Origen y ocurrencia.

Los suelos no saturados pueden ser naturales, de origen sedimentario o residual, o artificiales, de aporte en terraplenes y estructuras de contención. Los potencialmente expansivos pueden tener origen en rocas ígneas básicas, donde los minerales de feldespato y piroxenos de la roca de origen se descomponen formando montmorillonita y otros minerales secundarios, y en rocas sedimentarias que poseen montmorillonita como constituyente.

En general, las referencias indican que la mayor fuente de suelos expansivos son las rocas ígneas básicas de basalto, aunque, por ejemplo, Kellan (según Gehling, 1994) sugiere que algunos procesos químicos sobre rocas graníticas pueden producir montmorillonita en zonas semiáridas.

La formación de minerales arcillosos activos no depende únicamente de la roca de origen y su composición, sino también de los procesos químicos de alteración que se produzcan, y las condiciones de drenaje existentes. Por ejemplo, Millot (según Gehling, 1994) establece que la alteración de los minerales de basalto en climas tropicales y áreas poco drenadas deriva en la formación de montmorillonita, comenzando con la hidrólisis que durante la estación húmeda desagrega la roca en sílice, aluminio y magnesio, y posterior aumento de la concentración de sales y minerales durante la estación seca. La caolinita, en cambio, se forma a partir de la misma roca, pero en áreas con pendientes importantes, de mejor drenaje y con menores concentraciones.

Los suelos expansivos han sido identificados y descritos en los cinco continentes, y existe buena correlación entre la zonificación de los mismos y los climas áridos y semiáridos de la tierra.

2.3.2. *El fenómeno de la expansión.*

El hinchamiento que se produce en suelos parcialmente saturados obedece a dos tipos de fenómenos, uno mecánico y otro, físico-químico.

2.3.2.1. *El fenómeno mecánico.*

El fenómeno mecánico está asociado con el flujo de agua a través de las grietas superficiales y profundas originadas por desecación y el flujo lateral no saturado dentro de los poros abiertos de la estructura del suelo, con la consecuente disminución de la presión intersticial negativa y reducción de la intensidad de las fuerzas de contacto entre las partículas, que en el caso de una estructura suficientemente compacta ocasiona la relajación de las tensiones intergranulares.

2.3.2.2. *El fenómeno físico químico.*

El segundo mecanismo está relacionado con el proceso de hidratación de minerales arcillosos activos y ha sido descrito por diferentes autores en forma más o menos similar.

Para Delgado (según Gehling, 1994) el fenómeno físico-químico puede interpretarse a través de tres mecanismos microestructurales: la hidratación de las partículas de arcilla, la hidratación de cationes y la repulsión osmótica.

- *La hidratación de las partículas de arcilla.*

Las moléculas dipolares de agua son atraídas a la superficie negativas de las partículas. La carga del mineral arcilloso se anula pero no la de la molécula de agua, que atrae otras moléculas en capas sucesivas. La lámina de agua influenciada por los fenómenos de superficie se denomina capa adsorbida y es la que provoca un aumento de volumen, hinchamiento.

- *La hidratación de cationes.*

Las cargas negativas de las partículas de arcilla son equilibradas por cationes de fuertes cargas positivas. Los minerales arcillosos quedan eléctricamente compensados pero no así los cationes que permanecen con carga positiva. De esta manera los cationes atraen moléculas dipolares de agua, en capas sucesivas, de la misma forma que en el caso de la hidratación de partículas vista con anterioridad. La atracción en capas de moléculas de agua y el aumento, por hidratación, del radio iónico de los cationes, provocan cambios de volumen en la masa del suelo.

- *La repulsión osmótica.*

El fenómeno corresponde al paso de líquido desde una solución de menor concentración a una de mayor concentración. Delgado, 1986 (según Gehling, 1994) admite que la repulsión osmótica es responsable de la mayor parte del hinchamiento y que su influencia es mayor para un contenido de humedad más alto.

Los fenómenos analizados se intensifican y potencian en suelos con partículas pequeñas, con superficies específicas grandes, en los que la atracción de cationes y de moléculas de agua son más importantes por el mayor desequilibrio electroquímico de las superficies minerales.

En 1962, Celestino Ruiz explicaba de la siguiente forma el mecanismo de la succión de agua por los suelos:

- a) El suelo seco fija agua vapor de la atmósfera o agua líquida, por adsorción polar. Esto es particularmente importante en la fracción arcilla por su elevado grado de superficie específica. Las cargas eléctricas negativas superficiales no compensadas dan origen a un campo de energía potencial que actúa sobre los cationes hidratados existentes en el medio acuoso que las rodea y aún sobre las mismas moléculas de agua por su carácter bipolar, orientándolas hacia la superficie sólida e inmovilizándolas en mayor o menor grado.

El agua fuertemente retenida (inmovilizada) corresponde a los espesores de película de hasta unas 10 moléculas de agua; prácticamente es el contenido de humedad higroscópica en atmósfera de humedad relativa del 50%. Para mayores contenidos de agua, humedad higroscópica para humedad relativa del 96%, se alcanzan espesores del orden del centenar de moléculas con inmovilización parcial.

Mecánicamente considerada estas películas actúan como semirígidas o plásticas y fluyen o se deforman por esfuerzos relativamente bajos. Ello explica que al aproximarse la humedad higroscópica a la correspondiente a una humedad relativa del 100% exista formación de meniscos capilares, cuya succión se suma a la adsorción polar que ya alcanza su expresión mínima.

- b) Un suelo arcilloso con la humedad que corresponde al equilibrio en atmósfera saturada de vapor de agua es capaz de succionar más agua líquida con menor energía pero en cantidades muy elevadas, dando origen a espesores de películas del orden del centenar de milimicrones, las llamadas capas liosorcionales de Otswald, a las que corresponde el agua de hinchamiento. La explicación más generalizada es atribuir esta succión a la acción capilar, pero no da respuesta a la succión de agua en sistemas saturados donde la ausencia de interfase agua-aire no permite la formación de meniscos.

En 1931-33 Mattson propuso considerar como causa de esta retención las fuerzas osmóticas, considerando que existe “inhibición osmótica” luego de la saturación de la adsorción polar. Desde el punto de vista fisico-químico la succión osmótica de agua se basa en dos fenómenos generales, a saber: ósmosis sin membrana y equilibrio Donan.

El hinchamiento osmótico es una consecuencia de la capacidad de intercambio de cationes característica de la fracción arcillosa.

2.3.3. Factores condicionantes.

El fenómeno de hinchamiento de los suelos parcialmente saturados está condicionado, en primer lugar, a la existencia de suelos susceptibles, y en segundo término, a la posibilidad que se produzcan los cambios de humedad necesarios.

Debe distinguirse entre los suelos que tienen la facultad de expandirse (susceptibles) y los que realmente presentan características expansivas en el campo. Los suelos que tienen pocas facultades o ninguna para expandirse, no lo harán en ninguna circunstancia. Por otra parte, los suelos con elevada capacidad pueden hacerlo o no; su comportamiento depende de la condición física del material al principio de la construcción, y de los cambios de esfuerzos y humedad a los que se les sujete (Peck, Hanson y Thornburn, 1993).

2.3.3.1. La susceptibilidad.

Los factores que regulan la susceptibilidad de los suelos a las variaciones volumétricas, y, en consecuencia, la magnitud del cambio y de la presión de expansión, pueden enumerarse según el siguiente detalle:

- Composición del suelo.
- Cationes de cambio disponibles.
- Estructura del suelo.
- Cementaciones y enlaces diagenéticos.
- Densidad y humedad
- Compactación.
- Espesor del estrato.
- Estado tensional.
- Confinamiento superficial.
- Trayectoria de las tensiones.
- Succión.
- Tiempo.
- Temperatura.

Composición del suelo.

En puntos anteriores se ha analizado la dependencia del fenómeno respecto del tipo y contenido de minerales arcillosos, la superficie específica y la capacidad de cambio catiónico.

Según dicho análisis la montmorillonita es el mineral de mayor susceptibilidad, presentando el menor espesor de partícula ($0,001\mu m$), consecuente mayor superficie específica ($600 - 800 m^2/g$), y la mayor capacidad de intercambio catiónico ($70 - 80 m_e/100g$).

El tipo de mineral arcilloso juega un papel importante en la determinación del hinchamiento en suelos expansivos. De los tres tipos de minerales arcillosos, illita, caolinita y montmorillonita, el último es el de mayor expansibilidad (Gromko, 1974).

Cationes de cambio disponibles.

Uno de los mecanismos físico-químicos que explican el fenómeno de la expansión corresponde a la hidratación de cationes que conlleva a un aumento del radio iónico de los mismos y la formación de la doble capa. La magnitud del hinchamiento será función del radio iónico del catión, con una relación directa entre el tamaño, la capacidad de absorción de agua y el aumento de volumen.

Los cationes de cambio monovalentes, como el sodio (N_a), causan mayor adición de agua que los divalentes como el calcio (C_a) o el magnesio (M_g) (Abduljawwad, 1994).

Petry y Armstrong, determinaron que la presión de expansión es afectada por el tipo y concentración de cationes presentes en el complejo de intercambio en el suelo arcilloso. Cuando la concentración de calcio tanto en el agua de poro como en el complejo de intercambio se incrementa, la presión de expansión disminuye. Por otra parte, cuando aumenta la concentración de sodio en el complejo de intercambio aumenta la presión de expansión.

Estructura del suelo.

Según Collins, 1975, los elementos básicos que integran la estructura del suelo son: las partículas compuestas de minerales arcillosos, los agregados de partículas y los poros micro o macroestructurales. Los tipos estructurales variarán según la disposición de las partículas o de los glomérulos, que resulta función de la relación de fuerzas atractivas y repulsivas que haya existido durante la formación, pudiéndose definir estructuras floculadas con distribución aleatoria o estructuras dispersas con orientación paralela. En general, se admite que las estructuras floculadas presentan mayor tendencia de expandir que las dispersas, con volúmenes y presiones de expansión superiores; y que la respuesta al humedecimiento y secado de las estructuras dispersas puede presentar fuerte anisotropía, con las deformaciones mayores en el sentido perpendicular a las partículas.

Según Alonso, et al, 1995, es efectivo considerar dos niveles estructurales: uno microestructural que corresponde a los minerales arcillosos activos, y uno macroestructural para la distribución o arreglo estructural. Debido al pequeño tamaño de los poros asociado al nivel microestructural se puede considerar una condición saturada aún bajo grandes succiones. En cambio, en los poros de la macroestructura existirá una mezcla de aire y agua.

La naturaleza de los poros de la macroestructura depende del tipo de estructura del suelo. En arcillas donde predominan los agregados, los poros macroestructurales se conformarán básicamente entre los agregados.

Para los autores, la adopción de un marco de doble estructura ha probado ser de gran utilidad como base de modelos que explican el comportamiento mecánico y el desarrollo de deformaciones de hinchamiento a largo plazo en suelos expansivos.

En suelos compactados, Gehling, Alonso y Gens, 1995, encontraron que existe una significativa y compleja interacción entre la microestructura y la macroestructura en términos de deformaciones y velocidades de deformación. Observaron que el factor principal que controla el desarrollo de los hinchamientos y de las presiones de hinchamiento es la velocidad de transferencia de agua entre la micro y macroestructura.

Cementaciones y enlaces diagenéticos.

Las cementaciones y enlaces diagenéticos reducen la tendencia a la expansión debido a que de una u otra forma generan un mejor, o más estable, vínculo entre las partículas.

Los agentes cementantes, como por ejemplo el carbonato de calcio u el óxido de hierro, accionan en los puntos de contacto entre partículas y en la superficie de las mismas. En los puntos de contacto se desarrollan enlaces que limitan la movilidad. En la superficie, de una partícula, o de un grupo de ellas, forman un revestimiento que reduce la capacidad de absorción de agua.

Los enlaces diagenéticos son recristalizaciones de puntos de contacto y su efecto favorable se observa por el aumento de la magnitud de los hinchamiento en ensayos sobre muestras remoldeadas respecto de muestras en estado natural, en idénticas condiciones de humedad y densidad.

Densidad y humedad.

Los autores coinciden, en general, en que la expansión aumenta con el aumento de la densidad seca inicial y con la disminución del porcentaje de humedad inicial, es decir, las arcillas expansivas compactadas a humedades altas y densidades bajas presentan pequeñas variaciones volumétricas.

Diferente situación se observa en cuanto a la presión de expansión. Según Komornik & David, Brackley y Kassif, et al (según Gehling, 1994), la presión de expansión depende, en mayor medida, de la densidad seca inicial, y, según Chen (1973), exclusivamente de la misma.

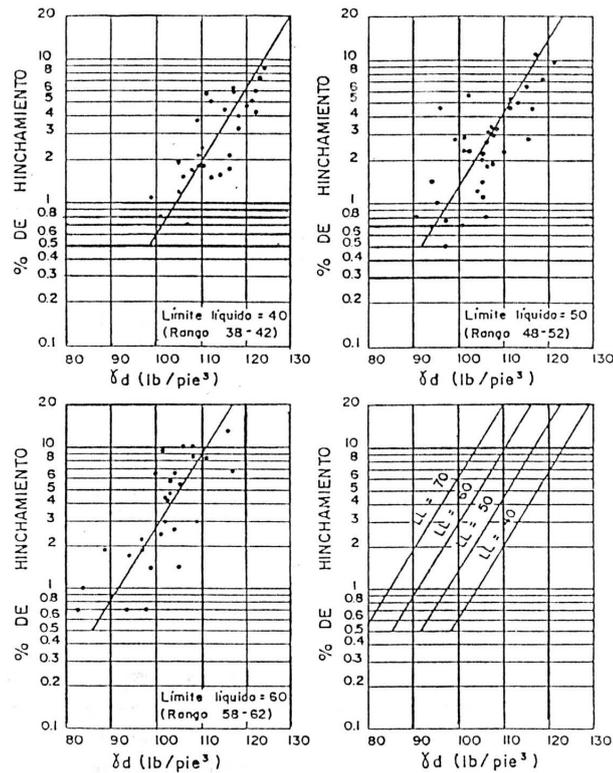


Figura N°8: Relación entre la densidad seca y el hinchamiento libre para suelos arcillosos con distintos valores del límite líquido (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973, según Gehling, 1994).

Por otra parte Vijayvergiya y Gazzaly (según Gehling, 1994) determinaron relaciones entre la presión de expansión y el contenido de humedad inicial en suelos con grados de saturación muy próximos a la unidad (figuras N°8,9 y 10).

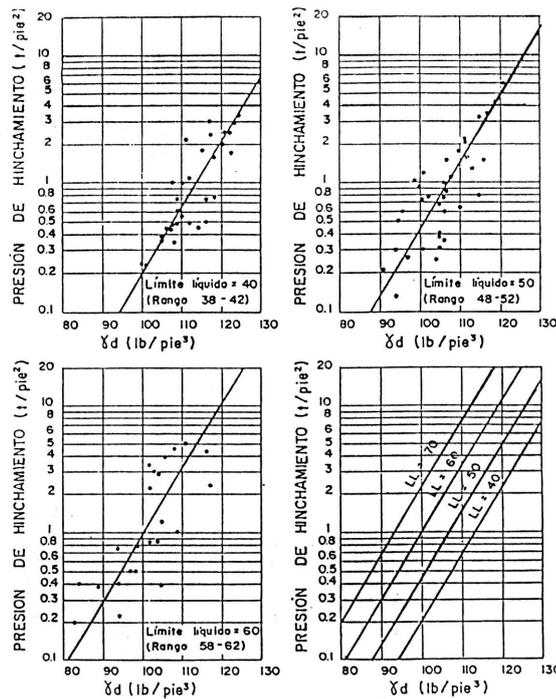


Figura N°9: Relación entre la densidad seca y la presión de hinchamiento para suelos arcillosos con distintos valores del límite líquido (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973, según Gehling, 1994).

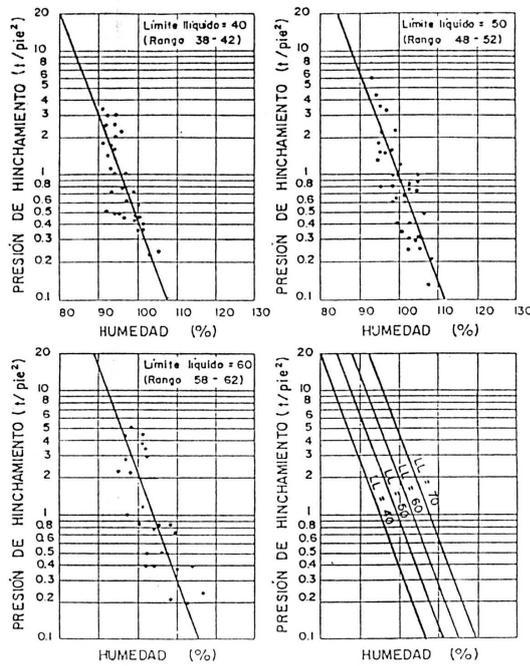


Figura N°10: Relación entre la humedad y la presión de hinchamiento para suelos arcillosos con distintos valores del límite líquido (Vijayvergiya y Ghazzaly, 1973, según Gehling, 1994).

Holtz y Gibbs, 1956, en sus estudios encontraron que deben combinarse densidades menores a las de compactación estándar y humedades cercanas o mayores a la óptima para asegurar bajas expansiones. Concluyeron que reduciendo únicamente la densidad no se logra la reducción de expansión deseada.

Compactación.

La compactación deriva en un reordenamiento de la estructura del suelo, transformándolo en más denso.

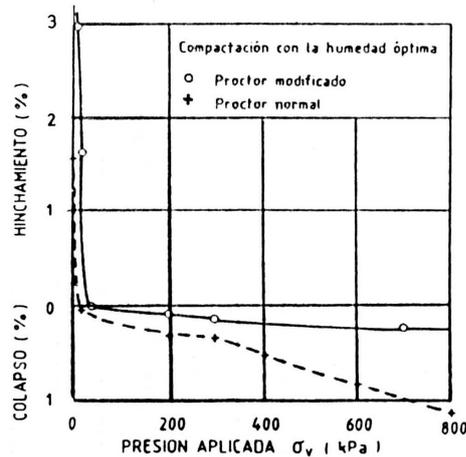


Figura N°11: Influencia de la consolidación inicial sobre el hinchamiento y colapso para distintas energías de compactación (Mieussens, 1980, según Gehling, 1994).

La relación es directa, a mayor energía de compactación, mayor densidad para un tenor de humedad constante, y mayor susceptibilidad al hinchamiento (*figura N°11*).

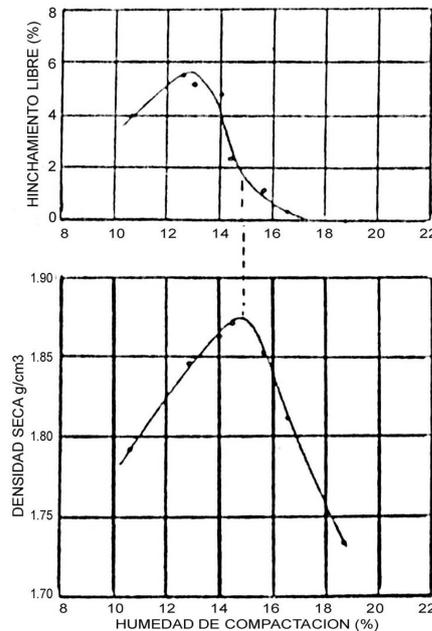


Figura N°12: Hinchamiento libre en función de las condiciones de compactación (Seed y Chan, 1959, según Gehling, 1994).

Lógicamente, además del tipo y nivel de energía suministrado, la humedad de compactación es un factor condicionante de la susceptibilidad. Varios autores, según Gehling (1994), han llegado a la conclusión de que los suelos expansivos compactados por la rama seca, con valores bajos de humedad y que presentan estructuras menos densas, experimentan hinchamientos cuando se saturan bajo una presión aplicada baja. Análogamente, los suelos compactados con humedades por encima de la óptima presentan los valores más bajos de expansión (figura N°12).

Este análisis de energías y humedades de compactación que hacen al suelo más o menos susceptible, conduce a establecer la existencia de valores medios para los cuales se alcanza una condición de equilibrio, sin probabilidad de hinchamiento ni colapso. Estos valores definen lo que Lawton, 1989 (según Gehling, 1994) denomina densidad seca de compactación relativa crítica.

Espesor del estrato.

Los ensayos realizados sobre testigos de diferentes espesores reflejan que la variación de volumen es proporcional al espesor del estrato, pero que el porcentaje de aumento y la presión de expansión permanecen constantes.

Estado tensional.

El hinchamiento es menor cuanto mayor es la presión aplicada, incluso la variación volumétrica puede ser nula y hasta negativa (colapso) según la magnitud de la carga (figura N°13). La presión de expansión permanece constante.

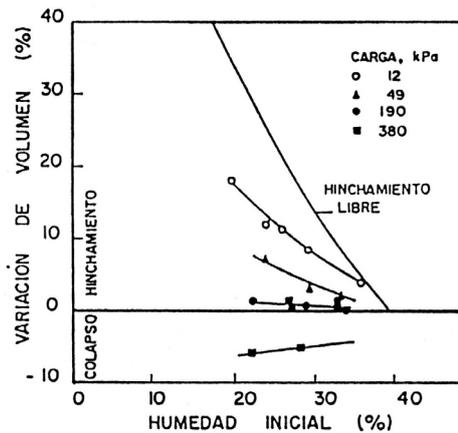


Figura N°13: Influencia de la tensión aplicada en el hinchamiento producido (Brackley, 1973, según Gehling, 1994).

Confinamiento superficial.

El-Sohby y Aboutaha, 1995, investigaron los efectos del confinamiento superficial en el comportamiento expansivo. Realizaron ensayos edométricos con platos de carga de menor dimensión que las muestras, haciendo variar el porcentaje de superficie cargada respecto a la total.

Sus primeras conclusiones indican que la presión de expansión decrece cuando disminuye la superficie de confinamiento, que la presión de expansión es proporcional a la rigidez del plato de carga, y que los mayores hinchamientos alrededor de la zona de carga se dan para pequeños porcentajes de superficie de confinamiento y para las mayores relaciones diámetro-altura de los testigos.

Trayectoria de tensiones.

La presión de hinchamiento depende de la trayectoria de tensiones seguida, y según Justo, et al (Gehling, 1994) la mayor presión se producirá al humedecer primero y cargar posteriormente hasta obtener una deformación final nula.

En general se afirma que diferentes trayectorias tensionales producen variaciones volumétricas y presiones de expansión desiguales aún cuando los estados tensionales inicial y final sean los mismos. Respecto a ello, debe destacarse que, según Burland (1987), estas conclusiones han sido obtenidas a partir de ensayos edométricos tradicionales con control de succión y sin control de las tensiones horizontales, por lo que no es razonable afirmar que los estados inicial y final sean los mismos. En realidad, Burland en sus experiencias concluye que las diferentes trayectorias definen diferencias de esfuerzos principales finales muy importantes. Las variaciones de la relación de tensiones verticales y horizontales van desde el estado pasivo al estado de reposo, haciéndose insignificante la influencia de las trayectorias de tensiones en los cambios de volumen.

Succión.

La succión del agua o presión capilar negativa está relacionada con la interacción intergranular de partículas y en consecuencia es una magnitud que puede utilizarse para caracterizar el efecto de la humedad y sus variaciones en las propiedades de resistencia y deformabilidad del suelo. Su conformación, representación y participación en el fenómeno de las variaciones volumétricas han sido analizados en puntos anteriores.

Garbulewski y Zakowicz, 1995 definieron para arcillas pliocénicas de Polonia, un nomograma que permite determinar la presión de expansión a partir del potencial de succión. Es una relación exponencial y el valor del exponente puede ser usado como criterio de clasificación de suelos de alta o baja expansibilidad (figura N°14).

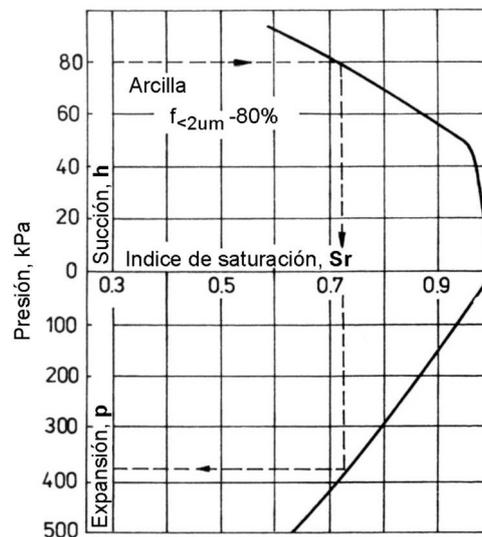


Figura N°14: Nomograma para la predicción de la presión de expansión obtenido para un arcilla pliocénica de la Reserva Zelazny Most (Garbulewski y Zakowicz, 1995).

Tiempo

Los fenómenos de variaciones volumétricas en general son lentos debido a la baja permeabilidad de los suelos arcillosos susceptibles. Según Mazurik & Komornik, 1973, se distinguen dos ritmos diferentes en el proceso de hinchamiento que se corresponden con los mecanismos de expansión identificados. Luego de la inundación, el proceso es más rápido en la etapa de flujo que en la etapa de hidratación.

Temperatura.

La influencia de la temperatura ha sido analizada de diferentes formas, como condicionante de la migración del agua, de la doble capa y del potencial de agua del suelo.

- Condicionante de la migración del agua.

El desplazamiento del agua del suelo hacia áreas más frías provoca cambios en la concentración iónica.

- Condicionante de la doble capa.

Las opiniones de los autores son diversas. Algunos sostienen que no hay relación alguna, otros, por ejemplo Morin y Silva, 1984 (según Gehling, 1994), concluyen que el aumento de la temperatura tiende a comprimir el espesor de la doble capa y en consecuencia resulta un menor hinchamiento.

Mohamed et al, 1992 (según Gehling, 1994), indican que el incremento de la temperatura tiende a reducir el espesor de la doble capa, a reducir las fuerzas repulsivas, a aumentar las fuerzas atractivas, y a formar una estructura floculada.

- Condicionante del potencial de agua del suelo.

Mohamed et al, 1992 (según Gehling, 1994), indican que las variaciones de temperatura implican cambios de viscosidad, tensión superficial, constante dieléctrica y energía de activación.

2.3.3.2. Cambios de humedad.

Los aspectos mencionados caracterizan la susceptibilidad de un suelo a las variaciones volumétricas, pero, para que el fenómeno se inicie, debe suministrarse el agua necesaria para el cambio de humedad. Este suministro de agua puede ser natural o artificial.

El natural se corresponde con los cambios estacionales del clima, la condición y régimen de la napa freática, la acción de la vegetación y el efecto sombra de las construcciones, que condicionan el balance hídrico de la zona no saturada (precipitación – infiltración – evaporación – evapotranspiración - termoósmosis – condensación).

El artificial es producto de la acción antrópica, las construcciones, las redes de infraestructura, el riego, la extracción de agua por bombeo, etc.

La posición de la napa freática se define como aquel nivel para el cual la tensión en el agua de poros es cero con respecto a la presión atmosférica. Debajo del nivel de la napa el agua está en compresión debido a la carga hidrostática. Por arriba de la napa el suelo puede estar saturado por capilaridad. Si no hubiese evaporación ni entrada de agua a través de la superficie y si los canículos del suelo fuesen uniformes y el efecto de la sobrecarga despreciable, la tensión del agua variaría linealmente, desde un valor cero al nivel de la napa hasta un valor máximo negativo a la cota de la máxima ascensión capilar. La evaporación o entrada de agua a través de la superficie del terreno, la fluctuación del nivel freático, la extracción de agua por la vegetación y las fluctuacio-

nes de la temperatura dentro del suelo, hacen que esta distribución en realidad difícilmente sea lineal.

Black et al., 1958 (según Trevisan, 1961), determinaron que la influencia de diferentes condiciones climáticas sobre la presión intersticial y el contenido de humedad es mucho más marcada en una superficie cubierta con césped respecto un área completamente libre de vegetación. Es decir que en la eliminación de agua de un suelo donde crecen plantas y arbustos, la transpiración provocada por la vegetación juega un rol más importante que el correspondiente a la evaporación a través de la superficie.

Estudios realizados sobre succión han mostrado que el volumen de agua absorbido por la vegetación no es, sin embargo, ilimitado y que la velocidad de evapotranspiración disminuye continuamente a medida que crece la succión, volviéndose prácticamente cero a un pF de 4,2, punto en que la planta se seca.

Por otra parte cuando se construye una estructura sobre una superficie, las fuerzas de evaporación son parcialmente eliminadas, las condiciones generales de equilibrio se rompen y un nuevo juego de condiciones aparece. El frente de humedad se mueve hacia la estructura y si la napa está a una distancia menor a la de ascensión capilar la masa de suelo se satura.

Una vez alcanzado el equilibrio, la arcilla bajo la zona central de la estructura permanece estable a menos que el equilibrio se rompa nuevamente (acción del hombre). En la zona perimetral en cambio, las variaciones en las presiones de poros provocadas por cambios climáticos pueden causar movimientos cíclicos de contracción e hinchamiento (efecto de borde).

Wolpert, 1952 (según Trevisan, 1961), encontró que los cambios en el contenido de humedad en sitio, menores del 2% resultan rara vez detectados por mediciones directas pero al mismo tiempo son suficientes para provocar significativas presiones de hinchamiento. Esto indica que el movimiento de humedad en el suelo está comandado por gradientes de presión más que por gradientes de contenido de humedad.

CAPITULO TRES: IDENTIFICACIÓN Y PREDICCIÓN DE COMPORTAMIENTO DE SUELOS EXPANSIVOS

3. Identificación y predicción de comportamiento de suelos expansivos.

El inicio de un problema de expansión o de cambios volumétricos por modificaciones del contenido de humedad, requiere la combinación de los dos componentes ya analizados, la existencia de suelos susceptibles y las condiciones climáticas o acciones antrópicas que provoquen las modificaciones de humedad necesarias. De esta manera, la identificación y predicción de comportamiento tiene asociado por un lado la evaluación de los suelos subyacentes, y por el otro, el estudio de las probables fluctuaciones de humedad.

La investigación puede ordenarse de la siguiente manera:

- Identificación general del fenómeno.
- Evaluación cualitativa de la susceptibilidad del suelo.
- Evaluación de los cambios posibles de humedad y del espesor de la capa activa.
- Cuantificación del hinchamiento y de la presión de expansión probables a través de métodos directos e indirectos.
- Consideraciones sobre presiones laterales.
- Análisis de movimientos diferenciales.

3.1. Identificación general.

3.1.1. La observación directa.

La observación del entorno en general y del terreno en particular pueden dar indicios claros de la existencia del fenómeno de expansión por un lado y de la probabilidad de desequilibrios de humedad por el otro.

El entorno en general.

El estado de las construcciones existentes, especialmente las del tipo liviano, sus mampuestos, la funcionalidad de sus carpinterías y, más aún, sus componentes más ligeros, pisos, muros perimetrales y veredas, son testigos naturales de los fenómenos de interacción suelo estructura.

La lectura ordenada y cuidadosa de las patologías de estos elementos, acompañada por una detallada consulta a los propietarios, son los primeros datos en el proceso de investigación. A partir de ellos pueden bosquejarse las primeras conclusiones, sin aún haber iniciado las tareas específicas de investigación geotécnica.

El terreno en particular.

El relevamiento de las características topográficas, de la vegetación y de la infraestructura permite evaluar la posibilidad de modificaciones de las variables de estado.

- Topografía.

La existencia de zonas bajas anegadas que serán saneadas y rellenadas, o al contrario, zonas elevadas con necesidad de desmontes, son potenciales situaciones de futuros cambios en la humedad y en el estado tensional natural.

- Vegetación.

El tipo de vegetación, su envergadura y ubicación respecto de la planimetría de la obra (que definirá la necesidad de desmontes o la permanencia de árboles grandes próximos a las construcciones), son factores de participación directa en el balance de humedad.

Los sistemas radiculares superficiales extraen continuamente humedad de los estratos superiores, desecando las arcillas expansivas. Si la vegetación se retira y se edifica, las arcillas comienzan a tomar humedad nuevamente y se expanden de manera más marcada respecto de arcillas donde no existe dicha vegetación (O'Neill y Poormayed, 1980).

Los efectos de la transpiración de la vegetación ocurren principalmente en áreas de climas secos y sub secos. Cuando $eo < 0,7$ los efectos de la vegetación pueden no ser considerados (Xingfang, Lin y Deguo).

Los mismos autores indican que los radios y profundidades de incidencia de la vegetación dependen de las especies, edad y desarrollo de raíces. El radio de influencia de un árbol maduro es de 1,4 veces su altura, así como su influencia en profundidad es de 3,5 a 8,00 metros. La influencia se profundiza en proximidades del árbol.

- Infraestructura.

La infraestructura existente, pozos absorbentes, cunetas a cielo abierto, calles de tierra, etc, condicionan el estado de humedad natural. Los cambios propios de los procesos de urbanización, construcción de redes cloacales, pavimentación de calles y construcción de cordones cunetas provocan modificaciones.

3.1.2. Consideración del clima zonal.

Es un factor determinante pero difícil de cuantificar (Jiménez Salas, 1980).

Las características del clima definen, en general, la morfología de los agrietamientos, excepto cuando las variaciones de humedad son producto de la acción antrópica. Si se analizan los casos extremos, se tiene por un lado un clima con permanente y acusado déficit de humedad y por el otro, un clima con cambios estacionales muy marcados.

Según Oteo Mazo, 1995, en el primer caso el efecto sombra de una edificación tiene tres consecuencias principales: disminución de la evaporación predominante, condensación del vapor de agua existente en los poros, y flujo de agua de afuera hacia adentro por termósmosis, estas últimas por la disminución asociada de temperatura.

El proceso es continuo y se traduce en el hinchamiento del suelo bajo el edificio en forma diferencial, mayor en el centro y menor en la periferia. La morfología de los daños responden a dicha modalidad.

En el caso del clima con marcadas variaciones estacionales, el terreno en su superficie sufre periódicos descensos y elevaciones en función del balance hídrico de la zona no saturada. Por debajo de la superficie y hasta la profundidad activa, los movimientos son cíclicos también, pero amortiguados y diferidos en el tiempo. El efecto sombra de una construcción en estas condiciones supone el amortiguamiento de las variaciones estacionales con mayor intensidad en el centro de la misma, y en consecuencia, las partes centrales sufren un levantamiento o descenso según la época del año, y luego leves movimientos temporales, mientras que la periferia permanece sometida a las variaciones cíclicas originales.

Los casos descritos son extremos y existen variedad de climas que pueden suponer situaciones intermedias o mixtas a las analizadas. El estudio que debe realizarse se basa en estadísticas meteorológicas que permiten establecer el balance de humedad de manera tal de definir en qué meses del año hay déficit de humedad y en qué meses hay aumento y de esta manera estimar el tipo y modalidad de fluctuación según la época en que se construya.

Según O'Neill y Poormayed, 1980, una forma racional de clasificar el clima es por medio del índice de Thornthwaite, que se define como la diferencia entre la precipitación media anual (en pulgadas) y la cantidad de agua (en pulgadas) que retorna a la atmósfera por evaporación de la superficie y transpiración de la vegetación si hubiera aporte de agua ilimitado.

De acuerdo con los mismos autores, los lugares con TMI entre +20 y -20 son más propensos a experimentar dificultades con suelos expansivos.

3.1.3. Caracterización geológica y geomorfológica.

Sobre la base de lo establecido en el punto de origen y ocurrencia de los suelos expansivos, la interpretación de mapas geológicos y el empleo de la geomorfología pueden ser útiles para una primer identificación de la existencia de suelos potencialmente susceptibles.

3.2. Evaluación cualitativa de la susceptibilidad.

Los métodos cualitativos de evaluación pueden ordenarse de la siguiente manera:

- Métodos identificativos.
- Métodos valorativos.

3.2.1. Métodos identificativos.

- Composición de la fracción arcillosa.

La composición mineralógica, que define la estructura reticular compuesta por láminas de sílice y alúmina, tiene importante relación con la susceptibilidad a las variaciones volumétricas, aunque no es suficiente para determinar si un suelo presentará problemas de expansión.

El estudio puede realizarse con técnicas de difracción de rayos X, microscopía electrónica de barrido con análisis de microsonda o por espectroscopia de dispersión de energía, análisis térmico gravimétrico, análisis térmico diferencial, espectroscopia infrarroja y adsorción de etilen-glicol y glicerina (Lopez, Zepeda, et al, 1999). En general el equipamiento es costoso y se requiere de interpretación experta.

- Características físicas y fisico-químicas.

Dentro de las características físicas y fisico-químicas se encuentran la determinación de la capacidad de intercambio catiónico y la superficie específica de las partículas.

La *tabla N°2* compara los valores establecidos para la montmorillonita en el capítulo dos con los correspondientes a la illita y la caolinita, vinculados con los rangos probables de expansión libre máxima en %.

Mineral	Espesor de la Partícula (mm)	Superficie específica (m ² /g)	Capacidad de cambio catiónico (me/100g)	Expansión máxima libre (%)
Montmorillonita	0,001	600 – 800	70 – 80	350 – 1500
Illita	0,003 – 0,10	65 – 100	10 – 40	150 – 350
Caolinita	0,50 – 2,00	5 – 30	3 – 15	Despreciable

Tabla N°2: Características físicas y físico químicas según el tipo de mineral (Gehling, 1994).

3.2.2. Métodos valorativos.

Los métodos valorativos permiten determinar rangos de expansividad a partir de correlaciones con las constantes hídricas y el contenido de coloides.

- Método de Holtz y Gibbs, 1954.

Los autores desarrollaron el ensayo de expansión libre para la determinación de posibles características expansivas. El ensayo consiste en verter 10 cm³ de suelo seco pasante #40 en una probeta graduada con 100 cm³ de agua y medir el volumen de hinchamiento luego de que se deposita en el fondo. El valor de expansión libre en porcentaje se obtiene con la expresión $\left(\frac{V_f - V_i}{V_i}\right) \times 100$.

$$\left(\frac{V_f - V_i}{V_i}\right) \times 100$$

Si bien no es posible correlacionar estos resultados con cambios volumétricos reales medidos en ensayos de expansión controlada, los autores conformaron una gráfica (figura N°15) para una evaluación suficientemente precisa en etapas preliminares.

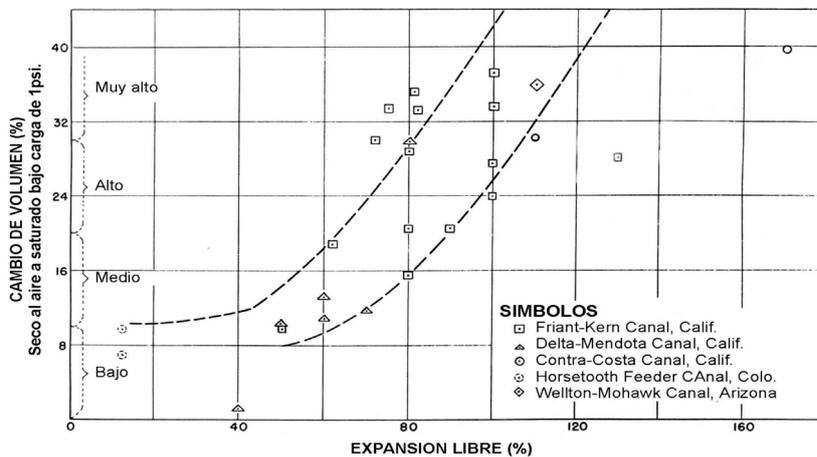


Figura N°15: Expansión libre vs. cambio de volumen (Holtz y Gibbs, 1954).

- Método de Sivapullaiah, et al, 1987.

Los autores observaron que el índice de expansión libre de Holtz y Gibbs, 1954, posee determinadas limitaciones, por ejemplo, la dificultad de medir exactamente 10 cm³ de suelo (el volumen es sensible a la humedad higroscópica y al método de vertido).

Los autores proponen un índice de expansión libre modificado sobre la base del índice de expansión libre diferencial sugerido en las IS (Indian Standard).

$$IELD(\%) = \frac{V_d - V_s}{V_s} \times 100$$

donde:

IELD: índice de expansión libre diferencial.

V_d: volumen del testigo de suelo tomado de la probeta graduada con agua destilada.

V_s: volumen del testigo de suelo tomado de la probeta graduada con querosén o CCL₄.

$$IELM(\%) = \frac{V - V_s}{V_s} \times 100$$

donde:

IELM: índice de expansión libre modificado.

V: volumen del testigo de suelo luego de la expansión.

V_s: volumen de los sólidos = $\frac{W_s}{G_s} \times \gamma_w$

donde:

W_s: peso suelo seco.

G_s: gravedad específica de los sólidos.

γ_w: peso específico del agua.

El método para obtener el índice de expansión libre modificado consiste en encontrar el volumen expandido de una cantidad conocida de suelo seco. Los autores sugieren utilizar 10 gramos de suelo natural seco y transferirlo lentamente a una probeta de 100 ml que contenga agua destilada.

Según los mismos autores, el índice modificado, adimensional, salva las incertidumbres mencionadas y muestra mejores correlaciones con las propiedades ingenieriles de los suelos. Proponen el siguiente sistema de clasificación del potencial de expansión (*tabla N°3*).

Límite líquido (%) (volumen básico)	Índice de expansión libre modificado	Expansión potencial
<200	<2,5	Despreciable
200-400	2,5-10	Moderada
400-550	10-20	Alta
>550	>20	muy alta

Tabla N°3: Potencial de expansión basado en el índice de expansión libre modificado (Sivapullaiah, et al, 1987).

- Método de Lambe, 1960.

Desarrolló el método de determinación del cambio Potencial de Volumen, PVC, para valoración de la expansividad. La muestra se coloca en el anillo edométrico con una determinada condición de compactación y con una presión inicial de 200 psi. Se inunda durante dos horas y se restringe parcialmente el hinchamiento mediante un anillo dinamométrico. La lectura es convertida en presión y se denomina Índice de Expansión o de Hinchamiento, valor que se vincula con el cambio potencial de volumen (H) por medio de una relación trazada por el mismo autor.

Expansividad	H
No crítico	2,00
Marginal	2,00 – 4,00
Crítico	4,00 – 6,00
Muy crítico	6,00

Tabla N°4: Clasificación método Lambe, 1960 (Gehling, 1994).

La *tabla N°4* corresponde al sistema de clasificación diseñado por Lambe en 1960. El Índice de Expansividad no debe considerarse como un valor de presión de hinchamiento debido a que no se restringe totalmente la deformación.

- Método de Seed, Woodward y Lundgren, 1962.

Los autores realizaron estudios para evaluar la posibilidad de predecir el potencial de expansión de arcillas compactadas a partir de ensayos de clasificación.

Establecieron curvas del tipo de la *figura N°16* para una evaluación cualitativa del potencial de expansión en la que se emplea una definición modificada de la “actividad” propuesta por Skempton,

$A_c = \frac{IP}{(\% < 2\mu - n)}$, con n variando entre 5 y 10 según se trate

de suelos naturales o preparados artificiales respectivamente.

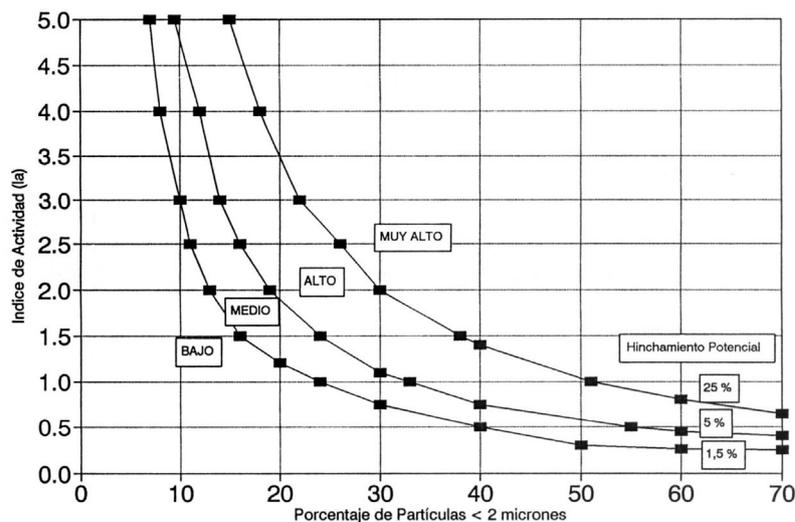


Figura N°16: Criterio de Seed, Woodward y Lundgren, 1962 (según Nadeo, 1999).

- Método de van der Merwe, 1964.

Trazó un gráfico (*figura N°17*) que relaciona al (*IP*) con la fracción arcillosa ($C_c : \% < 0,002mm$) y determinó zonas que identifican grados de expansividad potencial en muy alta, alta, media y baja.

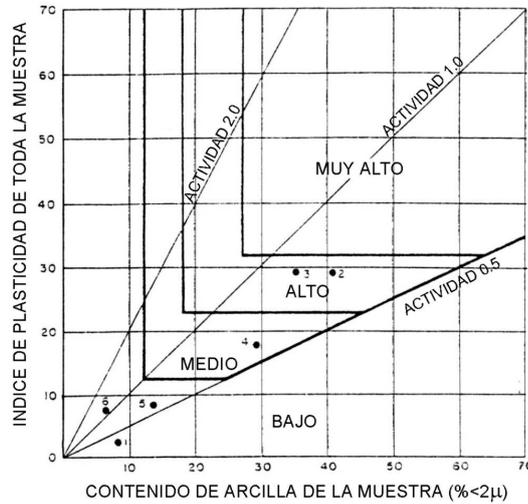


Figura
terminación de la actividad potencial de los suelos
(van der Merwe, 1964).

N°17: De-

- Método del Uniform Building Code (UBC), 1991 (según Day, 1993).

El UBC adopta el criterio del ensayo del índice de expansión (según UBC N°29-2), para clasificar suelos expansivos (*tabla N°5*):

Índice de expansión (<i>EI</i>)	Expansión potencial
0-20	Muy baja
21-50	Baja
51-90	Media
91-130	Alta
>130	Muy alta

Tabla N°5: Clasificación de suelos expansivos del Uniform Building Code and Standards, 1991 (Day, 1993).

$$EI = \left(\frac{\text{espesor}_{\text{final}} - \text{espesor}_{\text{inicial}}}{\text{espesor}_{\text{inicial}}} \right) \times 100$$

El mismo código presenta una tabla adicional (*tabla N°6*) que permite determinar el índice de expansión en suelos no uniformes donde el (*EI*) varía con la profundidad.

Profundidad bajo la superficie		Factor de peso
Metros	Pies	
0-0,3	0-1	0,4
0,3-0,6	1-2	0,3
0,6-0,9	2-3	0,2
0,9-1,2	3-4	0,1
>1,2	>4	0

Tabla N°6: Índice de expansión relativo del Uniform Building Code and Standards , 1991 (Day, 1993).

Day, 1993, destaca que en algunos casos el ensayo descuida aspectos como la gravedad específica (la asume igual a 2,7), la lectura del espesor final (las alternativas de lectura final a 24 horas o velocidad menor a 0,005 mm/h difieren considerablemente), y el porcentaje de partículas mayores a #4, particularmente cuando se trata de arcillas gravosas.

La *tabla N°7* resume los criterios de identificación citados por Josa, 1988 (según Gehling, 1994).

Referencia	S (1953)	Holtz (1959)				Chen (1965)				R&S (1965)
Parámetro	(A_c)	(C_c)	(IP)	(LR)	(h)	(% <#200)	(LL)	(SPT)	(h)	(I_r)
Baja	<0,75	<15	<18	<11	<10	<30	<30	<10	<1	<20
Media	.75-1.25	13-23	15-28	7-12	10-20	30-60	30-40	10-20	1-5	20-30
Alta	1.25-2.0	20-31	25-41	10-26	20-30	60-95	40-60	20-30	3-10	30-60
Muy alta	>2.00	>28	>35	>15	>30	>95	>60	>30	>10	>60

Referencia	R(1975)	Snethen (1984)				D. et al (1987)				
Parámetro	(A_c)	(LL)	(IP)	(S) t/pie ²	(h_p)	(LL)	(IP)	(S) t/pie ²	(LF)	(h)
Baja	<0.5	<50	<25	<1.5	<1.5	<50	<25	<4.0	<4.0	<1.5
Media	0.5-0.7	50-60	25-35	1.5-4.0	0.5-1.5	50-60	25-35	1.5-4.0	4.0-10	1.5-4.5
Alta	0.7-1.0	>60	>35	>4.0	>1.5	>60	>35	>4.0	>10	>4.5
Muy alta	>1.0	>60	>35	>4.00	>1.5	>60	>35	>4.0	>10	>4.5

S: Skempton

R&S: Ranganathan y Satyanarayana

R: Rodríguez Ortiz

D. et al: Dhowian y otros

Tabla N°7: Criterios de identificación de suelos expansivos según Josa, 1988 (Gehling, 1994).

donde:

(h): cambio volumétrico en % de seco a saturado.

(C_c : % < 0,001mm): contenido de coloides.

(% < #200): porcentaje de partículas pasante #200.

(LL): límite líquido.

(LP): límite plástico.

(LR): límite de retracción.

(IP): índice de plasticidad.

(I_r): índice de retracción.

(h_p): hinchamiento potencial. Deformación vertical de equilibrio en un ensayo edométrico (confinamiento lateral total), expresado como porcentaje de la altura original, sobre una muestra indisturbada con su contenido natural de humedad y densidad, hasta el estado de saturación bajo una carga equivalente a la presión geostática natural (Snetthen, 1984).

(A_c): actividad $A_c = \frac{IP}{\% < 2\mu}$.

(S): succión natural.

($LF = 0,43 \times LL - W_{nat}$): déficit de humedad de campo.

(SPT): ensayos de penetración estándar.

Oloo et al en 1987 (según Gehling, 1994) y Snetthen en 1984, realizaron estudios comparativos entre los diferentes criterios, concluyendo que los mejores parámetros para evaluar la expansividad potencial son el límite líquido, el índice de plasticidad y el índice de retracción.

Holtz y Gibbs, 1954, justificaron la condición del contenido de coloides y de los límites de Atterberg como buenos indicadores de las características expansivas, de la siguiente manera:

- a) El contenido de coloides indica la cantidad de la fracción coloidal que es la parte más activa del suelo que contribuye a la expansión.
- b) El índice de plasticidad, que representa la magnitud del intervalo de humedad en el que suelo mantiene condiciones plásticas, se relaciona con la expansión porque el agua en los vacíos y minerales de arcilla consume espacio, causando cambios en la humedad para reflejar cambios de volumen. Elevados índices de plasticidad, que son indicativos de suelos activos, son necesarios para que un suelo cambie apreciablemente de volumen cuando pasa de un estado semisólido a uno líquido.
- c) El límite de contracción describe, indirectamente, el volumen mínimo que el suelo alcanzará en un proceso de secado, y es una expresión del porcentaje de agua necesario para llenar los vacíos cuando el suelo se encuentra en su volumen mínimo. Un límite de contracción bajo muestra que el suelo puede iniciar cambios de volumen a bajo contenido de humedad.

3.3. Evaluación de los cambios de humedad y del espesor de la capa activa.

La cantidad y tipo de variables que condicionan los cambios de humedad y el espesor de la capa activa hacen que no exista aún una solución teórica precisa para el problema. La permeabilidad y su ley de variación con la humedad, la incidencia de la fisuración, la infiltración, la evaporación, la termoósmosis y la acción de la presión osmótica normal, son algunas de las variables naturales. Con mayor grado de imprecisión aún, se encuentran las variables de origen antrópico (punto 2.3.3.2. del capítulo dos).

Algunas teorías, basadas en el concepto de humedad de equilibrio, es decir la humedad a la que se tiende bajo determinadas condiciones de borde, tratan de interpretar el fenómeno del movimiento del agua dentro del suelo. Introducen el concepto de “difusividad”, parámetro función de la permeabilidad y de su variación respecto de la succión, y aplicando conceptos de los análisis de transmisión de calor establecen correlaciones entre la variación de humedad para diferentes profundidades dentro de la masa del suelo, la difusividad, la permeabilidad y la evaporación real con su período de ocurrencia.

En algunos casos asumen un valor constante de la difusividad, en otros, la relacionan con la permeabilidad y su dependencia con la succión.

Sokolov y Amir, 1973 (según Jiménez Salas, 1980), toman para la difusividad un valor constante “difusividad equivalente” y definen la profundidad de la capa activa como aquella hasta donde llegan los efectos estacionales. Basados en la relación observada entre la velocidad de hinchamiento y el caudal unitario evaporado, la ley de variación del movimiento (registros de variaciones de altura a lo largo del año) y aplicando los resultados de los tratados de transmisión del calor, calculan la amplitud de variación de la humedad en la superficie y definen el espesor de la capa activa como aquel para el cual la amplitud en el fondo es el 1% de la amplitud en la superficie.

De cualquier forma, por un lado, considerar la difusividad como una constante está lejos de ser un criterio preciso, y por el otro encontrar la ley de variación con la humedad o la succión requiere de técnicas de laboratorio muy delicadas y poco usuales, además de las complicaciones propias de la toma de muestras inalteradas y la representatividad de las mismas respecto de una masa fisurada.

Indudablemente no se puede pensar en un análisis preciso de las variaciones de humedad ni de la determinación de la zona activa mediante prácticas de rutina o ensayos simples y de fácil interpretación. Deben evaluarse alternativas de estudios menos refinados que permitan una valoración aproximada del fenómeno.

De acuerdo con O'Neill y Poormoayed, 1980, la profundidad activa o profundidad de succión constante, puede ser medida en forma directa (para niveles freáticos por debajo de -5,00 m) tomando numerosas mediciones de succión a lo largo de varias estaciones secas y húmedas. En los casos de niveles freáticos elevados conviene adoptar la profundidad a dicho nivel.

También consideran otro método más sencillo planteando índices de liquidez vs. profundidad, para muestras inalteradas en varias estaciones del año.

El Manual del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 1990, presenta la *tabla N°8* como guía para estimar la profundidad de la zona activa.

Relativo a:	Guía para la consideración de Z_a (profundidad activa)
Napa freática	Debe extenderse hasta la profundidad de napas superficiales $\leq 6,00$ metros
Presión de expansión	Debe localizarse dentro de profundidades donde $\sigma_{sj} - \sigma_{ff} \geq 0$, donde σ_{sj} : presión de expansión promedio del estrato j , y σ_{ff} : sobrecarga geostática vertical promedio total posterior a la construcción en el estrato j
Fisuras	Debe estar dentro de la profundidad del sistema natural de fisuras causado por hinchamientos y contracciones estacionales
Clima	Húmedo : 3,00 m Semiárido: 4,50 m Árido 6,00 m

Tabla N°8: Guía para la estimación de la profundidad de la zona activa (Manual del Cuerpo de Ingenieros de los E.U., 1990).

El modelo DEFORM, Edgard, et al,1989 (según Miller, et al, 1995), se aplica para predecir la profundidad de la zona activa para determinadas condiciones climáticas, propiedades del suelo e impactos estructurales.

Una vez definida la profundidad activa la variación de humedad puede estimarse en forma sencilla (baja precisión), determinado el índice de desecación (w/LP) por debajo de la profundidad activa y suponiendo que se extiende a toda la masa al momento del equilibrio.

3.4. Evaluación cuantitativa. Determinación de la magnitud del hinchamiento y de la presión de expansión

Una vez establecido el riesgo, es decir, la existencia de suelos susceptibles y la posibilidad de variaciones de humedad, resulta necesario evaluar las deformaciones probables y las presiones asociadas que solicitarán a las construcciones.

Dicha evaluación puede realizarse por medio de métodos cuantitativos directos o indirectos.

3.4.1. Métodos indirectos.

Los métodos indirectos también se basan en correlaciones con las constantes hídricas y contenido de coloides, y en muchos casos resulta difícil distinguirlos de los métodos cualitativos.

Se diferencian en cuanto los cualitativos establecen rangos de expansividad, sin magnitudes, que permiten ubicarse en el problema. Los cuantitativos, aún indirectos, permiten estimar magnitudes de hinchamiento y presión de expansión.

- Método de van der Merwe, 1964.

Se asume que el suelo se expande en la superficie según la siguiente relación (tabla N°9):

Hinchamiento	Expansión potencial
2"	muy alta
½"	Alta
¼"	Media
0"	Baja

Tabla N°9: Hinchamiento vs. expansión potencial (van der Merwe, 1964).

La expansión potencial se obtiene de la figura N°17 del mismo autor.

Como la magnitud del hinchamiento decrece con la profundidad, se introducen factores de reducción. De esta forma el hinchamiento potencial de cada estrato puede calcularse y mediante la suma de los resultados de todo el perfil puede estimarse el hinchamiento total.

$$\text{Hinchamiento total} = \sum_{D=1}^{D=n} F_D \cdot (Pe)_D$$

P_e : hinchamiento correspondiente a la expansión potencial en superficie.

F : factor de reducción por profundidad según $D = 20 \cdot \log_{10} F$

D : profundidad negativa en pies.

- Método de Richard, 1979 (según Justo, 1986).

Asumen que durante un cambio de volumen la variación del contenido de agua es igual al cambio de volumen total.

$$\frac{\Delta_v}{V_0} = \frac{(W_1 - W_2) \cdot G}{100 + W_1 \cdot G}$$

donde:

$\frac{\Delta_v}{V_0}$: deformación volumétrica.

y considera que la deformación lineal vertical $\varepsilon_z = \frac{1}{3} \cdot \frac{\Delta_v}{V_0}$

El método se ha usado también realizando mediciones de succión total inicial, estimando la final y aplicando la ecuación de Richard por medio de curvas características (Justo, 1986).

- Método de Vijayvergiya y Ghazzaly (según O'Neill y Poormoayed, 1980).

El método establece porcentajes de expansión de una muestra de arcilla bajo 10 kPa de carga en un consolidómetro, como función del contenido de humedad y el límite líquido (figura N°18).

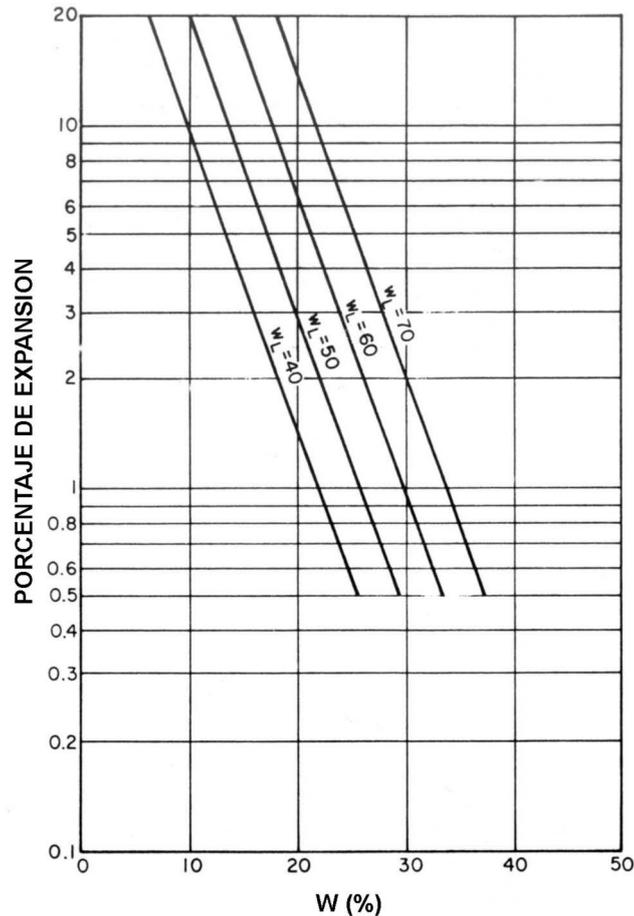


Figura N°18: Método de Vijayvergiya y Ghazzaly (según O'Neill y Poormoayed, 1980).

La expansión libre de la superficie = $y = 0,0033 \cdot z' \cdot s$

donde:

z' : profundidad activa

s : porcentaje de expansión en consolidómetro bajo 10 kPa – de la *figura N°18*

- Método de Seed, Woodward y Lundgren, 1962 (según O'Neill y Poormoayed, 1980).

El método da la expansión libre en porcentaje correspondiente al hichamiento porcentual de una muestra de arcilla compactada a una humedad próxima a la óptima bajo 10 kPa de carga en un consolidómetro.

$$s = 3,6 \cdot 10^{-5} \cdot A^{2,44} \cdot C^{3,44}$$

donde:

$$A = \frac{IP}{C - 5}$$

C : fracción de suelo menor a 2μ .

También determinan un gráfico (*figura N°19*) que relaciona el *IP* con el porcentaje de hinchamiento en las condiciones indicadas.

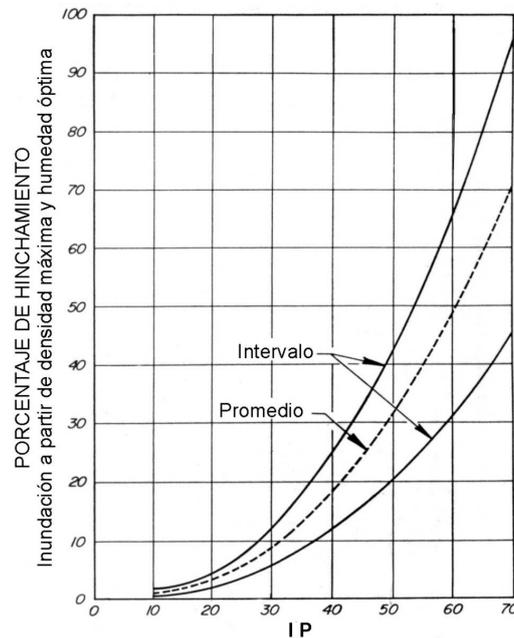


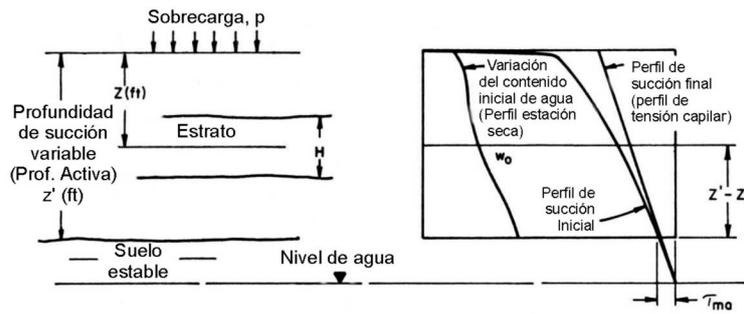
Figura N°19: Relación estimada entre el potencial de hinchamiento y el índice de plasticidad para suelos naturales (Seed, Woodward y Lundgren, 1962).

- Método del cambio de succión.

El método emplea el cambio de succión para computar el hinchamiento. La *figura N°20*, O'Neill y Poormoayed, 1980, sintetiza el método para una condición de nivel freático elevado.

Deben conocerse la succión inicial y final para cada estrato. Para un nivel freático superficial ($\leq 5m$) el perfil de succión de equilibrio final que puede generarse luego de la cobertura de un sitio por un largo período puede asumirse como lo indicado en la *figura N°20*. En áreas con napas profundas las condiciones de equilibrio deben medirse "in situ" durante varias estaciones (O'Neill y Poormoayed, 1980).

McKeen, 1977 afirma que el agrietamiento influye significativamente en el hinchamiento "in situ". Indica que aplicando el método en suelos con agrietamiento amplio y profundo, pueden determinarse valores superiores hasta en un factor 3 o mayor respecto los reales.



Succión final luego del hinchamiento:

$$\tau_{mf} = \tau_{m0} + (z' - z)\gamma_w \quad (\text{Válido para nivel de agua superficial} \leq 5\text{m por debajo de la superficie})$$

Donde τ_{m0} = Valor estable de succión, medido en la base de la profundidad de succión variable

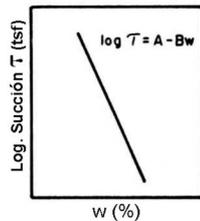
(Si el suelo en la profundidad activa, puede saturarse, τ_{mf} debe considerarse=0)

$$\Delta s \text{ (en estrato)} = H \frac{C_T}{1+e_0} \left[\log \left[\frac{\tau_m^0}{\tau_{mf} + \alpha(p + \gamma z)} \right] \right]$$

$$= H \frac{C_T}{1+e_0} \left[(A - Bw_0) - \log [\tau_{mf} + \alpha(p + \gamma z)] \right]$$

Hinchamiento = $\sum \Delta s$ (Para todos los estratos)

A = Intersección de la curva Succión-Contenido de agua
B = Pendiente de la curva Succión-Contenido de agua



τ_m^0 = Succión matricial inicial sin sobrecarga
 C_T = Índice de succión = $\alpha \times G_s / 100B$
 G_s = Gravedad específica
 e_0 = Relación de vacíos inicial
 w_0 = Contenido de humedad inicial - estación seca
 p = Sobrecarga (tsf)
 γ = Peso específico unitario (tcf)
 α = Factor de compresibilidad = 0 para $IP < 5$
 $= 0.0275 I_p - 0.125$ For $5 \leq I_p \leq 40$
 $= 1$ For $I_p > 40$

Note: 1 tsf = 95.8 kN/m², 1 tcf = 314 kN/m³

Figura N°20: Método del cambio de succión (según O'Neill y Poormoayed, 1980).

- Brackley, 1983 (según Williams y Blight, 1987).

$$\% \text{ expansión libre} = (0,525 \cdot IP + 4,08 - 0,85 \cdot W_i) \cdot (5,3 - 147 \cdot e_i / IP)$$

$$\% \text{ expansión} = (5,3 - 147 \cdot e_i / IP - \log p) \cdot (0,525 \cdot IP + 4,08 - 0,85 \cdot W_i)$$

Según Williams y Donaldson, 1980, a partir de esta fórmula es posible determinar la presión de expansión y la humedad final expandida anulando los términos correspondientes:

$$\log p_s = 5,3 - 147 \cdot e_i / IP$$

$$W_s = (0,62 \cdot IP + 4,80)$$

donde:

p_s : presión de expansión.

p : presión geostática + presión aplicada.

e_i : relación de vacíos inicial.

W_i : humedad inicial.

W_s : humedad final expandida.

- Pidgeon, 1987 (según Williams y Blight, 1987).

$$\% \text{ expansión libre} = (0,732 \cdot IP + 3,68 - 0,92 \cdot W_i)$$

$$\% \text{ expansión libre} = ((IP - 10)/10) \cdot \log\left(\frac{S_i}{S_f}\right)$$

$$p_s (\text{kPa}) = 2,7 - 24 \cdot \left(\frac{e_i}{IP}\right)$$

donde:

p_s : presión de expansión.

S_i y S_f : succiones inicial y final.

e_i : relación de vacíos inicial.

W_i : humedad inicial.

Pidgeon indica que a pesar que las relaciones fueron obtenidas a partir de un amplio rango de suelos diferentes, la influencia de la estructura del suelo no está adecuadamente tomada en cuenta, por lo que recomienda la ejecución de ensayos edométricos siempre que sea posible.

- Método del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 1990.

$$\% \text{ expansión libre} = (2,27 + 0,131 \cdot LL - 0,27 \cdot W_n)$$

$$\% \text{ expansión bajo confinamiento} = \% \text{ expansión libre} \times \left(1 - 0,72 \cdot \sqrt{\sigma_f}\right)$$

$$p_s = 0,00258 \cdot IP^{1,12} \cdot \left(\frac{C}{W_n}\right)^2 + 0,273$$

donde:

p_s : presión de expansión (tsf).

σ_f : presión vertical de confinamiento (tsf)

W_n : humedad natural en %.

C : contenido de arcilla $\% < 2\mu$

Todos los métodos, excepto el de succión, consideran una situación final de saturación. En los casos en que se incluye la humedad inicial y se requiere calcular la expansión para un valor de humedad final menor a la de saturación, puede realizarse un segundo cálculo tomando este valor como humedad inicial y luego restando esta expansión al valor inicial calculado, Weston, 1975.

En general, los parámetros son de determinación sencilla y forman parte del programa de ensayos de rutina en una investigación geotécnica, lo que trae en consecuencia que sean los métodos más utilizados en etapas de anteproyecto, e inclusive, en etapas de proyecto.

Por ello, no deben descuidarse las limitaciones propias de los métodos indirectos, y debe considerarse la localización de los testigos utilizados para la conformación de las correlaciones empíricas, desde el punto de vista de las incertidumbres asociadas a la universalización de los criterios.

3.4.2. *Métodos directos.*

La predicción cuantitativa directa de cambios de volumen requiere información de posibles cambios en los estados de esfuerzos y sobre las propiedades del suelo.

El hinchamiento total puede escribirse como una función de la diferencia entre el estado actual de tensiones en sitio y algún estado de esfuerzos futuro, y los índices de variaciones volumétricas del suelo. En general, las variables de estado de esfuerzos netos normales permanecen constantes mientras que la variable de estado de succión matricial cambia. Entonces, el hinchamiento puede estimarse midiendo la succión matricial en sitio y adoptando la succión matricial futura en el campo bajo determinadas condiciones ambientales.

La predicción sobre la base de mediciones de la succión matricial no es muy usada debido a las dificultades asociadas con una determinación precisa. Más comunes son los métodos basados en ensayos edométricos unidimensionales, en los que no se requieren mediciones de succión.

Los ensayos edométricos son comúnmente utilizados para determinar el estado presente de esfuerzos “in situ” y los índices de cambio de volumen. En estos ensayos el estado de esfuerzos “in situ” presente se traslada en el plano de esfuerzos normales netos y se denomina presión de expansión corregida, representando la suma de la sobrecarga geostática y la succión matricial equivalente. Es decir, el ensayo edométrico permite determinar el estado de esfuerzo in situ sin necesidad de medir las componentes individuales (Fredlund y Rahardjo, 1993).

El estado de esfuerzos in situ es igual a la presión vertical de expansión medida en un consolidómetro unidimensional en condiciones K_0 . Como resultado se predice únicamente el hinchamiento vertical.

El estado de esfuerzos futuro correspondiente a varios años luego de la construcción debe ser estimado basándose en la experiencia local y las condiciones climáticas.

Los cambios en los esfuerzos totales pueden ser anticipados como resultados de excavaciones, reemplazos con materiales inertes y otras cargas, y sus efectos tenidos en cuenta con adecuados índices de variación volumétrica para situaciones de carga y descarga. De todos modos es posible asumir que no hay tiempo suficiente para que el suelo responda a cada cambio individual, excepto en cálculos a largo plazo (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Asumiendo que la presión final del agua de poro se hace cero bajo esfuerzos normales netos constantes (*figura N°21*), la expansión sigue una trayectoria desde la relación de vacíos inicial a la final a lo largo de la superficie de descarga en el plano de la succión matricial. De todos modos es también posible seguir una trayectoria de esfuerzos desde el punto de estado de esfuerzos in situ hacia la presión de expansión corregida y

luego continuar a lo largo de la curva de descarga en el plano de esfuerzos normales netos hacia el estado final. La ventaja de esta última trayectoria es que los índices de variación volumétrica determinados en el plano de esfuerzos normales netos pueden ser usados para predecir el hinchamiento total.

La solución se simplifica reconociendo que las superficies constitutivas pueden linealizarse graficando las variables de estado de esfuerzos en escala logarítmica y transfiriendo la succión matricial al plano de esfuerzos totales netos.

La formulación del hinchamiento total se presenta con los estados inicial y final de esfuerzos proyectados en el plano de esfuerzos normales netos. Los resultados de un ensayo edométrico unidimensional son graficados en escala semi logarítmica y la pendiente de la gráfica se utiliza en la formulación del hinchamiento total.

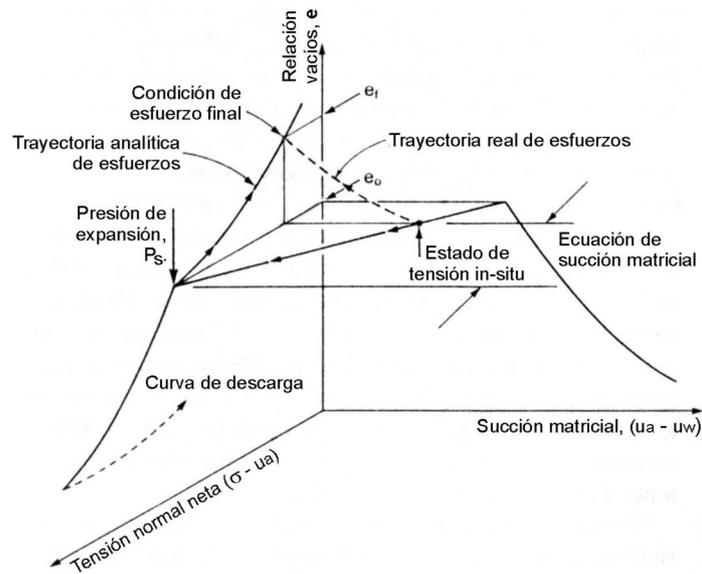


Figura N°21: Trayectoria real y analítica de esfuerzos seguidas durante el humedecimiento del suelo (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Siguiendo a Fredlund y Rahardjo, 1993, el procedimiento para el cálculo del hinchamiento total es similar al utilizado para el cálculo de asentamientos.

La trayectoria de los esfuerzos de hinchamiento total sigue la curva de descarga desde el estado inicial de esfuerzos hasta el final. La ecuación para la rama de descarga puede escribirse:

$$\Delta_e = C_s \cdot \log\left(\frac{P_f}{P_0}\right)$$

donde:

C_s : índice de expansión: pendiente de la rama de expansión obtenida en un ensayo con control de succión o saturado. De acuerdo con el manual del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 1990, puede estimarse $C_s = 0,03 + 0,002 \cdot (LL - 30)$

P_0 : estado inicial de esfuerzos $P_0 = (\sigma_y - \mu_a) + (\mu_a - \mu_w)_e$, valor que no se calcula en la práctica sino que se mide como el valor de la presión de expansión corregida.

P_f : estado final que debe considerar los cambios de las tensiones totales y las condiciones finales de la presión del agua de poro. La presión del aire en el campo permanece en condiciones atmosféricas $P_f = \sigma_y + \Delta\sigma_y - \mu_{wf}$.

El hinchamiento de un estrato individual puede escribirse:

$$\Delta_{hi} = \left(\frac{\Delta_{ei}}{1 + e_{0i}} \right) \cdot h_i$$

La poro presión final (agua) bajo una fundación o pavimento puede estimarse tomándose en consideración las condiciones de borde del flujo superficial (infiltración, evaporación y evapotranspiración) y la fluctuación del nivel freático, sin olvidar que en muchas estructuras pequeñas la acción antrópica (riego, cañerías, etc) es lo que controla el valor final de la presión del agua de poros.

Hay tres posibilidades para la estimación de la presión final del agua de poros (*figura N°22*), Fredlund y Rahardjo, 1993. Primero puede asumirse que la napa freática alcanzará la superficie generando condiciones hidrostáticas, este criterio predice los valores mayores de hinchamiento. Segundo puede asumirse que la presión del agua de poros se hace cero en toda la profundidad, parece ser el más realista, aunque debe notarse que no corresponde a una situación de equilibrio. En tercer lugar puede asumirse que la presión del agua de poros mantiene un valor negativo bajo a largo plazo. Este criterio arroja los menores hinchamientos.

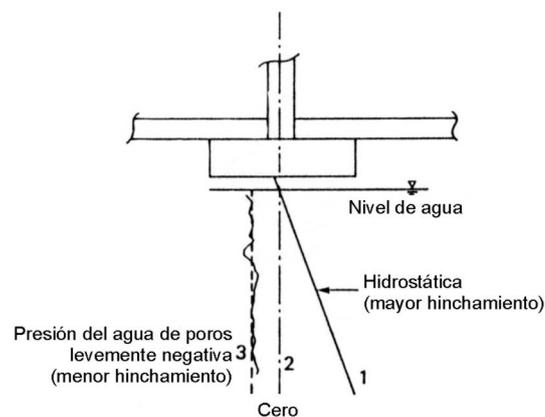


Figura N°22: Alternativas de perfiles de presión final del agua de poro. (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Miller, et al, 1995, siguiendo a Fredlund y Rahardjo, 1993, definieron la ecuación general para el hinchamiento total debido a cambios en los esfuerzos normales netos $(\sigma - \mu_a)$ y cambios de succión $(\mu_a - \mu_w)$, como:

$$\rho = \sum_{i=1}^n \frac{d_e}{(1 + e_0)_i} \cdot z_i$$

donde:

$$de = a_t d(\sigma_m - u_a) + a_m d(u_a - u_w)$$

a_t : coeficiente de compresibilidad referido a cambios en esfuerzos normales netos.

a_m : coeficiente de compresibilidad referido a cambios en la succión matricial.

Relación constitutiva que representa la variación volumétrica de la estructura de un suelo no saturado (punto 2.2.4.1. del capítulo dos).

A diferencia de Fredlund y Rahardjo, 1993, que trasladan el estado de esfuerzos “in situ” al plano de esfuerzos netos (concepto de presión de expansión corregida), los autores consideran despreciable la restricción del hinchamiento debido a cambios en los esfuerzos normales netos en problemas asociados a estructuras livianas y fundaciones superficiales, y en consecuencia relacionan las variaciones en la relación de vacíos directamente con los cambios de succión.

Para evitar las complicaciones que suponen las mediciones de succión reemplazan el índice de succión matricial a_m por C_w , índice “CLOD” que se obtiene a partir de un ensayo de retracción e vs w en el que es posible determinar el volumen del testigo punto a punto mediante su revestimiento con resinas e inmersión (CLOD TEST).

A partir de estas observaciones la ecuación del hinchamiento total se reduce a:

$$\rho = \sum_{i=1}^n \frac{(C_w \cdot \Delta_w)_i}{(1 + e_0)_i} \cdot z_i$$

donde:

C_w : índice del ensayo CLOD.

Δ_w : variación de humedad.

e_0 : relación de vacíos inicial.

z_i : espesor del estrato.

McKeen, 1992, define el índice de compresión por succión C_h que es equivalente al índice C_w de Miller et al , 1995. El autor indica que este índice significa un cambio de volumen y en consecuencia se necesita un factor de restricción lateral para convertir el cambio de volumen en una dimensión lineal para estimar el hinchamiento. Por otra parte señala que si el problema no está asociado a fundaciones superficiales se requiere otro coeficiente que considere el efecto de la carga.

Sugiere:

$$\Delta_H = C_h \cdot \Delta_h \cdot \Delta_t \cdot f \cdot s$$

donde:

Δ_H : movimiento vertical del estrato en consideración.

C_h : índice de compresión por succión, pendiente de la curva succión vs. volumen.

Δ_h : cambio de succión en el estrato en consideración (pF).

Δ_t : espesor del estrato (m).

f : factor de restricción lateral.

$$f = \frac{(1 + 2K_0)}{3}$$

para $K_0 = 1, f = 1$ - $K_0 = 0, f = \frac{1}{3}$

s : coeficiente para considerar el efecto de la carga en el hinchamiento.

$s = 1 - 0,01(\%SP)$ para $\%SP \leq 50$

$\%SP$: porcentaje de presión de expansión aplicada.

Determinó también una buena correlación entre C_h y la relación succión – contenido de agua, $C_h = (-0,02673) \cdot \left(\frac{\Delta_h}{\Delta_w}\right) - 0,38704$.

En forma rigurosa, el valor de C_h debe determinarse con ensayos tipo COLE, CLOD o edométricos de succión controlada. Para evitar mediciones de succión, el autor utilizó conceptos de Pearring y Holt y diseñó un sistema práctico. Pearring y Holt propusieron clasificaciones de arcillas para la determinación de la composición mineralógica de los suelos por medio del IP , el contenido de arcilla y el CIC (capacidad de intercambio catiónico)

$$A_c = IP / \%arcilla \text{ y } C_{EAC} = CIC / \%arcilla$$

En función de regresiones el autor estableció un gráfico (*figura N°23*) para obtener C_h . Para suelos reales el valor se reduce multiplicándolo por el contenido decimal de arcilla.

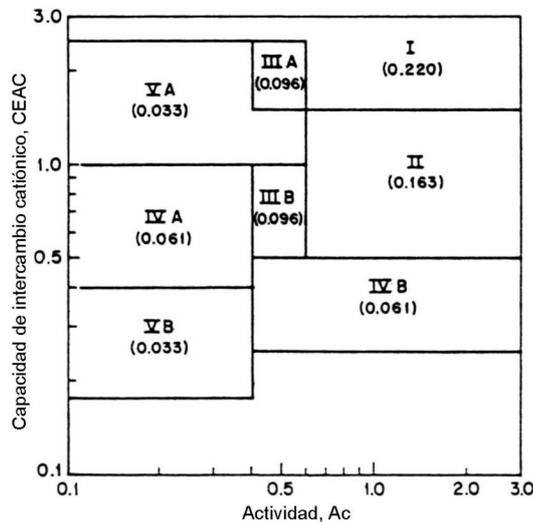


Figura N°23: Gráfico para la determinación de C_h (McKeen, 1992).

Jiménez Salas y Serratosa, 1957 (según Nadeo y Souto, 1999), proponen la siguiente expresión para la estimación del hinchamiento en forma decimal:

$$\varepsilon = K_s \cdot \log\left(\frac{q_0}{q}\right)$$

donde:

q_0 : presión de expansión.

q : presión bajo la cual se desea conocer el hinchamiento.

K_s : constante que para los autores es aproximadamente igual a $0,0188 \cdot q_0$ (kPa)

Nadeo y Souto, 1999, en sus investigaciones para la estimación del hinchamiento en arcillas expansivas en función de la presión de hinchamiento determinaron que K_s varía en función de la trayectoria de tensiones y del nivel de presiones aplicadas.

$$\log K_s = C \cdot (q - q_i) + \log K_{si}$$

donde:

C : factor que depende de la humedad del ensayo, se requiere la determinación experimental de su relación con la humedad. Según los autores, para un grupo de suelos semejantes la relación $\log C = f(w)$ puede considerarse lineal.

q_i : presión para cual se produce el hinchamiento libre, 14 kPa para los autores.

K_{si} : K_s deducido para la presión q_i . Se calcula mediante la expresión $\varepsilon_i = K_{si} \cdot \log\left(\frac{q_0}{q_i}\right)$, con ε_i del ensayo de hinchamiento libre bajo q_i de 14 kPa y la presión de hinchamiento q_0 a volumen constante.

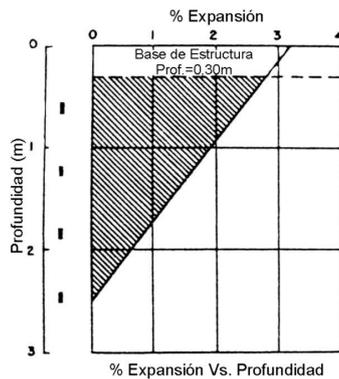
Los métodos directos analizados hasta aquí trabajan sobre la base de teorías de variaciones volumétricas o de succión, obteniendo las variables de estados de esfuerzos y los índices, de ensayos edométricos o ensayos CLOD.

El Cuerpo de Ingenieros propone un método directo en el que se determina el hinchamiento integrando directamente los resultados de ensayos edométricos.

Usualmente los cambios de humedad se producen luego de finalizada la construcción y por esta razón el Cuerpo de Ingenieros adopta el método que se basa en la trayectoria de humedecimiento bajo carga (Justo, 1986).

Dentro del intervalo de presiones habituales ($5 - 200 kPa$) esta curva puede aproximarse mediante una línea recta, Delgado, 1986 (según Justo, 1986) y en estas condiciones es suficiente ensayar dos muestras para trazarla.

La *figura N°24* esquematiza el método directo utilizado por el Cuerpo de Ingenieros, 1965, para calcular el levantamiento de fundaciones.



PROCEDIMIENTO PARA ESTIMAR LA EXPANSIÓN TOTAL

1. Seleccionar muestras a intervalos regulares del sondeo elegido, para los ensayos de expansión.
2. En el consolidómetro, someter a las muestras a la presión de sobrecarga mas el peso de la estructura, agregar agua y observar la expansión.
3. Calcular la expansión en porcentaje de la altura original y graficar en función de la profundidad.
4. Determinar la expansión total, que es igual al área encerrada por la curva % Expansión Vs. Profundidad.

Para este caso es:

$$\text{Exp. Total} = 1/2 \times (250-30) \times 2,8/100 = 3 \text{ cm}$$

Indica la ubicación de la muestra para el ensayo de expansión

Figura N°24: Método del Cuerpo de Ingenieros, 1965 (según Justo, 1986).

3.4.2.1. Ensayos edométricos convencionales sin control de succión.

Dentro de los métodos sin control de succión, o métodos de inundación, se encuentran los de hinchamiento libre y los de presión de expansión.

Hinchamiento libre.

La muestra se inunda y se permite su expansión. Una metodología es la de someter a la muestra a una presión baja, de 1 a 10 kP_a , y evaluar la relación de la deformación con la altura inicial. Otra metodología, más compleja y precisa, es la de someter a la muestra a la presión que tendrá en la obra y medir el hinchamiento y la velocidad del mismo. Inclusive, en este último caso, puede trabajarse con varias muestras y someterlas a la presión de trabajo según el bulbo de presiones, e integrar el espesor del manto activo. Según Fredlund y Rahardjo, 1993, el hinchamiento estimado es en general menor al real de campo. Esta subestimación se debe principalmente a la no consideración de la alteración por muestreo.

Otros métodos, que evalúan el hinchamiento bajo la carga de servicio y son menos complejos, son el método del doble edómetro y la versión simplificada de edómetro único. En el primer caso se ensayan dos muestras, una con su humedad natural y otra inicialmente saturada por inundación. La diferencia entre las relaciones de vacíos a una presión determinada permite calcular la deformación debida a la inundación. En el segundo caso, Jennings et al, 1973 (según Gehling, 1994), simplifican el ensayo utilizando una sola muestra que se carga y descarga con humedad natural para obtener el estado inicial; posteriormente, tras la descarga, se inunda y se obtiene la curva para la muestra saturada.

Presión de expansión.

Los métodos de presión de expansión consisten en obtener la máxima presión vertical desarrollada por una muestra en el edómetro tras su inundación. Existen varias definiciones de presión de expansión, que varían según la modalidad del ensayo, es decir, según la trayectoria de tensiones seguida. Algunas de ellas son (Gehling, 1994):

- Presión correspondiente a la intersección de la curva de inundación bajo carga y el eje de deformación nula. Es aquella bajo la cual la muestra hincha la misma cantidad que había asentado al cargarla y por tanto su cambio de volumen es nulo con respecto al estado inicial.
- Presión obtenida a volumen constante, con carga e inundación simultáneas. La muestra se carga progresivamente para mantener deformación nula. La presión de hinchamiento es la que se alcanza una vez estabilizado el proceso.
- Presión correspondiente a la intersección de la curva de inundación bajo carga y la curva de humedad natural. Es la presión bajo la cual la muestra no expande ni colapsa al ser inundada.
- Intersección de las curvas de cargas posterior a la inundación y el eje de deformación nula. Corresponde a una muestra inundada primero y cargada después. Es independiente de la trayectoria previa a la inundación.
- Presión correspondiente al punto en que la muestra cargada tras la inundación recupera la relación de vacíos o la deformación unitaria existente en el momento de la inundación.
- Intersección de las curvas de carga posterior a la inundación con la curva de humedad natural.

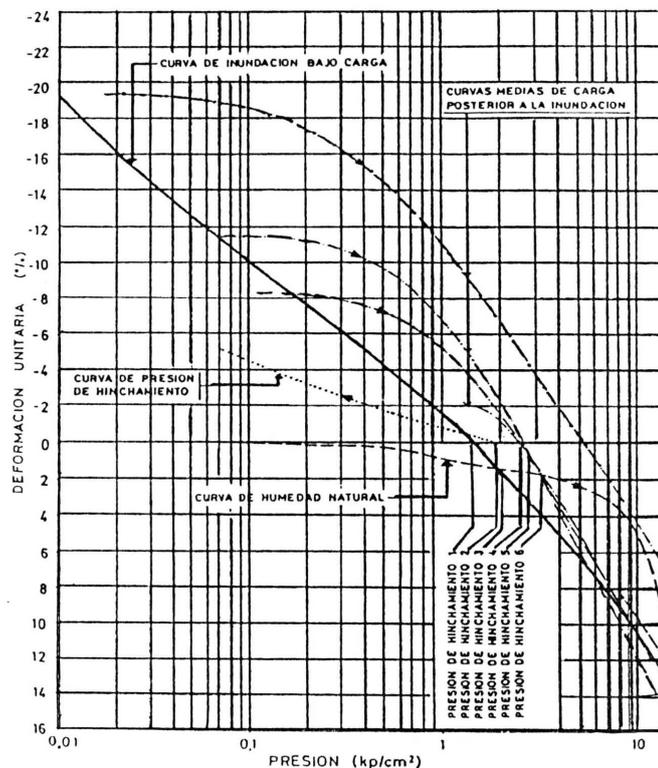


Figura N°25: Definiciones de presión de hinchamiento con las curvas de inundación bajo carga, de humedad natural, de presión de hinchamiento y de carga posterior a la inundación (Delgado, 1986, según Gehling, 1994).

Los valores de presiones de hinchamiento resultantes según cada una de las metodologías son diferentes. La *figura N°25* interpreta la seis definiciones vistas (Delgado, 1986).

Sridharan, Rao y Sivapullaiah, 1986, compararon tres métodos de determinación de la presión de expansión. El método I permite la expansión completa del testigo saturándolo bajo carga de montaje y luego se carga gradualmente hasta alcanzar el volumen original.

En el método II, tres o más testigos son cargados con diferentes presiones y se permite su expansión por inundación hasta alcanzar el equilibrio, determinándose una línea aproximadamente recta en un gráfico e vs. $\log p$ que intercepta el eje horizontal (línea de cambio volumétrico nulo).

En el método III el incremento de cargas es continuo, manteniéndose el volumen constante hasta el equilibrio.

Los autores concluyeron que las mayores presiones de expansión se obtienen con el método I, las menores con el método II e intermedias con el método III.

Según Abduljauwad, et al, 1998, el ensayo simple edométrico, método I, sobrestima el porcentaje de expansión y la presión de expansión debido al rígido confinamiento lateral total, que a su vez se ve influenciado por la rigidez del equipo.

Los ensayos sin control de succión, para distintas trayectorias de tensiones, se encuentran especificados en la norma ASTM D4546-90 “Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils”, con tres métodos de ensayos que aconseja seleccionar de forma tal de simular efectivamente las condiciones de humedecimiento y secado y cambios de cargas que se produzcan en la construcción o post-construcción.

3.4.2.2. Determinación del estado de esfuerzos in situ usando los resultados del ensayo edométrico.

El consolidómetro puede utilizarse únicamente para realizar ensayos en el plano de esfuerzos normales netos. Según Fredlund y Rahardjo, 1993, se asume que es posible eliminar la succión matricial del suelo y obtener las propiedades necesarias y estados de esfuerzos en el plano de esfuerzos netos normales. Tanto el ensayo de expansión libre como el de volumen constante son procedimientos que en primer término eliminan la succión matricial del suelo.

Los ingenieros geotécnicos han reconocido los efectos de la alteración de las muestras cuando determinan la presión de preconsolidación para un arcilla saturada. En el ensayo edométrico es imposible para el testigo retornar a su estado de tensiones naturales luego del muestreo sin experimentar alguna curvatura en la gráfica de relación de vacíos vs. esfuerzos efectivos.

Para el caso de suelos parcialmente saturados, la alteración en el muestreo causa que la presión de expansión convencional quede por debajo de la presión de expansión corregida. La presión de expansión corregida representa el estado de tensiones in situ trasladado al plano de esfuerzos normales netos. La presión de expansión corregida es igual a la presión geostática más la succión matricial natural trasladada al plano de esfuerzos normales netos, succión matricial equivalente (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La necesidad de realizar la corrección a la presión de expansión medida en laboratorio se justifica en primer lugar por la experiencia sobre suelos normalmente consolidados

en la determinación de la presión de preconsolidación. En segundo lugar las predicciones de hinchamiento realizadas sin la corrección han sido bajas respecto las reales. Las predicciones utilizando la presión de expansión corregida pueden ser del doble de las que resultan con la presión no corregida. En tercer lugar los resultados de ensayos edométricos en depósitos desecados son difíciles de interpretar si no se hace la corrección (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Para la corrección por alteración en el muestreo se sugiere una modificación del método de Casagrande para suelos saturados (*figura N°26*).

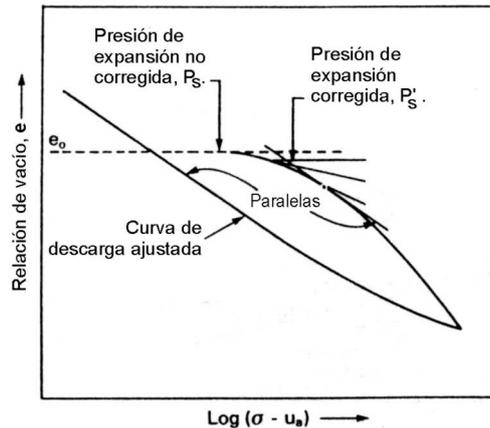


Figura N°26: Procedimiento para la corrección por efecto de alteración en muestreo (Fredlund y Rahardjo, 1993).

3.4.2.3. Ensayos edométricos con control de succión.

Las variaciones de humedad que pueden generarse en un terreno por efecto de una construcción difícilmente sean tan marcadas como la producida por inundación de la muestra, más aún, los antecedentes indican que los rangos de humedad varían en el orden del tres por ciento solamente, e inclusive, en algunos casos son muy difíciles de detectar.

Debe reconocerse que los equilibrios de humedad bajo áreas cubiertas están gobernados por cambios de succión completamente distintos que los que implican las consideraciones de las técnicas de inundación antes descritas, que deben orientarse a reproducir las relaciones expansión-presión en términos de cambios de succión más graduales, Kassiff y Baker, 1969 (según Zepeda y Lorencé, 1991).

En función de ello, y considerando la relación analizada entre la humedad y la succión (curva característica), surgen los métodos de succión controlada a partir de los cuales puede aplicarse a la muestra la trayectoria de succiones que se estima tendrá en campo según lo visto respecto de la tendencia a la humedad de equilibrio.

Diversas formas de consolidómetros han sido desarrollados para el ensayo de muestras bajo succión controlada. Según Burland, 1987, el primer reporte corresponde a Rengmark & Erikson, 1953, con una célula hidráulica de compresión confinada que podía ser utilizada con succiones hasta los valores de tensiones de cavitación del agua.

Las figuras N°27 y N°28 corresponden a la célula de compresión confinada con control de succión y a los componentes externos, desarrollados por Gehling en 1994 con base en la célula de adensamiento de Rowe.

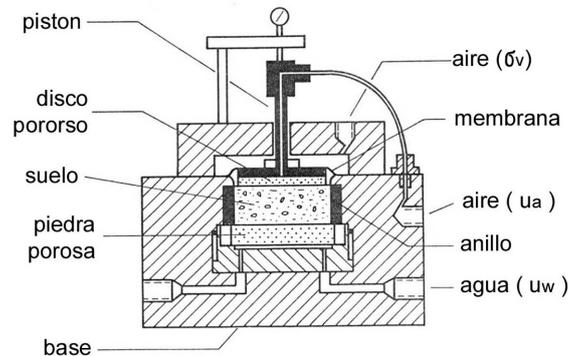


Figura N°27: Célula para ensayos de compresión confinada con control de succión (Gehling, 1994).

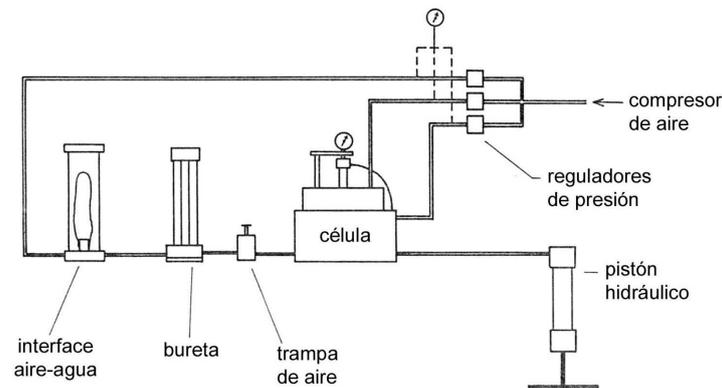


Figura N°28: Componentes del equipamiento para ensayos de compresión confinada con control de succión (Gehling, 1994).

La célula tiene tres partes principales. En la parte inferior, una piedra porosa se coloca sobre una membrana semi permeable (reemplazable por una piedra porosa de alta presión de burbujamiento), la cual se comunica a un sistema de presión de agua, para la aplicación de μ_w . En la parte superior un sistema de aire comprimido es conectado a una membrana que permite formar una cámara de aire para la aplicación de las tensiones verticales σ_v . Un disco de bronce poroso es colocado sobre la membrana. Un segundo sistema de aire comprimido se conecta al interior del disco a través del pistón vertical de la célula, para la aplicación de μ_a . La aplicación de diferentes trayectorias de tensiones se logra variando la tensión vertical $\sigma_v - \mu_a$ y variando la succión $\mu_a - \mu_w$.

Otros investigadores han desarrollado dispositivos que permiten el control de la succión utilizando el principio osmótico del flujo de agua a través de una membrana semipermeable. Por ejemplo, Vicol, 1990 (según Gehling, 1994), presenta una célula

edométrica con sistema osmótico, donde las succiones son reguladas mediante una solución de PEG 2000 que circula en el interior de la muestra.

Cuellar, 1978 (según Sabbagh, 1995), modificó el anillo del consolidómetro para permitir la medición de deformaciones y presiones laterales. Colocó dos sensores de deformación en puntos diametralmente opuestos y orientados horizontalmente para registrar deformaciones circunferenciales.

Romero, Lloret y Gens, 1995, desarrollaron una célula edométrica con control de succión y temperatura que permite reproducir en laboratorio los fenómenos de expansión y colapso de suelos parcialmente saturados bajo succiones de hasta $1MP_a$ y temperaturas de hasta $80^\circ C$ en trayectorias controladas.

3.5. Consideraciones sobre presiones laterales.

La consideración de las presiones laterales de un suelo no saturado expansivo bajo esfuerzos verticales y condiciones de succión variables, es un aspecto directamente relacionado con el estado de esfuerzos en el suelo.

Según Habib, 1995, el comportamiento depende no solo de los estados inicial y final de esfuerzos verticales y succiones sino también de la trayectoria seguida. El autor, en sus estudios de presiones laterales en arcillas no saturadas expansivas bajo trayectorias de esfuerzos de ida y vuelta, concluyó:

- El comportamiento de las presiones laterales sugiere que la trayectoria de esfuerzos de ida y vuelta, por aumento de los esfuerzos verticales y disminución posterior de la succión es esencialmente dependiente de la trayectoria.
- De manera diferente a la presión lateral, el valor de K_0 revela que los cambios en los esfuerzos verticales seguidos por cambios de succión induce un comportamiento irreversible, mientras que cambios de succión suplidos por cambios en esfuerzos verticales llevan a una respuesta de carácter reversible.
- La presión lateral final es menor a la inicial independientemente de la trayectoria seguida.
- El incremento de la succión o su reducción no conduce necesariamente a un comportamiento de contracción o expansión, se puede experimentar una reacción de presión lateral dependiente del estado de esfuerzos y estructura desarrollada.
- La estructura del suelo tiene una significativa participación en el desarrollo de presiones laterales en arcillas expansivas.
- Para deducir expresiones fundamentales para K_0 , la no linealidad y las características de irreversibilidad debido a estados de humedecimiento deben considerarse.

3.6. Análisis de movimientos diferenciales.

El daño de las edificaciones en arcillas expansivas es el resultado de movimientos diferenciales. Sin embargo, mientras mucho tiempo y esfuerzo se han empleado en desarrollar métodos de predicción del hinchamiento total, muy poca atención se ha dado al hinchamiento diferencial (Donaldson, 1973).

Las variaciones naturales de las propiedades de suelo dentro de un perfil de apariencia y clasificación uniformes generan indudablemente algún comportamiento diferencial mínimo que debe aceptarse como inevitable.

Por otra parte, existen otros factores que influyen en la magnitud del movimiento diferencial y que pueden analizarse y evaluarse al menos en forma aproximada:

- Cambios en las condiciones superficiales: remoción de la vegetación – sellado de la superficie por la construcción.
- Permeabilidad del suelo: a mayor permeabilidad mayor probabilidad de movimientos diferenciales.
- Profundidad del perfil expansivo: existirán diferenciales entre un perfil superficial altamente expansivo y uno profundo medianamente expansivo con iguales hinchamientos totales debido a que en el segundo caso la humedad tardará más en alcanzar todo el perfil.
- Posición relativa de los estratos expansivos en el perfil.
- Influencias extrañas: aporte o extracción adicional de agua (drenajes pobres, riego, rotura de instalaciones, plantación de árboles).

Según Donaldson, 1973, la existencia de todos estos factores demuestra que el uso de un factor relacionado con el movimiento total es inadecuado y no realista. Si bien no es posible cuantificar todas estas influencias (procedimiento numérico), es viable mediante un análisis lógico de los factores estimar más correctamente el movimiento diferencial probable.

De acuerdo con el Manual del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 1990, los hinchamientos diferenciales resultan de los efectos de borde bajo un área cubierta finita, patrones de drenaje, variaciones en el espesor de los suelos expansivos y efectos de la ocupación (pérdidas de cañerías, riego, etc). La forma, geometría y cargas de la estructura también promueven hinchamientos diferenciales.

No es posible estimar la magnitud de los hinchamientos diferenciales por las incertidumbres asociadas a los cambios de humedad, variación de factores lateralmente, efectos de la ocupación, etc.

La diferencia de potencial de hinchamiento entre dos puntos puede ir de 0 al máximo posible, el hinchamiento diferencial es usualmente el total anticipado para estructuras sobre bases aisladas.

Consideran una estimación razonable del hinchamiento diferencial máximo " $\Delta_{smáx}$ " a la suma del asentamiento "elástico" máximo calculado del suelo bajo un punto no humedecido y el máximo hinchamiento potencial " $S_{máx}$ " posterior al humedecimiento de un punto (sector menos cargado – generalmente el centro de la construcción) a una distancia " l " del anterior.

CAPITULO CUATRO: INTERACCION CON CONSTRUCCIONES LIVIANAS

4. Interacción con construcciones livianas.

Definido el concepto de suelos expansivos y analizados los métodos de identificación de los mismos y de valoración del riesgo potencial de actividad, debe estudiarse de qué manera las variaciones volumétricas inciden en las estructuras y las alternativas para su mitigación, la interacción del suelo con la construcción.

4.1. *La implantación de la obra y la ruptura del equilibrio natural.*

Un terreno inalterado, virgen respecto de la acción del hombre, con su vegetación, topografía y entorno general, conforma un sistema en equilibrio con el medio ambiente, con determinado balance hídrico de la zona no saturada según la época del año.

El ingreso de un agente extraño al sistema, una construcción, afecta dicho equilibrio, el quiebre es inevitable aún cuando se tomen todas las medidas preventivas posibles.

Cuando se cubre una superficie las fuerzas de evaporación son parcialmente eliminadas y las condiciones generales de equilibrio se rompen. El frente de humedad se mueve hacia la zona cubierta y la masa de suelo puede alcanzar la saturación.

El hecho de implantar una construcción supone:

- Reducción del intervalo de fluctuación de humedad en climas estacionales.
- Disminución de la evaporación en climas con estaciones secas predominantes.
- Disminución de la temperatura, con la consecuente condensación del vapor de agua de los vacíos y el flujo por termoósmosis.

Por otra parte, la obra no se limita al edificio y su superficie cubierta, supone, especialmente en grupos masivos, modificaciones topográficas, de vegetación y de infraestructura, que a corto o largo plazo tienen asociadas variaciones de las variables de estado de esfuerzos del suelo subyacente.

Evaluada las modificaciones posibles se estará en condiciones de valorar en forma aproximada la tipología de interacción, tipología que, en términos generales, resulta de los cambios de las condiciones de borde respecto de las correspondientes a una situación de estabilidad volumétrica.

4.2. *Situaciones a corto y largo plazo.*

Bernal & Gutiérrez, 1998, identifican modelos de interacción a corto y largo plazo:

- Situación A: (corto plazo) -----→ Expansión perimetral.
Construcción en época de seca.
Acción de lluvias y riego.
- Situación B: (corto plazo) -----→ Contracción perimetral.
Construcción en época de lluvias.
Época de seca.

- Situación C: (largo plazo) -----> Expansión central.
Suelo sometido a evaporación.
Efecto sombra. Temperatura. Condensación y termoósmosis.
- Situación D: (largo plazo) -----> Contracción central.
Existencia de patios internos. Jardines.
Remodelación. Cubierta de los patios.

Las situaciones se corresponden con los casos planteados por Jiménez Salas, 1980, para condiciones climáticas extremas. Las de corto plazo se ajustan a la amortiguación del intervalo de variación de humedad natural, más pronunciada en el centro que en el perímetro de las edificaciones y de expansión o contracción según la época de año en que se construya. En los casos a largo plazo, la situación C se corresponde con un clima seco predominante en el que se induce el aumento de humedad en forma diferencial entre el centro y el perímetro de la construcción. La situación D responde a una acción antrópica particular no considerada en los cambios naturales.

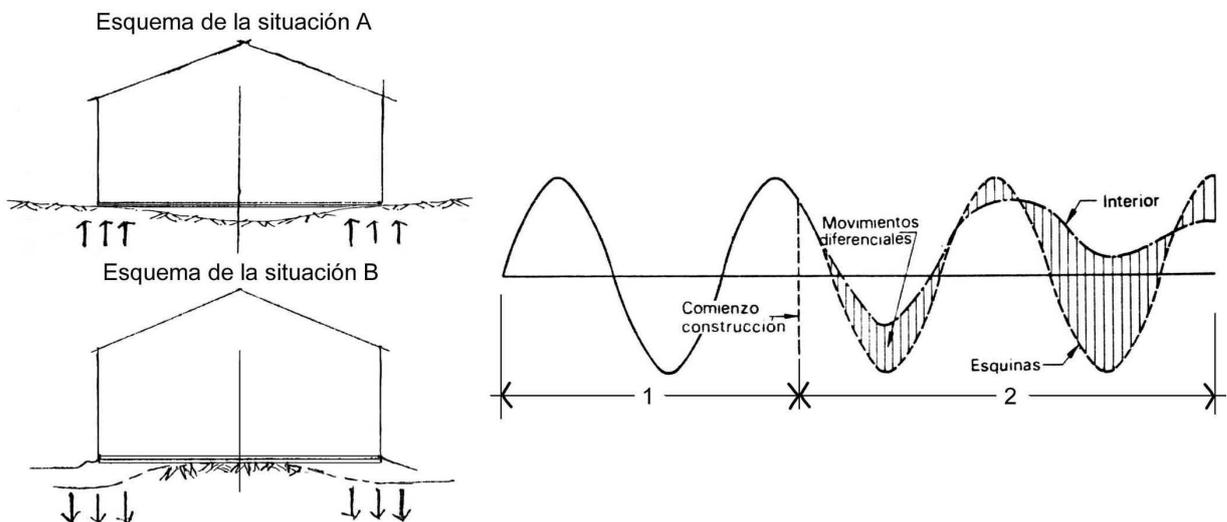


Figura N°29: Situaciones a corto plazo.

- 1) Movimientos estacionales del terreno descubierto
- 2) Movimientos estacionales debajo de un edificio, a partir de su construcción.

Las figuras N°29 y N°30 ilustran las diferentes situaciones, las modificaciones que se producen en las condiciones de borde y la acción de las presiones de expansión.

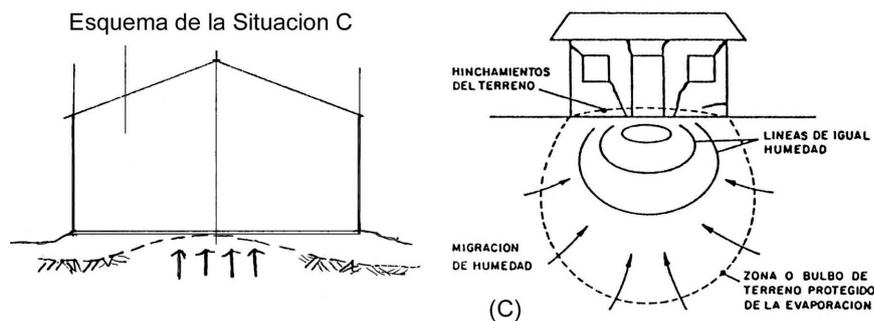


Figura N°30: Situaciones a largo plazo.

Las figuras representan una idealización en el plano. El análisis debe traspolarse al volumen tridimensional de la construcción. En el caso de los movimientos estacionales la amortiguación diferencial puede tener cierta uniformidad en todo el interior respecto al perímetro, pero en el caso del efecto sombra de largo plazo, los diferenciales pueden ser variables según la orientación de cada sector de la construcción. En ambos casos, en el análisis del conjunto real tridimensional debe estudiarse la interacción con mampuestos internos que pueden, por un lado, configurarse como apoyos intermedios en las nuevas condiciones de borde, o por el contrario, representar cargas fuertemente localizadas.

En síntesis, la interacción suelo estructura representa el hecho de que una variación volumétrica en el suelo se refleja en el sistema de fundación y a la superestructura, y viceversa, el movimiento del sistema fundación-superestructura tiene efecto en el suelo subyacente. Las deformaciones en las mamposterías y la fisuración consecuente quedan determinadas por la compatibilidad de los diferentes materiales sujetos a una misma deformación (Guimaraes, 1999).

4.3. Observación de comportamiento en locales instrumentados.

Johnson, 1974, instrumentó tres locales de investigación de 30,00 x 30,00 metros cubiertos, en regiones con severos problemas de suelos expansivos, diferentes climas y precipitaciones anuales. Los puntos siguientes resumen las conclusiones alcanzadas luego de seis años de observación:

- Los hinchamientos permanentes se acumulan a lo largo de muchos años, tienden a ser erráticos y los valores mayores se observan en el centro de las secciones.
- Los hinchamientos estacionales pueden ser importantes, pudiendo superar a los permanentes de largo plazo para climas semiáridos.
- Los hinchamientos estacionales no son significativos en climas húmedos.
- La mayoría de los efectos de borde de los hinchamientos estacionales fueron observados dentro de los 3,00 m del borde de las secciones, pero pueden sentirse bajo toda la sección.
- Los resultados de los ensayos de succión indican que los criterios tradicionales de perfiles de equilibrio de presión de poros (saturación o hidrostático) son razonables.
- En los sitios en que existe agua cerca de la superficie, el perfil saturado aparenta ser el más apropiado.
- La magnitud de la componente osmótica tiene poco efecto en los hinchamientos.
- El hinchamiento está muy relacionado con la profundidad de la napa.

Gusmao Filho y da Silva, 1991, desarrollaron un programa de investigación conformado por placas de control de movimientos del terreno (Región Metropolitana de Recife, Brasil), colocadas en el suelo a diferentes profundidades a efectos de medir los hinchamientos como función del tiempo y la profundidad.

La *figura N°31* muestra un detalle de la instrumentación y el perfil de suelo.



Figura N°31: Campo experimental. Instrumentación y perfil de suelo (Gusmao Filho y da Silva, 1991).

Observaron que las características y magnitud de los movimientos medidos en las fachadas del edificio eran similares a los obtenidos con las placas a diferentes profundidades, con intervalos de tiempo entre algunos picos, asociados a la incidencia de la cobertura en las variaciones del contenido de agua.

Wray, 1995, estudió el desarrollo de los modos principales de distorsión de plateas sobre suelos expansivos únicamente como función del clima.

Ensayó dos plateas similares, una de ellas se situó en un clima relativamente húmedo y la otra en un clima seco.

En el caso del clima húmedo, la platea se construyó poco antes del final de una extensa sequía. Al concluir la sequía experimentó inicialmente levantamientos de borde, seguidos por un hinchamiento esencialmente uniforme en todo el sitio y que finalmente tornó a una distorsión clásica del tipo de levantamiento central luego de tres años. A partir del análisis de la historia de los movimientos a largo plazo el autor estima que si se hubiera construido en un período húmedo la placa probablemente no hubiera experimentado los hinchamientos de borde pero definitivamente sí la distorsión central.

La platea en clima seco también fue construida poco antes de finalizar una larga sequía. El perímetro experimentó ciclos anuales de distorsión clásica de levantamiento de borde, donde los bordes se levantan durante los períodos húmedos y seguidamente se enderezan cuando el suelo reduce su volumen en el período seco y caluroso. La placa mostró un lento pero continuo crecimiento (montículo) en el centro.

Luego de 9 años de estudio el autor concluye que el levantamiento central es el modo de deformación que debe considerarse a largo plazo. En consecuencia, resulta necesario en el diseño de una platea a construir sobre suelos expansivos considerar tanto las fluctuaciones de borde como el hinchamiento continuo central.

4.4. Análisis a partir de balances hídricos.

Es posible correlacionar los movimientos de expansión y contracción que experimenta un suelo parcialmente saturado con el balance de precipitaciones y evaporaciones del sitio en estudio.

Nadeo y Trevisan, 1967, analizaron los movimientos de dos bases aisladas de hormigón armado (prototipo experimental) apoyadas sobre suelos activos y determinaron que el estudio hídrico de la zona (balance de la zona no saturada) constituye una herramienta eficiente para explicar los movimientos de estructuras cimentadas sobre suelos afectados por cambios estacionales de humedad. Dejan claro los autores que es muy difícil la correlación de los movimientos con las lluvias en forma aislada o con la temperatura, la mejor forma es con el balance hídrico, déficit y excesos (*figura N°32*).

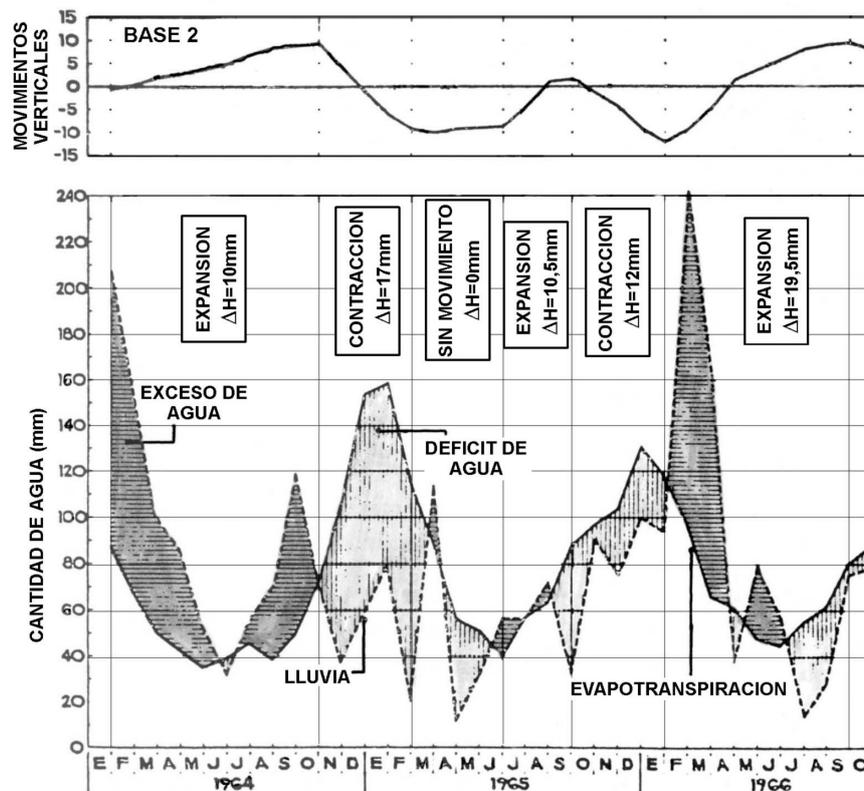


Figura N°32: Relación movimientos verticales vs. balance precipitación – evaporación (Nadeo y Trevisan, 1967).

Gao, 1995, al norte de China, determinó un coeficiente de relación entre la evaporación y la precipitación anual, y un coeficiente que indica la cantidad de meses en que hubo excesos en cada año, aún cuando en el resultado anual la evaporación haya superado a la precipitación. Encontró una clara correlación del balance con los movimientos observados.

A conclusiones similares llegaron Fredlund, et al., 1995, en locales de investigación al sur de China en los que monitorearon succión matricial y deformaciones.

Jucá, et al, 1995, continuando con las experiencias de Gusmao Filho y da Silva, 1991, realizaron mediciones de succión “in situ”, contenido de humedad, y continuaron con los controles de hinchamientos en superficie y a diferentes profundidades. La secuencia de lecturas y ensayos fueron definidos por las variaciones del contenido de agua asociados a los cambios estacionales.

Configuraron una gráfica (figura N°33) con la variación estacional de la precipitación acumulada, evapotranspiración y balance hídrico, y utilizaron el índice de Thornthwaite como índice representativo de las condiciones climáticas. En la misma figura plotearon los desplazamientos verticales de las placas a diferentes profundidades y los correspondientes valores de succión y humedad.

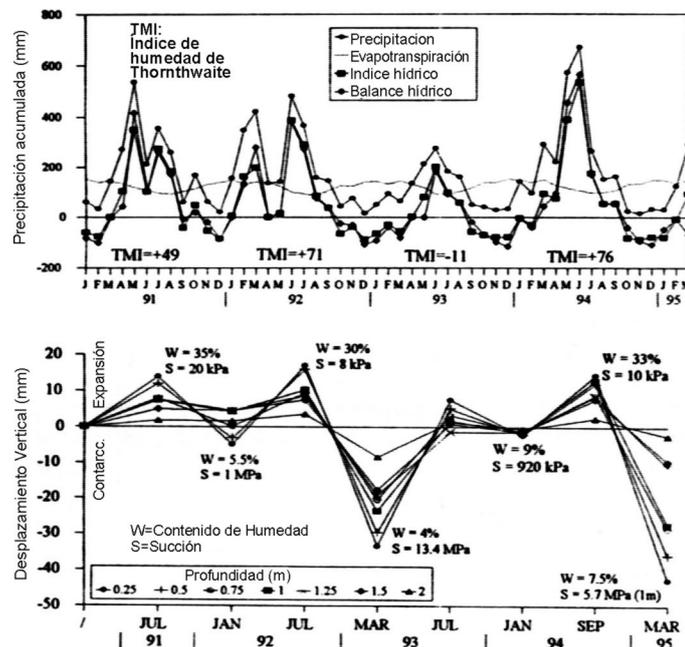


Figura N°33: Variación estacional de la precipitación acumulada, evapotranspiración y balance hídrico e índice de Thornthwaite. Desplazamientos verticales de las placas a diferentes profundidades y correspondientes valores de succión y humedad (Jucá, et al, 1995).

Se observa una excelente correlación entre el balance hídrico y las curvas de desplazamientos verticales. También se distingue dependencia de los movimientos con las succión, relacionada con las condiciones climáticas y más representativa que el contenido de humedad.

4.5. Medidas mitigadoras.

Una vez definida la existencia de suelos expansivos, su grado de susceptibilidad, la probabilidad de modificaciones en el contenido de humedad, la magnitud del hinchamiento y de la presión, y considerando los lineamientos generales de interacción suelo estructura, en base a los análisis teóricos y las observaciones de comportamiento en campo, la etapa final es la de diseñar el sistema “entorno-suelo-fundación-estructura”,

en sus componentes individuales y como conjunto, a los efectos de considerar el fenómeno de la expansión y evitar o minimizar daños en las edificaciones.

Este diseño supone intervenir en el suelo, en la estructura, en el entorno o en una combinación de ellos, vinculando el término “intervención” a la necesidad de modificar los criterios de diseño habituales, tradicionales y/o naturales (en el caso del suelo) que podrían emplearse en forma directa en suelos con estabilidad volumétrica.

4.5.1. Intervención en las estructuras.

A nivel de las estructuras, tanto del sistema de fundación como la superestructura, las alternativas son: aislar la superestructura del fenómeno, diseñar un sistema de fundación capaz de absorber y controlar por sí misma los movimientos, y por último, diseñar un sistema “fundación-superestructura” que trabaje en forma conjunta, con adecuada resistencia y ductilidad a la vez para resistir las deformaciones del suelo.

4.5.1.1. Aislamiento de la estructura.

En términos generales, en esta solución la superestructura se separa totalmente del suelo activo. La planta baja de la obra se diseña a modo de entrepiso y el sistema de fundación se resuelve mediante bases aisladas (con encadenados separados del suelo), con suficiente carga de control de la expansión, o mediante pilotines de cabeza ensanchada para transmisión de cargas y anclaje por fuerzas ascendentes debidas a la adhesión del fuste.

Según Bell y Maud, 1995, la alternativa de aislamiento se utiliza para deformaciones diferenciales mayores a 25 mm. Se utilizan pilotes perforados reforzados y pisos suspendidos. Los pilotes se aíslan del suelo en la parte superior que está sometida a las fluctuaciones estacionales.

De acuerdo con el Building Research Establishment, 1980, en terrenos con vegetación de gran porte próxima, es necesario llevar las fundaciones por debajo del nivel de incidencia, que en algunos casos puede superar los 5,00 metros.

4.5.1.2. Sistema de fundación de resistencia y rigidez adecuadas.

El sistema de fundación se proyecta para resistir los esfuerzos generados por las presiones del suelo y el cambio asociado de las condiciones de borde. En general resulta prácticamente imposible cubrir las solicitaciones impuestas excepto con estructuras de elevada rigidez.

Algunas de las alternativas son las vigas de encadenado sobre pilotes y las plateas o losas de cimentación.

En el primer caso, los encadenados se dimensionan para tomar las cargas inversas generadas por la expansión del suelo y transmitir las a pilotes con adecuada capacidad de anclaje. En el caso de las losas de cimentación, en general se diseñan con cuadrículas de nervios de alta rigidez.

Según Perez-Rea y Olmos-Romero, 1999, el sistema de losas se modela como una superficie que descansa en un medio elástico, debiéndose predecir la forma de la deformación y la rigidez relativa del suelo y la placa. La placa se divide en rectángulos y se calcula cada uno en forma independiente (métodos de Lytton, Walsh y Swinburne).

4.5.1.3. Sistema espacial fundación-superestructura.

Las alternativas anteriores representan costos adicionales y proporcionalmente elevados respecto al valor de la construcción, especialmente cuando tratamos con construcciones livianas de planta baja única.

Considerar un sistema espacial de conjunto, en que las fundaciones y la superestructura colaboren en forma interactiva con la absorción de los esfuerzos generados por el suelo, permite evaluar dos modalidades o diseños diferentes.

- Sistema aporricado que se diseña como estructura independiente.
- Sistema de mamposterías portantes diseñadas como vigas de gran altura.

4.5.1.3.1. Sistema estructural aporricado.

La superestructura de hormigón armado es totalmente independiente. Las vigas que sustentan la cubierta, las de fundación y las columnas se disponen para configurar marcos cerrados en dos direcciones principales.

En general la viga de fundación se separa del suelo, apoyándose en zapatas aisladas de la menor sección en planta posible.

Las solicitaciones sobre la estructura son:

- Peso propio.
- Sobrecargas reglamentarias.
- Movimientos diferenciales verticales entre puntos de sustentación. El valor del máximo movimiento diferencial se fija de antemano en función de las características de la estructura y de la deformabilidad de los paneles de mampostería inscriptos en los marcos. Se deben considerar todas las combinaciones posibles de movimientos diferenciales “ δ_p ” por lo que resulta conveniente lograr estructuras lo más simétricas posibles.

Perini y Reiss, 1974, presentan un método simplificado para el diseño y verificación estructural de estos sistemas.

4.5.1.3.2. Sistema de mampostería portante.

La superestructura se resuelve mediante mampuestos, sin estructuras independientes. Se diseñan las mamposterías como unidades resistentes (vigas de gran altura) capaces de soportar los momentos flectores y esfuerzos de corte desarrollados por la redistribución de presiones.

Las solicitaciones en los paramentos pueden estimarse con $M = \frac{q \cdot l^2}{8}$, con l = longitud de la pared, con lo que se están considerando dos situaciones extremas, la pared apoyada en los bordes, o la pared en voladizo, empotrada en el centro (*figura N°29*). El momento calculado es afectado de un coeficiente reductor.

El método de cálculo es idéntico al presentado por Jiménez Salas, 1980, como método de la carga límite para el cálculo de cimentaciones corridas flotantes. El autor, respecto al valor del coeficiente reductor, sostiene que debe ajustarse por la experiencia en cada localidad y considera que oscila entre 0,5 y 0,8.

Jiménez Salas y Serratosa, 1957 (según Jiménez Salas, 1980), establecen, para el coeficiente reductor, el concepto de “factor de apoyo” para expresar la forma de colaboración del terreno. Su determinación se basa en la consideración de que uno de los lími-

tes al momento posible está dado por la resistencia del suelo, es decir, la zona de apoyo no puede reducirse por debajo de un valor que suponga la falla por corte.

Un análisis diferente puede hacerse, también bajo el concepto de viga de gran altura, pero considerando, en lugar de solicitaciones directas, deformaciones límites vinculadas a dichas solicitaciones.

Burland y Wroth, 1978, basándose en el trabajo de Polshin y Tokar, 1957, asumen que el inicio de fisuración visible puede ser asociado con un valor límite de deformación de tensión. Determinan una gráfica (*figura N°34*) que vincula la relación de dimensiones de la mampostería con $\frac{\Delta}{L \cdot \varepsilon_{crit}}$ para un modo de deformación combinado de corte y flexión, y considerando el eje neutro en el medio.

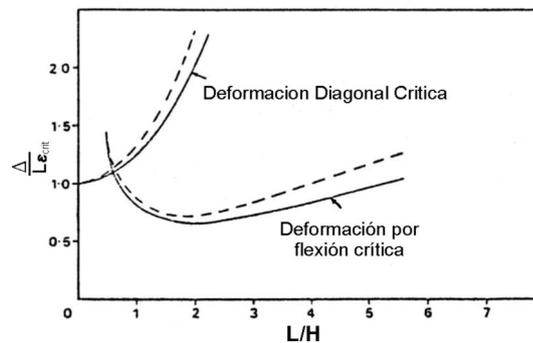


Figura N°34: Relación $\frac{\Delta}{L \cdot \varepsilon_{crit}}$ vs. $\frac{L}{H}$ para un modo de deformación combinado de corte y flexión y el eje neutro en el medio (Burland y Wroth, 1978).

donde:

Δ : deflexión relativa.

$\frac{\Delta}{L}$: relación de deflexión.

ε_{crit} : deformación crítica de tensión.

Los autores indican que las deformaciones críticas de tensión asociadas a fisuración visible en mamposterías bajo cargas son del mismo orden que los valores permisibles de deformación por contracción establecidos en las British Standards, 0,03 a 0,09%.

En la gráfica se observa que, para el caso de una viga isotrópica sometida a flexión y corte combinados, la deformación directa en flexión es mucho más crítica que la deformación diagonal para valores de $\frac{L}{H} > 0,6$.

En la práctica las fundaciones de muchos edificios ofrecen restricciones significativas a las deformaciones, por ejemplo el caso de una platea de fundación o viga de encadenado. En estos casos es más realista considerar el eje neutro en la fibra extrema inferior de la viga del modelo. Los autores determinan una nueva gráfica (*figura N°35*) en la que solo se observa un corrimiento lateral hacia valores mayores de $\frac{L}{H}$.

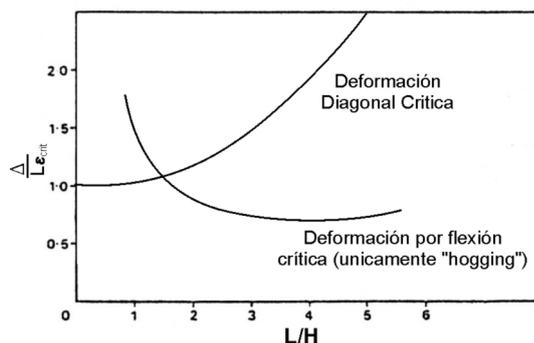


Figura N°35: Relación $\frac{\Delta}{L \cdot \epsilon_{crít}}$ vs. $\frac{L}{H}$ para un modo de deformación combinado de corte y flexión y el eje neutro en el extremo inferior (Burland y Wroth, 1978).

Esto último se aplica únicamente para flexión negativa “hogging” ya que para flexión positiva hacia abajo “sagging” la deformación sería nula (coincide con el eje neutro), debiéndose cuidar la existencia de probables planos de debilidad. Ward, 1956, citó el clásico caso de un edificio fundado en una zapata corrida que sufrió asentamientos que lo sometieron a flexión positiva. La falla ocurrió a lo largo de la capa aisladora (con vitumen) conduciendo a una amplia fisuración en toda la mampostería superior. Observaron que no existieron fisuras en la mampostería bajo el nivel de capa en la que la relación L/H era mucho mayor.

Hasta aquí se asumió que la relación E/G estaba dada por la simple teoría de la elasticidad. En realidad E debe pensarse como una medida de la rigidez longitudinal de la mampostería y G la rigidez al corte, entonces, en general, la estructura presentará valores de la relación diferentes al de la teoría de la elasticidad.

Los autores concluyen que la estructura de mejor comportamiento desde el punto de vista de minimizar deformaciones de tensión para un determinado valor de Δ/L es aquella relativamente flexible al corte, es decir un valor elevado de E/G . Cuando la estructura es rígida en corte respecto su rigidez horizontal las deformaciones directas debidas a flexión dominan.

En síntesis, para la evaluación del comportamiento en mamposterías idealizadas como vigas simples de gran altura, debe considerarse:

- La deformación crítica de los materiales utilizados y de las terminaciones en particular, la relación $\frac{L}{H}$, la relación aproximada de $\frac{E}{G}$ y el grado de restricción impuesto por otras partes de la estructura y/o las fundaciones.
- Cuando la estructura tiene relativa baja rigidez en corte o significativo grado de restricciones de tensiones (por ejemplo mamposterías armadas), la fisuración debido a deformaciones por tensiones diagonales serán el factor limitante. Corresponde a la curva de las gráficas que mayores valores arroja. El diseño “óptimo”.

- Cuando la estructura tiene poco o ningún refuerzo de tensión (mampostería tradicional por ejemplo) es probable que las fisuras debidas a deformaciones por flexión sean las limitantes, especialmente cuando $\frac{L}{H}$ es mayor a 2.
- Cuando la estructura es mampostería tradicional sin refuerzos y se somete a flexión negativa “hogging” fisuras por flexión es muy probable que ocurran a muy bajos valores de $\frac{\Delta}{L}$. Esta es la peor condición, se está tomando flexión negativa, sin restricciones y con el eje neutro abajo (lo que supone que a nivel de fundaciones si hay restricciones).

4.5.2. *Intervención en el suelo.*

También existen diferentes alternativas para la intervención en el suelo: el aislamiento de los cambios de humedad, el humedecimiento previo, la sustitución del material activo, la estabilización química y el uso de geosintéticos.

4.5.2.1. *El aislamiento de los cambios de humedad.*

El control de la humedad es quizás el factor más importante en los fenómenos de expansión y contracción (Bell y Maud, 1995). La pérdida o ganancia de humedad alrededor de los bordes de un edificio tiene asociado diferenciales con el interior protegido conduciendo a hinchamientos diferenciales.

Diversos factores participan en el fenómeno de cambio de humedad del suelo, y su evaluación detallada resulta necesaria cuando se trata de mantener una situación de humedad constante, o al menos una variación uniforme bajo el área construida.

Los puntos de evaluación, con participación directa o indirecta, son:

- La vegetación.

Tanto la tala como la plantación de árboles próximos a la construcción produce alteraciones en el contenido de humedad que pueden ser de reducción o de aumento. El plantado provoca reducción en un radio que resulta función del tipo de árbol. La tala, por la inercia de flujo y la falta de evapotranspiración, genera aumento en toda el área de influencia del árbol extraído. Los árboles deben alejarse de la construcción al menos una vez y media su altura final (árbol maduro), Bell y Maud, 1995.

- Jardines interiores y canteros cercanos a la construcción.

Los jardines interiores y los canteros representan vías de ingreso directo de agua en forma diferencial con otros sectores de la construcción.

- Desagües pluviales interiores y exteriores.

El diseño de los desagües pluviales interiores y exteriores, y su mantenimiento posterior, fijarán los tiempos de permanencia del agua en los jardines y cunetas, la posibilidad de anegamiento y la consecuente promoción de la infiltración.

Las instalaciones deben tener conexiones y cuplas flexibles, las descargas pluviales deben alejarse suficientemente de las fundaciones y las cisternas y cámaras deben diseñarse para evitar su fisuración y pérdida de estanqueidad.

- Veredas y galerías.

Las veredas amplias y las galerías alejan de la construcción la franja con mayores diferencias. Por ejemplo, en el caso de la situación C de interacción suelo estructura (*figura N°30*), de evaporación predominante, la construcción podría quedar en una zona con hinchamiento uniforme, y las veredas en la zona de transición (zona de diferenciales), tal como lo indica la *figura N°36* presentada por Jiménez Salas, 1980, del levantamiento medido después de 15 meses en un área circular cubierta con plástico en Onderstepoort (Sudáfrica).

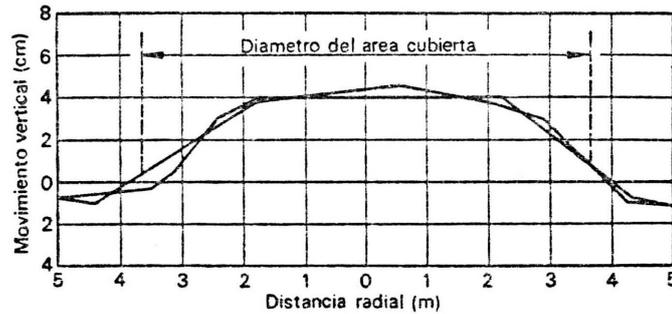


Figura N°36: Levantamiento medido después de 15 meses en un área circular cubierta con plástico en Onderstepoort (Sudáfrica), De Bruijm, 1965, (según Jiménez Salas, 1980).

Las veredas pueden ser tradicionales o especiales, con drenes verticales, canaletas o pantallas, pero en todos los casos, su ancho debe guardar relación con la potencia de la capa activa (1,0 a 1,5 veces el espesor de la capa según Jiménez Salas, 1980).

Según Bell y Maud, 1995 (Sudáfrica), las veredas de aproximadamente 2,00 metros de ancho ayudan a disminuir las fluctuaciones de humedad en proximidad de las fundaciones, e idealmente pueden construirse sobre una lámina gruesa de polietileno.

Steinberg, 1981 y Nyangaga, et al, 1995, ensayaron barreras verticales para el control de las fluctuaciones de humedad bajo pavimentos, con resultados optimistas. Según Nyangaga, et al, 1995, el diseño y la efectividad son función del clima, el grado de agrietamiento (permeabilidad), la profundidad de raíces y las condiciones de drenaje superficial.

4.5.2.2. El humedecimiento previo.

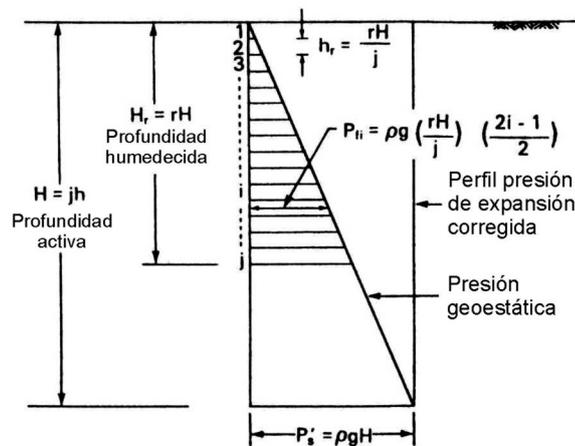
Otra alternativa es la humectación previa. Si luego de la humectación se logra mantener la humedad constante no se producirán variaciones de volumen.

La inundación es el método más común de humedecimiento, aunque pueden necesitarse varios meses para lograr incrementar el contenido de humedad hasta la profundidad necesaria, especialmente en zonas con napas profundas. Para facilitar el proceso y disminuir el tiempo necesario pueden instalarse pozos.

También se usa el “drip irrigation system”, sistema de irrigación corrido que consiste en una zanja en el perímetro de la construcción y una caño perforado dentro de un manto de arena gruesa, Bell y Maud, 1995.

Fredlund y Rahardjo, 1993, a partir de un concepto diferente de profundidad activa, “aquella en la que la presión de expansión corregida (asumida constante) iguala a la presión geostática total, considerando que se aporta suficiente agua al suelo de manera tal que la presión del agua de poros se hace cero en todo el perfil”, evalúan el efecto del humedecimiento previo y el de retiro y reemplazo.

La figura N°37 muestra las variables que participan en el estudio del efecto de humedecimiento del suelo desde la superficie hasta una determinada profundidad.



P_{fi} : estado final de esf. en el estrato i , computado como la pres. geostática promedio del estrato.

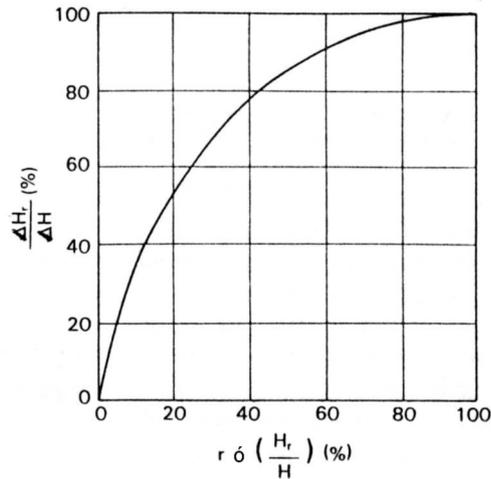
r : porción humedecida del perfil.

P_s' : presión de expansión.

ρgh : presión geostática.

Figura N°37: Variables para el estudio del efecto de humedecimiento y remoción (Fredlund y Rahardjo, 1993).

A partir del análisis de las variables, los autores determinan la gráfica de la figura N°38 que permite evaluar la eficacia de la solución para distintas profundidades del perfil humedecido.



ΔH_r : hinchamiento parcial para el humedecimiento de la porción r .
 ΔH : hinchamiento para el humedecimiento de toda la profundidad activa.
 r : porción humedecida del perfil.

Figura N°38: Relación del hinchamiento total estimado para humedecimiento de una parte de la profundidad, con el hinchamiento total para el humedecimiento de toda la profundidad activa (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La inundación previa tiene asociadas dos grandes dificultades, la primera, el tiempo que puede demandar la solución, desde el momento en que el flujo en las arcillas de este tipo es de régimen lento capilar. La segunda, los problemas vinculados con el control del humedecimiento y el necesario conocimiento de la humedad de equilibrio que debe alcanzarse.

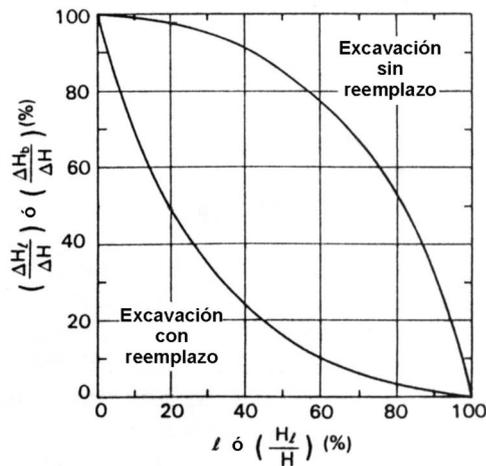
Según Donaldson, 1965, en regiones donde predominan las variaciones estacionales la inundación previa resulta de escaso valor.

4.5.2.3. La sustitución del material activo.

Cambiar la totalidad del suelo activo por uno estable representa, en definitiva, la eliminación del problema, la eficacia técnica es alta. El problema surge en la evaluación de la relación costo-beneficio. Si la capa activa tiene un espesor considerable, su retiro y reemplazo por material seleccionado nuevo suele ser impracticable. Una solución intermedia, con retiro parcial de la capa en el espesor de mayor susceptibilidad, y reemplazo por un material, no solo estable en si mismo, sino también que colabore en el control de la humedad interrumpiendo la transmisión capilar, representa una alternativa adecuada.

Según Bell y Maud, 1995, el material inerte debe ser granular pero no debe permitir que el agua superficial fluya libremente, porque se humedecerían los estratos subyacentes. Es necesaria la presencia de un porcentaje de fracción fina para reducir la permeabilidad. Como alternativa el material granular puede ser envuelto por una membrana.

La *figura N°39* resume el análisis de Fredlund y Rahardjo, 1993 del efecto de la remoción de parte del suelo expansivo y de la remoción y reemplazo con material no expansivo.



ΔH_b : hinchamiento remanente para la excavación y reemplazo de la porción l .

ΔH_l : hinchamiento remanente para la excavación sin reemplazo de la porción l .

ΔH : hinchamiento para el humedecimiento de toda la profundidad activa.

l : porción excavada con o sin reemplazo.

Figura N°39: Relación del hinchamiento total para excavación parcial y relleno, con el hinchamiento total para el humedecimiento de toda la profundidad activa (Fredlund y Rahardjo, 1993).

La excavación parcial no reduce significativamente el hinchamiento total a menos que sea reemplazado con suelo volumétricamente estable.

4.5.2.4. La estabilización química.

La estabilización química consiste en el aporte de elementos que interfieran en el comportamiento electroquímico de las partículas del suelo. La metodología más tradicional y probada es la mezcla con cal, aunque en la actualidad existen productos de acción química que aún no tienen tiempos de prueba suficiente como para evaluar su eficacia a largo plazo.

La estabilización con cal se realiza mezclando 4 a 6 % de cal con el suelo. Una capa compactada de 15 cm de espesor usualmente muestra un comportamiento satisfactorio. Adicionalmente la capa de suelo cal redistribuye diferenciales de humedad por un lado y reduce la posibilidad de infiltración por el otro, Bell y Maud, 1995.

La estabilización con cal podría compararse de alguna manera con lo explicado en el caso de la sustitución. Si se quisiera tratar toda la capa activa sería necesario removerla en su totalidad, proceder al mezclado y reutilizarla nuevamente. También podría removerse y tratarse la porción de mayor susceptibilidad. Otra alternativa es la estabilización por difusión o infiltración de agua con cal a través de zanjas o perforaciones de inyección. En estos casos los problemas metodológicos pueden compararse con los de la inundación en lo que se refiere al tiempo necesario para la infiltración siendo el

régimen del tipo lento capilar. Respecto a ello, Jiménez Salas, 1980, menciona el uso exitoso de agentes tensioactivos que aumentan la penetración por disminución de la tensión superficial.

También se han usado columnas de cal, las cuales han sido empleadas como pilotes en construcciones livianas. Las columnas de cal reducen los movimientos totales y diferenciales y pueden colocarse con una distribución regular bajo una platea, con mayor concentración bajo paredes, Bell y Maud, 1995.

Los mismos autores destacan que debe analizarse el contenido de sulfatos del suelo antes de realizar una estabilización con cal o cemento. Elevado contenido de sulfato ($> 5000 \frac{mg}{kg}$) puede generar una reacción con el C_aO formando ettringita y la expansión asociada.

4.5.2.5. *El uso de geosintéticos.*

En general, las aplicaciones de suelo reforzado están dirigidas a aumentar su resistencia contra la falla por corte. La función del refuerzo está basada en el desarrollo de un vínculo de tensión en la interface del suelo y el refuerzo que restringe el movimiento de las partículas. El comportamiento óptimo se logra cuando el refuerzo se orienta en la dirección de la deformación principal mayor.

Los materiales granulares poseen buena fricción y permeabilidad. En general en los diseños se excluyen los suelos cohesivos, esto se debe a la pobre adhesión (vínculo) entre las arcillas y los refuerzos, que además puede reducirse por el desarrollo de presiones de poros positivas, posibles cambios de volumen en minerales arcillosos activos y agresión química de algunos minerales. El último obstáculo ha sido superado por el desarrollo de geosintéticos no metálicos. Algunos ensayos revelan resultados alentadores respecto del comportamiento de las arcillas con refuerzos del tipo de geomallas poliméricas.

Al-Omari y Hamodi, 1990, proponen el uso de una geogrilla o una geomalla dentro del suelo expansivo, orientada en el sentido de la expansión. Consideran que en el proceso de expansión, el sistema (suelo-geogrilla) tiene tres opciones:

- Que el suelo de las dos mitades (a cada lado de la geogrilla) se expandan en forma separada dejando a las geogrillas sin esfuerzos ni deformación.
- Que las dos mitades se expandan juntas causando que la geogrilla se deforme de igual forma hasta un cierto valor en el que la fuerza necesaria para producir mayor deformación es superior al vínculo existente. El vínculo se rompe progresivamente o repentinamente.
- Similar al caso dos pero el vínculo es suficientemente fuerte para mantener las dos mitades unidas hasta el final del proceso.

Asumiendo como válida la última hipótesis de comportamiento la energía generada por la expansión será resistida por la energía requerida para deformar la geogrilla. La expansión final dependerá de la diferencia de energía.

Según los autores, cuando se utilizan refuerzos para mejorar la resistencia al corte del suelo, la práctica usual es colocar las líneas de refuerzo en forma perpendicular a la dirección de la aplicación de la carga, horizontal en la mayoría de los casos. En estos ca-

sos, el suelo se deforma elásticamente y cuando empieza a fluir plásticamente es cuando comienza a trabajar el refuerzo.

En el caso de la expansión el refuerzo se coloca en el sentido de la expansión que se desea controlar. Si esta dirección es perpendicular a la fuerza de corte, entonces el refuerzo cumplirá ambas funciones. Por ejemplo un canal o reservorio rodeado por terraplenes construidos con suelo expansivo, las geogrillas horizontales dentro de los terraplenes incrementarán la resistencia al corte de la arcilla para tomar la carga de los vehículos, prevenir fallas de taludes y resistir expansión lateral contra el hormigón del canal.

En el problema de fundaciones de estructuras, geoceldas cilíndricas pueden ser fácilmente embebidas en el suelo usando máquinas de perforación. La geocelda se inserta y el mismo suelo se reemplaza con compactación. La parte superior de las geoceldas debe ser anclada a las fundaciones.

Como los refuerzos se estiran durante la expansión debe haber un relajamiento natural cuando el suelo se contrae por pérdida de humedad.

Existen geogrillas de excelentes propiedades elásticas y los autores suponen que los ciclos de expansión – contracción no alterarán su “performance”. De todos modos recomiendan que las grillas se coloquen durante la estación seca.

Nene, Daigavane y Shingarey, 1995, resumen algunos antecedentes sobre el uso de geosintéticos en el control de suelos expansivos:

- Sridharan, et al (1988), fibras extraídas del coco mezcladas al azar. Reducción del hinchamiento.
- Ramanathan Ayyar, et al (1989), geogrillas y geomallas. Concluyeron que fibras discretas de pequeño diámetro y distribuidas al azar dan mejor resultado (respecto a la resistencia al hinchamiento) que piezas de mayor tamaño igualmente distribuidas.
- Daigavane (1994), geosintéticos de diferentes espesores. Reducción de la expansión y de la presión de expansión con el espesor de la lámina de geosintético.

Los autores presentan los efectos de elementos cilíndricos verticales de polietileno expandido en la reducción de las presiones de hinchamiento de suelos expansivos.

Es una técnica apropiada para obras en las que las presiones de expansión pueden ser reducidas colocando los cilindros de polietileno expandido de grandes diámetros y profundidades cerca de la periferia de las fundaciones, concluyendo que los materiales geosintéticos (polietileno expandido) son efectivos en la reducción de las presiones de expansión porque permiten la expansión lateral del suelo, y que la reducción de la presión de expansión se incrementa con el tamaño y el número de elementos colocados.

4.6. Deformaciones admisibles.

Como cierre del capítulo de interacción se presentan las *tablas N°10 y N°11*, tomadas de Tomlinson, 1996, con valores límites de distorsión y deflexión de las estructuras y una clasificación de daño visible en las mismas con una referencia particular a la facilidad de reparación de yeso y enladrillado o mampostería.

Tipo de estructura	Tipo de daño	Valores límites			
		Valores de rotación relativa (distorsión angular)			
		Skempton y McDonald ^{2,13}	Meyerhof ^{2,14}	Polshin y Tokar ^{2,15}	Bjerrum ^{2,16}
Edificios armados y muros de carga reforzados	Daño estructural	1/150	1/250	1/200	1/150
	Fracturas en los muros y las divisiones	1/300 (aunque se recomienda 1/500)	1/500	1/500 (0.7/1000 a 1/1000 para el vano final)	1/500
		Valores de la proporción de la deflexión δ/l			
		Meyerhof ^{2,14}	Polshin y Tokar ^{2,15}	Burland y Wroth ^{2,17}	
Muros de carga no reforzados	Fractura por desplome	0.4×10^3	$L/H = 3:03$ para 0.4×10^{-3}	En $L/H = 1:0.4 \times 10^{-3}$ En $L/H = 5:0.8 \times 10^{-3}$	
	Fractura por arqueamiento	—	—	En $L/H = 1:0.2 \times 10^{-3}$ En $L/H = 5:0.4 \times 10^{-3}$	

NOTA: Los valores límites para los edificios armados son para miembros estructurales con las dimensiones promedio. Los valores deben ser mucho menores para las vigas o columnas rígidas y excepcionalmente largas, para las cuales los valores límites de una distorsión angular se deben obtener con un análisis estructural.

Tabla N°10: Valores límites de distorsión y deflexión de las estructuras (Tomlinson, 1996).

Categoría del daño	Grado del daño	Descripción del daño típico ¹ (Está subrayado si es fácil de reparar)	Ancho aproximado de la grieta ² mm
		Las grietas muy finas de menos de 0.1 mm de ancho están clasificadas como insignificantes	>0.1
1	Muy ligero	<u>Grietas finas que se pueden fácilmente tratar durante una decoración normal.</u> Tal vez fracturas ligeras y aisladas en un edificio. Las grietas son raramente visibles en un enladrillado externo	>0.1
2	Ligero	<u>Grietas fácilmente rellenadas.</u> Probablemente se requiera redecoración. Las grietas recurrentes se pueden disimular con encanchados apropiados. Las grietas no necesariamente son externamente visibles; algún reseñalamiento externo se puede necesitar para asegurar mayor durabilidad. Las puertas y las ventanas se deben apoyar ligeramente	>5.0
3	Moderado	<u>Las grietas requieren de alguna apertura y se pueden reparar por un albañil.</u> Un reseñalamiento del enladrillado externo y posiblemente una pequeña cantidad de enladrillado se deben reemplazar. Las puertas y las ventanas se deben pegar. Los tubos de servicio se pueden fracturar	5 a 15 (o un número de grietas ≥ 3.0)
4	Severo	<u>Trabajo intenso de reparación que implica el rompimiento y el reemplazamiento de secciones de los muros, especialmente sobre puertas y ventanas.</u> Marcos deformados de ventanas y puertas, suelo notablemente inclinado. ³ Inclinación de los muros ³ o un pandeo notable, alguna pérdida de carga en las vigas. Tubos de servicio rotos	15 a 25 aunque también depende del número de grietas
5	Muy severo	<u>Éste requiere de un trabajo mayor de reparación que implique una reconstrucción completa o parcial.</u> Las vigas pierden capacidad de esfuerzo, los muros se inclinan peligrosamente y requieren de un apuntalamiento. Las ventanas se rompen con la distorsión. Peligro de inestabilidad	Usualmente >25 aunque depende del número de grietas

¹ Se debe enfatizar que para valorar el grado del daño, se tomará en cuenta su ubicación en el edificio o la estructura, y también la función del edificio o de la estructura.

² El ancho de una grieta es un factor en la valoración del grado del daño y no se debe usar en sí mismo como una medida directa del mismo.

³ Las desviaciones locales de inclinación, desde el horizontal o el vertical, de más de 1/100 normalmente serán claramente visibles. Las desviaciones totales en exceso de 1/150 no son deseables.

Tabla N°11: Clasificación de daño visible (Tomlinson, 1996).

CAPITULO CINCO: ESTUDIO EXPERIMENTAL EN CAMPO

5. Estudio experimental en campo.

La falta de estudios en la región sobre suelos expansivos y su interacción con construcciones livianas ha hecho indispensable una investigación de campo a escala real para evaluar la aplicabilidad de las teorías y métodos de predicción presentados en capítulos precedentes.

A tal efecto, se construyó una platea de fundación de dimensiones similares a las de los prototipos de viviendas de ejecución masiva en la Provincia, y se controlaron deformaciones y variaciones de humedad desde Noviembre del año 2001 hasta Diciembre del 2002.

5.1. El sitio seleccionado para el emplazamiento del prototipo.

Para la selección del sitio de emplazamiento se revisaron antecedentes de estudios de suelos realizados en distintos puntos de la ciudad de Resistencia y localidades cercanas.

En primer lugar se preseleccionó un terreno en la localidad de Machagay (aproximadamente 120,00 km de la ciudad de Resistencia) en el que se habían encontrado arcillas de alta plasticidad y se comenzaba la construcción de un barrio de viviendas de planta baja única y cubierta de chapa. Si bien existía la posibilidad de acordar con la empresa contratista y el Instituto Provincial de la Vivienda, la utilización, durante el período de obra, de una de las viviendas como prototipo de observación, la alternativa fue desestimada por los riesgos y costos asociados al cuidado de la instrumentación que quedaría en campo.

En segundo término se preseleccionó un predio en la localidad de Puerto Vilelas (aproximadamente a 15,00 km de la ciudad de Resistencia), donde también se iniciaba un barrio de viviendas sobre un perfil homogéneo de arcillas de alta plasticidad, y la cercanía al laboratorio de estudios hacía más sencillo el control de la instrumentación. Fue desestimado por dos razones, por un lado debido al alto grado de saturación que presentaban las arcillas a la fecha en que debían iniciarse las mediciones, y por otra parte el proyecto ejecutivo final incluía un relleno de potencia considerable (atípico) que distorsionaría las presiones y deformaciones naturales.

Finalmente se investigó un terreno en la ciudad de Resistencia, muy próximo al laboratorio y gabinete de estudio, con una construcción existente que presentaba claros signos de movimientos vinculados a variaciones volumétricas de los suelos subyacentes. Los sondeos de identificación corroboraron la existencia de arcillas potencialmente expansivas.

Las *fotografías N°1, N°2 y N°3* muestran el terreno seleccionado para la investigación, y las tareas de extracción de muestras para la verificación del perfil estratigráfico.



Fotografía N°1: Predio seleccionado para la construcción del prototipo de estudio.



Fotografía N°2: Predio seleccionado para la construcción del prototipo de estudio.



Fotografía N°3: Tareas de extracción de muestras para la verificación del perfil estratigráfico.

La figura N° 40 muestra un croquis del predio seleccionado, la ubicación y tipo de vegetación próxima y la disposición de las perforaciones de identificación.

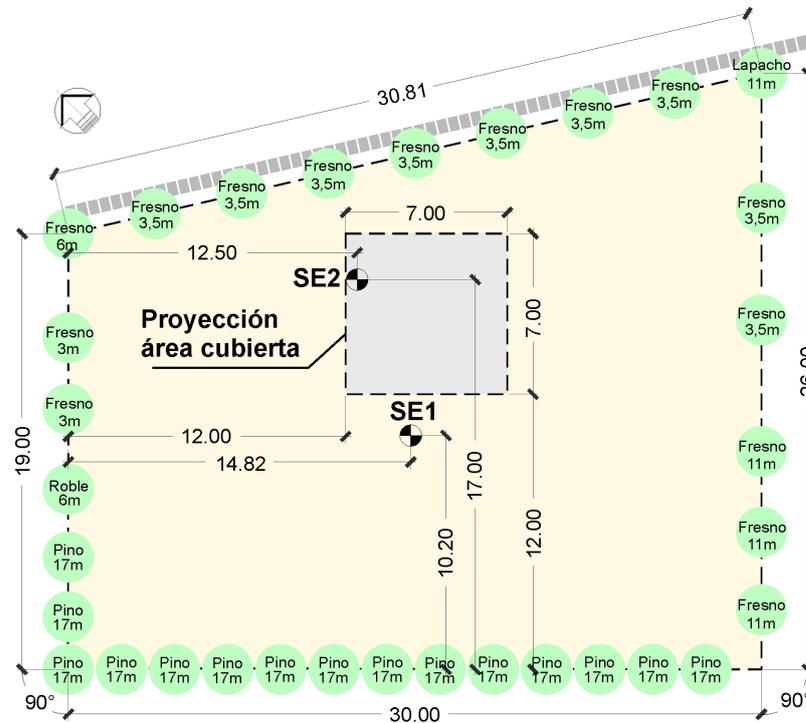


Figura N°40: Croquis del predio seleccionado.

La tabla N°12 resume los perfiles determinados en los sondeos de identificación.

LOCAL DE ESTUDIO				RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO.										
				CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81										
POZO N°	MUEST. N°	PROFUNDIDAD		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	#200	S.U. C.S.	DESCRIPCION	
		DE:	A:											
SE1	1	0,00	0,40	38	20	18	21,0	0,95	0,05	1,04	98,0	CL	Arcilla limosa de plasticidad media c/mat. orgánica.	
SE1	2	0,40	0,65	44	22	21	22,3	1,00	0,00	1,00	98,0	CL	Arcilla limosa de plasticidad alta, con mat. orgánica.	
SE1	3	0,65	1,00	69	25	44	21,1	1,09	-0,09	0,84	99,0	CH	Arcilla franca de plasticidad alta.	
SE1	4	1,00	1,40					22,8			99,7		Muestra similar a la anterior.	
SE1	5	1,40	1,70	54	24	30	23,2	1,04	-0,04	0,95	93,4	CH	Arcilla franca de plasticidad alta con tosca.	
SE1	6	1,70	1,95					23,0			93,2		Muestra similar a la anterior.	
SE1	7	1,95	3,20	54	24	30	23,3	1,04	-0,04	0,95	90,3	CH	Arcilla franca de plasticidad alta con tosca.	
SE1	8	3,20	3,40	60	25	35	25,8	0,97	0,03	1,04	96,6	CH	Arcilla franca de plasticidad alta.	
SE1	9	3,40	3,80	65	25	40	31,2	0,85	0,15	1,24	99,3	CH	Arcilla franca de plasticidad alta con tosca.	
SE1	10	3,80	5,70	53	23	30	23,3	1,00	0,00	1,00	88,7	CH	Arcilla franca de plasticidad alta.	
SE1	11	5,70	6,00	NP	NP	NP	31,4				42,5	SM	Arena con finos no plásticos.	

LOCAL DE ESTUDIO				RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO.										
				CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81										
POZO N°	MUEST. N°	PROFUNDIDAD		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	#200	S.U. C.S.	DESCRIPCION	
		DE:	A:											
SE2	1	0,00	0,35	38	21	17	19,9	1,04	-0,04	0,97	96,4	CL	Arcilla limosa de plasticidad media c/mat. orgánica.	
SE2	2	0,35	0,65	45	22	23	19,2	1,14	-0,14	0,86	97,9	CL	Arcilla limosa de plasticidad alta, con mat. orgánica.	
SE2	3	0,65	1,10	66	26	40	24,1	1,05	-0,05	0,92	99,2	CH	Arcilla franca de plasticidad alta.	
SE2	4	1,10	1,65	50	24	26	21,4	1,08	-0,08	0,91	88,3	CL	Arcilla limosa de plasticidad alta.	
SE2	5	1,65	2,30	47	23	24	18,9	1,16	-0,16	0,84	90,8	CL	Arcilla limosa de plasticidad alta. Tosca.	
SE2	6	2,30	2,35	42	22	20	18,4	1,17	-0,17	0,84	86,3	CL	Arcilla limosa de plasticidad alta.	
SE2	7	2,35	3,20	51	23	27	20,8	1,10	-0,10	0,89	95,9	CH	Arcilla franca de plasticidad alta con tosca.	
SE2	8	3,20	4,05	60	25	35	23,3	1,04	-0,04	0,94	97,8	CH	Arcilla franca de plasticidad alta con tosca.	
SE2	9	4,05	4,85	51	24	27	24,9	0,96	0,04	1,05	96,8	CH	Arcilla franca de plasticidad alta con tosca.	
SE2	10	4,85	5,85	42	22	20	19,1	1,12	-0,12	0,89	93,2	CL	Arcilla limosa de plasticidad media.	
SE2	11	5,85	6,00	NP	NP	NP	29,2				44,4	SM	Arena con finos no plásticos.	

Tabla N°12: Resumen de ensayos y descripción de laboratorio, sondeos de identificación.

Las constantes hídricas y los índices de liquidez y de desecación de los sondeos de identificación (SE1 Y SE2) muestran un perfil de arcillas superiores susceptibles a variaciones volumétricas por cambios en el tenor de humedad.

Durante las tareas de extracción de muestras para controles de humedad y montaje de placas de nivelación en profundidad se seleccionaron testigos adicionales para corroborar las constantes hídricas. La tabla N°13 resume los resultados de los ensayos realizados.

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
SE1	0,00	38	20	18
	0,50	69	25	44
	1,00	69	25	44
	1,50	54	24	30
	2,00	54	24	30
	2,50	54	24	30
	3,00	60	25	35
	3,50	65	25	40
	4,00	53	23	30
	4,50	53	23	30
	5,00	53	23	30

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
SE2	0,00	38	21	17
	0,50	66	26	40
	1,00	50	24	26
	1,50	47	23	24
	2,00	47	23	24
	2,50	51	23	27
	3,00	60	25	35
	3,50	60	25	35
	4,00	51	24	27
	4,50	51	24	27
	5,00	42	22	20

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
H51	0,00	34	19	15
	0,50	36	20	16
	1,00	62	25	37
	1,50	43	22	21
	2,00	49	23	26
	2,50	42	21	20
	3,00	42	22	20
	3,50	54	24	31
	4,00	57	24	33
	4,50	60	25	35
	5,00			

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
H52	0,00	41	21	20
	0,50	41	22	19
	1,00	50	24	27
	1,50	50	23	27
	2,00	42	22	21
	2,50	39	21	18
	3,00	32	18	13
	3,50	53	24	29
	4,00	57	24	32
	4,50	55	24	31

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
H53	0,00	27	17	10
	0,50	40	21	19
	1,00	43	23	21
	1,50	45	23	22
	2,00	43	22	21
	2,50	50	24	26
	3,00	29	18	11
	3,50	51	24	27
	4,00	47	23	24
	4,50	51	24	27

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %	Cc %<0,001mm	Cc %<0,002mm	Ac IP/(%<2u)
H34							
	0,88	50	23	27	4,00	20,00	1,34
	1,26	58	24	34	0,00	0,20	170,30
	1,77	47	23	24	0,00	1,90	12,64
	2,00						
	2,50						
	3,00						
	3,60	56	24	32	0,00	1,30	24,54
	4,00						
	4,50						

Tabla N°13: Resumen de ensayos.

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
NE1	0,00	39	21	18
	0,50	47	23	25

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
NE2	0,00	38	21	17
	0,50	44	22	22
	1,00	52	24	28
	1,50	54	24	29

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
NE3	0,00	36	20	16
	0,50	50	24	27
	1,00	42	22	20
	1,50	50	24	26
	2,00	44	23	21
	2,50	44	23	21
	3,50	55	24	31

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
H71	0,00	35	20	15
	0,50	40	21	18
	1,00	46	23	23
	1,50	52	24	28
	2,00	49	23	26
	2,50	50	24	26
	3,00	52	24	28
	3,50	49	23	25
	4,00	45	23	23
	4,50	47	23	24

sondeo	prof. M	LL %	LP %	IP %
H72	0,00	27	17	10
	0,50	35	19	16
	1,00	55	24	31
	1,50	52	24	28
	2,00	50	24	26
	2,50	49	23	26
	3,00	45	23	22
	3,50	57	25	32
	4,00	58	25	33
	4,50	45	23	22

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
H73	0,00	26	17	9
	0,50	33	18	14
	1,00	38	21	17
	1,50	44	22	22
	2,00	41	22	19
	2,50	38	21	17
	3,00	36	20	15
	3,50	34	19	14
	4,00	36	20	15
	4,50	36	21	15

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
H74	0,00	28	18	10
	0,50	34	19	14
	1,00	36	20	16
	1,50	35	20	15
	2,00	34	20	14
	2,50	35	20	16
	3,00	35	20	15
	3,50	40	21	18
	4,00	45	22	22
	4,50	46	23	23

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
H75	0,00	27	17	10
	0,50	42	22	20
	1,00	45	22	22
	1,50	47	23	24
	2,00	47	23	24
	2,50	46	23	24
	3,00	35	20	15
	3,50	51	24	27
	4,00	51	24	27
	4,50	51	24	27

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %
H76	0,00	36	20	15
	0,50	38	21	17
	1,00	44	22	22
	1,50	38	21	17
	2,00	36	21	15
	2,50	40	21	19
	3,00	41	21	20
	3,50	35	20	15
	4,00	39	21	18
	4,50	50	23	27

Tabla N°13: Resumen de ensayos (continuación).

El análisis integral de todos los sondeos utilizados para la determinación de las características de plasticidad muestra marcada heterogeneidad. Para poder establecer un criterio para el uso de las constantes, en primer término se graficaron los resultados en un perfil de profundidad vs. índice de plasticidad (*Figura N°41*).

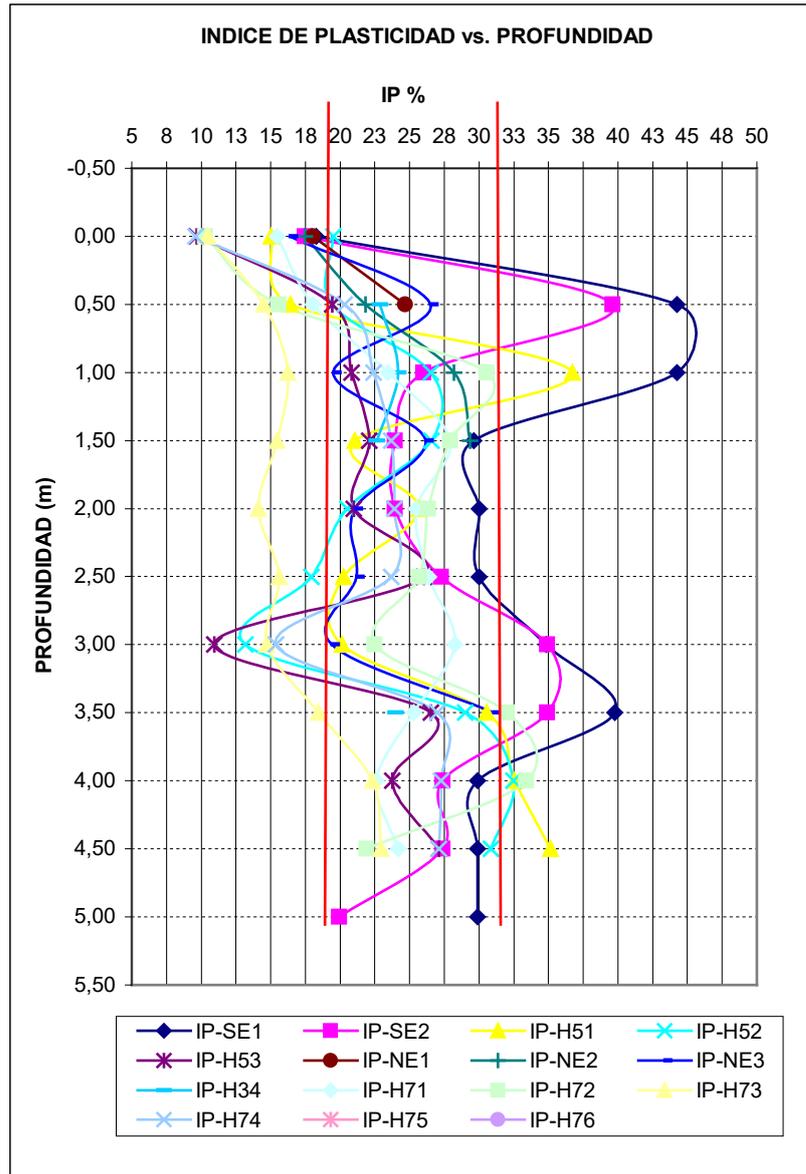


Figura N°41: Perfil resumen de índices de plasticidad.

Si bien la erraticidad es clara y significativa, se observa concentración de la nube de puntos en el intervalo de alta plasticidad $20 < IP < 30$, lo que permite estimar que el suelo subyacente es potencialmente susceptible y además considerar la alternativa de un perfil promedio para los análisis siguientes. La *tabla N°14* y la *figura N°42* corresponden al análisis de promedios efectuado.

Límite Líquido

Prof.	SE1	SE2	H51	H52	H53	NE1	NE2	NE3	H34	H71	H72	H73	H74	H75	H76	Prom.
0,00	38	38	34	41	27	39	38	36		35	27	26	28	27	36	34
0,50	69	66	36	41	40	47	44	50	50	40	35	33	34	42	38	44
1,00	69	50	62	50	43		52	42	58	46	55	38	36	45	44	49
1,50	54	47	43	50	45		54	50	47	52	52	44	35	47	38	47
2,00	54	47	49	42	43			44		49	50	41	34	47	36	45
2,50	54	51	42	39	50			44		50	49	38	35	46	40	45
3,00	60	60	42	32	29			41		52	45	36	35	35	41	42
3,50	65	60	54	53	51			55	56	49	57	34	40	51	35	51
4,00	53	51	57	57	47					45	58	36	45	51	39	49
4,50	53	51	60	55	51					47	45	36	46	51	50	50

Límite Plástico

Prof.	SE1	SE2	H51	H52	H53	NE1	NE2	NE3	H34	H71	H72	H73	H74	H75	H76	Prom.
0,00	20	21	19	21	17	21	21	20		20	17	17	18	17	20	19
0,50	25	26	20	22	21	23	22	24	23	21	19	18	19	22	21	22
1,00	25	24	25	24	23		24	22	24	23	24	21	20	22	22	23
1,50	24	23	22	23	23		24	24	23	24	24	22	20	23	21	23
2,00	24	23	23	22	22			23		23	24	22	20	23	21	22
2,50	24	23	21	21	24			23		24	23	21	20	23	21	22
3,00	25	25	22	18	18			21		24	23	20	20	20	21	21
3,50	25	25	24	24	24			24	24	23	25	19	21	24	20	23
4,00	23	24	24	24	23					23	25	20	22	24	21	23
4,50	23	24	25	24	24					23	23	21	23	24	23	23

Índice de Plasticidad

Prof.	LL	LP	IP
0,00	34	19	14
0,50	44	22	23
1,00	49	23	26
1,50	47	23	24
2,00	45	22	22
2,50	45	22	23
3,00	42	21	21
3,50	51	23	27
4,00	49	23	26
4,50	50	23	26

Tabla N°14: Promedio de propiedades.

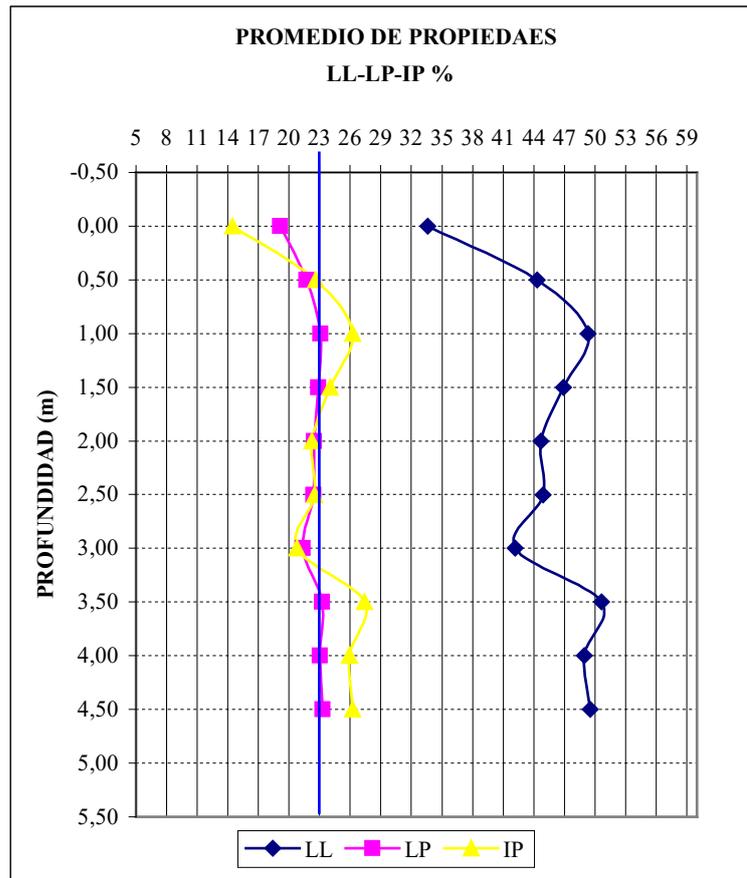


Figura N°42: Perfil promedio de propiedades.

5.2. El prototipo, la instrumentación y el programa de mediciones.

El prototipo se proyectó de manera tal de simular en escala real una construcción económica típica, especialmente considerando las dimensiones en planta y el efecto sombra de la cubierta. Para evaluar el comportamiento bajo cargas de mamposterías se construyó un sector con paredes de 2,00 metros de altura.

La instrumentación se diseñó para realizar controles periódicos de niveles en superficie, internos y externos al área cubierta, y a diferentes profundidades, y controles de humedad desde la superficie hasta los 4,50 metros de profundidad, también bajo el área cubierta y en el exterior.

5.2.1. El prototipo.

Para la construcción del prototipo se siguieron los lineamientos generales que se emplean habitualmente en este tipo de construcciones:

- Desmonte de la capa superior con fuerte concentración orgánica en un espesor del orden de los 15,00 cm.
- Aporte de suelo de plasticidad media y compactación adecuada.

- Construcción de platea de 7,00 cm de espesor uniforme y malla electrosoldada de hierro de 4,2 mm en trama de 15,00 x 15,00 cm al eje de la sección.
- Construcción de módulo de mampostería y columnas para cubierta.
- Cubierta con media sombra.

Las *fotografías N°4 y N°5* muestran los trabajos de desmonte, relleno y compactación realizados en octubre de 2001.



Fotografía N°4: Desmonte capa orgánica.



Fotografía N°5: Relleno y compactación.

Las *fotografías N°6 y N°7* fueron tomadas al momento del montaje de las armaduras y al finalizar las tareas de hormigonado el 20 de Octubre de 2001.



Fotografía N°6: Montaje de armaduras.



Fotografía N°7: Placa hormigonada.

Luego de concluida la placa de fundación se construyó el módulo de mampostería en diciembre de 2001 (*fotografía N°8*) y finalmente se cubrió toda la superficie con media sombra para simular el efecto de una cubierta liviana (*fotografía N°9*).



Fotografía N°8: Mampostería y columnas.



Fotografía N°9: Media sombra.

5.2.2. Control de niveles.

Para el control periódico de niveles se instalaron los siguientes dispositivos:

- Punto fijo a profundidad de estabilidad volumétrica.
- Puntos en platea en cuadrícula ordenada regular.
- Puntos en el exterior, perimetrales y a diferentes distancias del borde de platea.
- Placas en profundidad.

5.2.2.1. Punto fijo.

El punto fijo para referenciar todos los controles fue construido a partir del montaje de una varilla engrasada de hierro liso de 16 mm de diámetro dentro de un buje de 17 mm de diámetro interior. La varilla se insertó a 6,00 metros de profundidad (en limos arenosos) protegida en todo su desarrollo por una camisa de PVC de 75,00 mm de diámetro colocada a presión dentro del pozo previamente excavado. Las fotografías N°10 y N°11 muestran el dispositivo en ejecución y terminado.



Fotografía N°10: Montaje de camisa para protección del punto fijo.



Fotografía N°11: Punto fijo concluido.

5.2.2.2. Niveles en superficie.

La figura N°43 corresponde a la distribución de los puntos para el control de niveles en superficie.

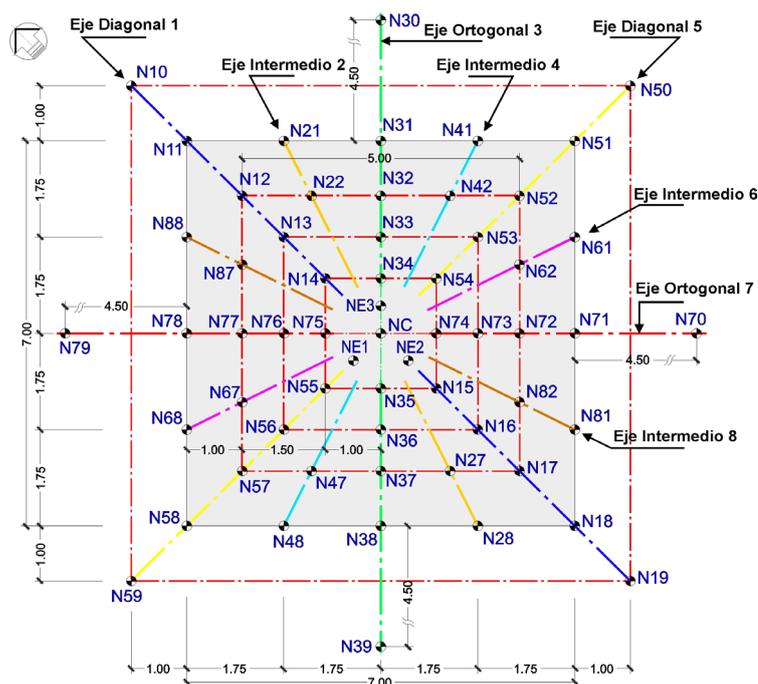


Figura N°43: Distribución de puntos para el control de niveles.

Los puntos sobre platea fueron materializados con tornillos y tacos de expansión y posteriormente pintados para su identificación (*fotografía N°12*). Los puntos externos perimetrales se construyeron con placas cuadradas de hormigón y micropilotes cor-

tos que aseguraban un adecuado acompañamiento aún cuando se produjeran agrietamientos marcados en superficie (*fotografía N°13*).



Fotografía N°12: Puntos de nivelación en platea.



Fotografía N°13: Puntos de nivelación externos antes de su hormigonado.

5.2.2.3. Niveles a diferentes profundidades.

A efectos de poder diferenciar los movimientos asociados a diferentes estratos, se instalaron placas a tres profundidades en la zona central de la platea. Los puntos, denominados NE1, NE2 y NE3 (*figura N°43*), se materializaron a 0,75, 1,50 y 3,60 metros de profundidad respectivamente. La *fotografía N°14* muestra la construcción de uno de los dispositivos.



Fotografía N°14: Construcción puntos de nivelación en profundidad.

5.2.2.4. El programa de nivelación.

El programa de nivelaciones se fue configurando a lo largo del año de experimentación considerando dos aspectos principales, por un lado mantener una secuencia aproximadamente regular, y por el otro acompañar situaciones climáticas extremas.

De este modo las nivelaciones fueron practicadas según el siguiente detalle:

Niv. N°	Fecha	Intervalo de tiempo	Observaciones
1	10.11.01	-	Origen puntos sobre platea
2	14.11.01	-	Origen puntos externos
3	17.11.01	-	Control movimientos por cambios térmicos
4	17.11.01	10 horas	Control movimientos por cambios térmicos
5	23.11.01	-	Control movimientos por cambios térmicos
6	24.11.01	15 horas	Control movimientos por cambios térmicos
7	07.01.02	59	Días respecto nivelación de origen
8	27.02.02	51	Días respecto nivelación anterior
9	26.04.02	58	Días respecto nivelación anterior
10	28.06.02	63	Días respecto nivelación anterior
11	26.08.02	59	Días respecto nivelación anterior
12	11.10.02	46	Días respecto nivelación anterior
13	22.11.02	42	Días respecto nivelación anterior
14	13.12.02	21	Días respecto nivelación anterior

5.2.3. Control de humedades.

5.2.3.1. Pautas de diseño de la instrumentación.

Para el control periódico de la variación de humedad se establecieron las siguientes pautas:

- Incluir puntos dentro y fuera del área cubierta.
- Dentro del área cubierta considerar diferentes posiciones relativas respecto del borde.
- Registrar datos de diferentes orientaciones en forma simultánea.
- Separación de los sondeos para evitar fuerte alteración del suelo natural.
- Simular las condiciones naturales previas en el sellado de los pozos.

A efectos de cumplimentar las pautas establecidas se diseñó una cuadrícula de control (*figura N°44*) en la que se distinguen ejes numerados del 1 al 8 que nacen en el exterior, cruzan por el centro de la platea y terminan al otro lado en el exterior nuevamente. En cada control de humedad se utilizó un eje completo, es decir, a lo largo del año

de observación se fue rotando y siempre obteniendo puntos externos e internos con distintas orientaciones. Con esta metodología se logró distanciar los puntos entre sí, aunque se dificultó la interpretación vinculada a la orientación.

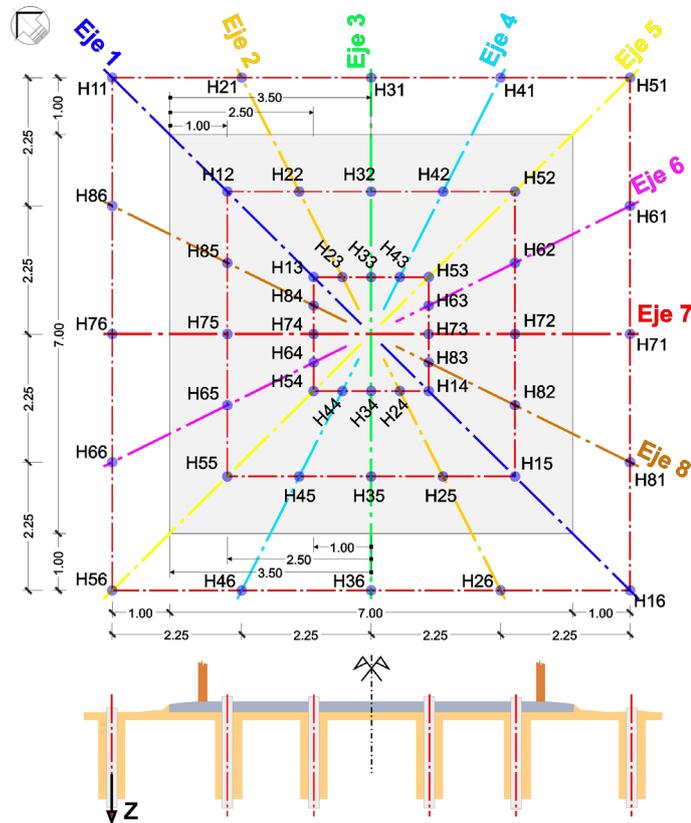


Figura N°44: Cuadrícula de control de humedades.

Las fotografías N°15 y N°16 muestran la disposición de las aberturas previstas en el hormigonado de la platea y las tareas de sondaje para extracción de muestras y posterior control de humedad.



Fotografía N°15: Aberturas previstas en el hormigonado de platea.



Fotografía N°16: Extracción de muestras para control de humedad.

Antes del hormigonado de la platea se colocaron caños de PVC de 100 mm de diámetro como vías de ingreso de los futuros sondeos. Los mismos fueron sellados con tapas herméticas y adhesivos siliconados para evitar condensación y alteración de la humedad.

Los sondeos en cada eje fueron ejecutados con palas barrenos manuales, obteniéndose muestras secuenciales cada 50 cm. El material que se retiraba fue dispuesto en bolsas de polietileno y ordenado estratigráficamente para volver a colocarlo al finalizar la perforación. El suelo se incorporó previo desmenuzando manual dentro de las bolsas de polietileno, con mínima pérdida de humedad, en espesores pequeños y con compactación. Como restitución del material faltante (separado para laboratorio) se incorporó suelo externo de propiedades y tenor de humedad similares.

5.2.3.2. El programa de control.

De la misma forma que en el caso de las nivelaciones, los controles de humedad se ajustaron con el avance de los estudios según se consideraba adecuado, teniendo en cuenta el comportamiento del clima, fundamentalmente períodos de lluvias o secas extensos. El cronograma final se ajusta al siguiente cuadro resumen y la *figura N°45*.

eje N° / control	Fecha	Días desde control anterior
5	06.11.01	-
6	27.12.01	50
7	22.02.02	57
8	16.05.02	83
1	26.06.02	41
2	06.08.02	41
3	10.10.02	65
4	11.12.02	62

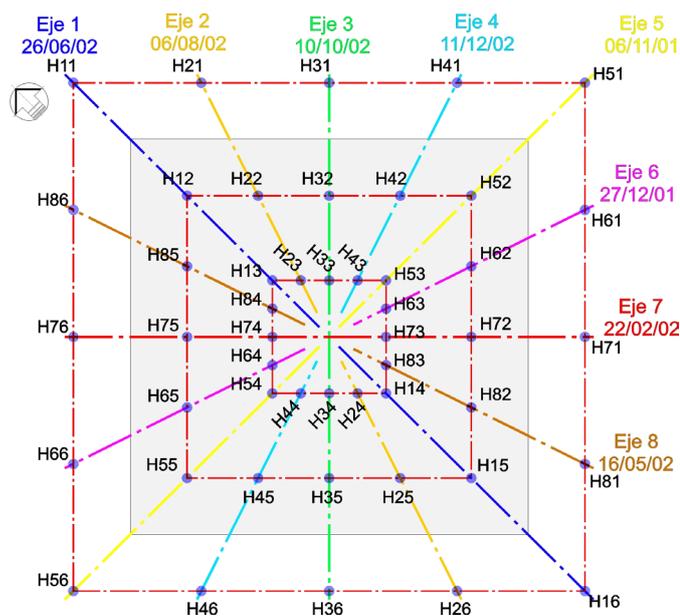


Figura N°45: Cuadrícula de control de humedades (cronograma de mediciones).

5.2.4. Control de precipitaciones.

Junto al prototipo de estudio se instaló un pluviómetro para el control de las precipitaciones, que si bien no respetó las normas generales para su instalación (en particular su distancia a los árboles), representaba con mayor exactitud la realidad del sector en estudio.

La *fotografía N°17* muestra el pluviómetro colocado y su ubicación respecto el prototipo y el entorno general.



Fotografía N°17: Pluviómetro en local de estudio.

Para completar los datos climáticos se solicitó información de la Estación Meteorológica de la UNNE – Facultad de Ingeniería – Departamento de Hidráulica, de manera tal de conformar la estadística climática de los últimos años en general, y evaluar la relación precipitación – evaporación durante el período de estudio en particular.

5.3. Resultados de los controles de niveles.

Las primeras nivelaciones a muy corto plazo (cuatro en el mes de noviembre de 2001) se realizaron a los efectos de analizar la componente térmica en el movimiento del sistema. Luego de este análisis se continuaron con los controles periódicos de mediano y largo plazo para la evaluación de los movimientos vinculados a las variaciones volumétricas de los suelos.

5.3.1. Movimientos por causas térmicas.

Las nivelaciones para la apreciación del comportamiento térmico se ordenaron según el siguiente detalle:

Nivelación N°	Fecha	Tipo	T° (°C)	Δt° (°C) r/origen	Δt° (°C) r/anterior
1	10.11.01	de origen	28°	-	-
3	17.11.01	análisis térmico	18°	-10°	-10°
4	17.11.01	análisis térmico	23°	-5°	+5°
5	23.11.01	análisis térmico	37°	+9°	+14°
6	24.11.01	análisis térmico	24°	-4°	-13°

Las figuras N°46 y N°47 resumen los datos obtenidos en los ejes diagonales de nivelación 1 y 5.

COMPORTAMIENTO TERMICO EJE DIAGONAL 1

ORDEN		'10/11	'17/11	'17/11	'23/11	'24/11
1,0	N11	0,0	0,5	1,0	0,5	1,5
5,0	NC	0,0	-1,0	-0,5	-0,5	0,0
9,0	N18	0,0	0,5	1,5	0,0	1,5

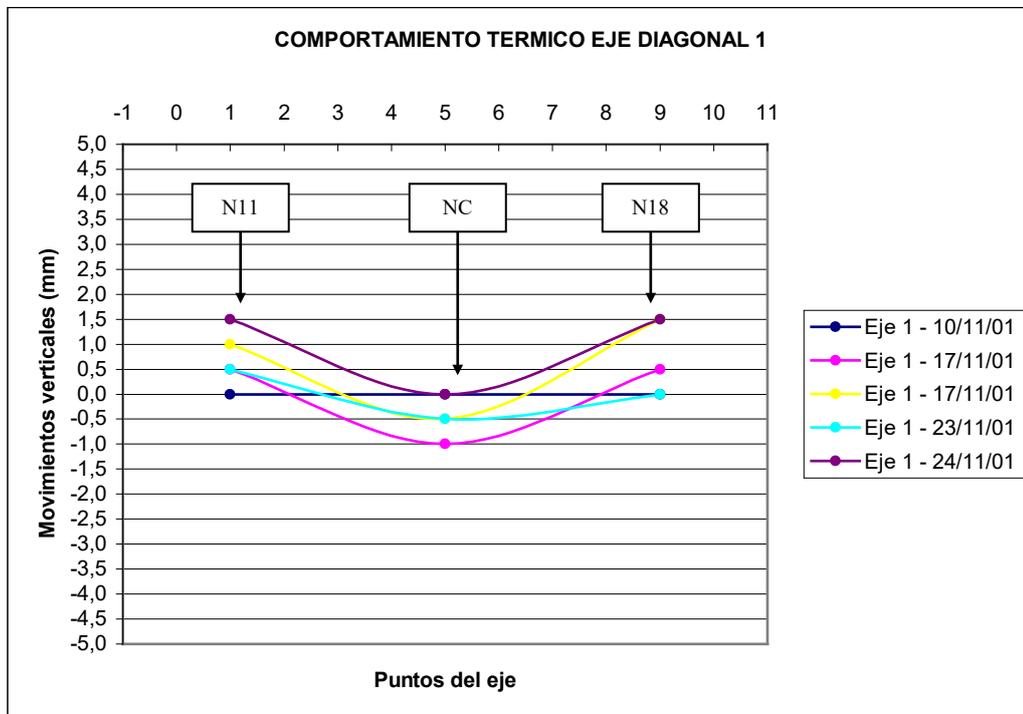


Figura N°46: Nivelaciones para control de movimientos por causas térmicas sobre eje diagonal 1.

COMPORTAMIENTO TERMICO EJE DIAGONAL 5

ORDEN		'10/11	'17/11	'17/11	'23/11	'24/11
1,0	N51	0,0	0,0	1,0	0,0	0,5
5,0	NC	0,0	-1,0	-0,5	-0,5	0,0
9,0	N58	0,0	1,0	2,0	0,5	1,5

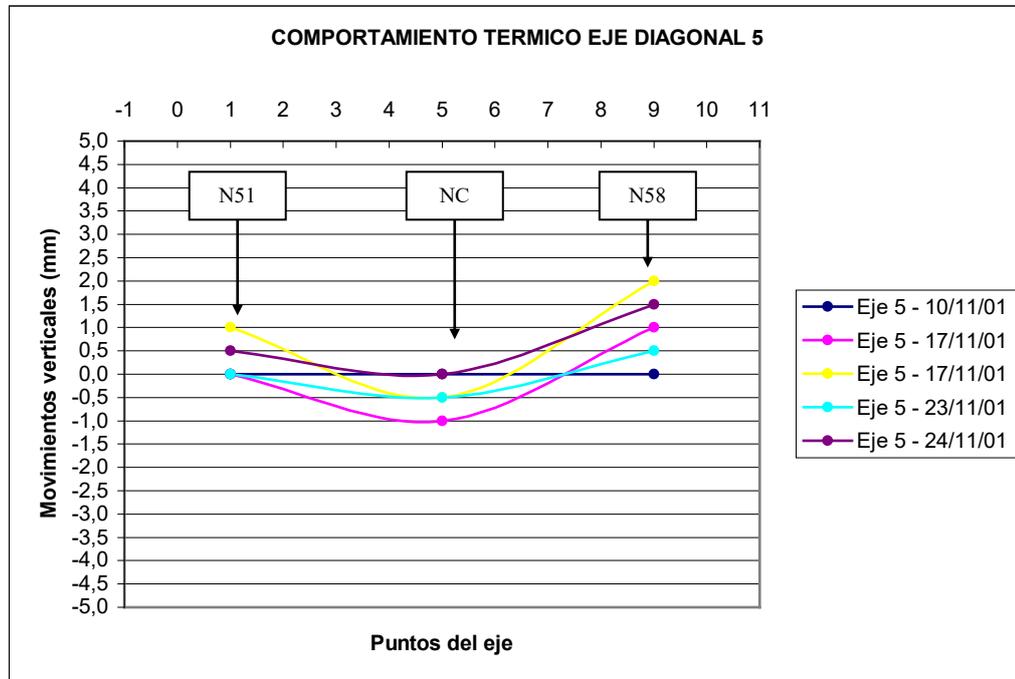


Figura N°47: Nivelaciones para control de movimientos por causas térmicas sobre eje diagonal 5.

La nivelación N°3 (17/11/01) con un descenso de temperatura respecto de la original de 10° muestra descenso del centro y ascensos en general en las esquinas, es decir contracción del hormigón de platea. En la nivelación N°4 la temperatura se incrementa respecto de la anterior pero continua por debajo de la original, la configuración de la deformada es similar al caso anterior. En la nivelación N°5 (23/11/01) la temperatura se incrementa y la deformada de los ejes diagonales se invierte, descendiendo los extremos y tendiendo hacia la configuración original. Finalmente en la nivelación N°6 la temperatura vuelve a disminuir, levemente respecto el origen pero marcadamente respecto la anterior, con un nuevo y claro ascenso de las esquinas que inclusive arrastra la zona central.

La *figura N° 48* ilustra el análisis realizado, graficando el comportamiento de cada una de las esquinas a lo largo de las cuatro nivelaciones de evaluación térmica.

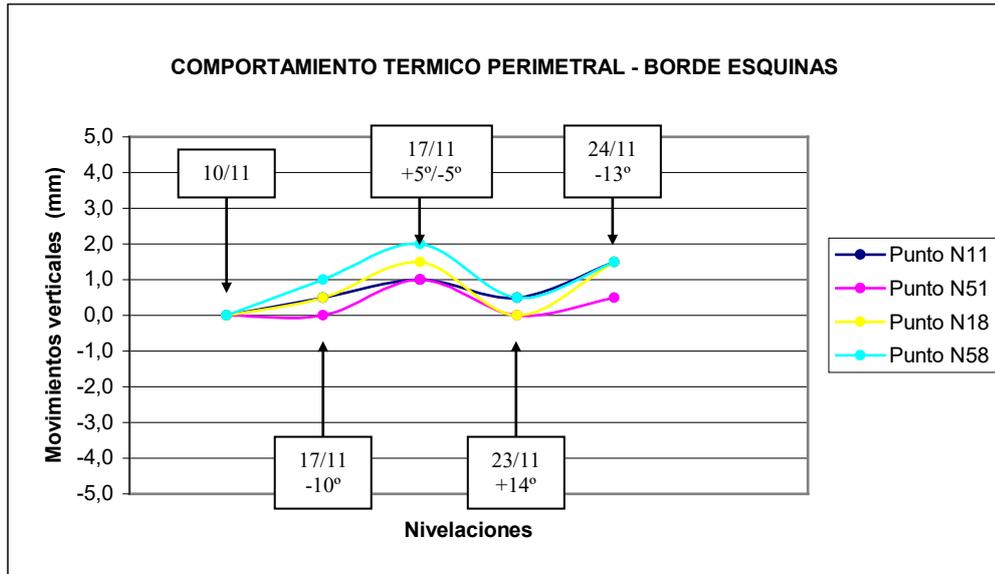


Figura N°48: Comportamiento térmico de las esquinas.

Un análisis similar puede realizarse con los ejes de nivelación ortogonales, ejes 3 y 7. Las figuras N°49 y N°50 resumen los datos obtenidos en dichos ejes ortogonales.

COMPORTAMIENTO TERMICO EJE ORTOGONAL 3

ORDEN		'10/11	'17/11	'17/11	'23/11	'24/11
1,0	N31	0,0	-1,0	0,0	-0,5	0,0
5,0	NC	0,0	-1,0	-0,5	-0,5	0,0
9,0	N38	0,0			0,0	1,0

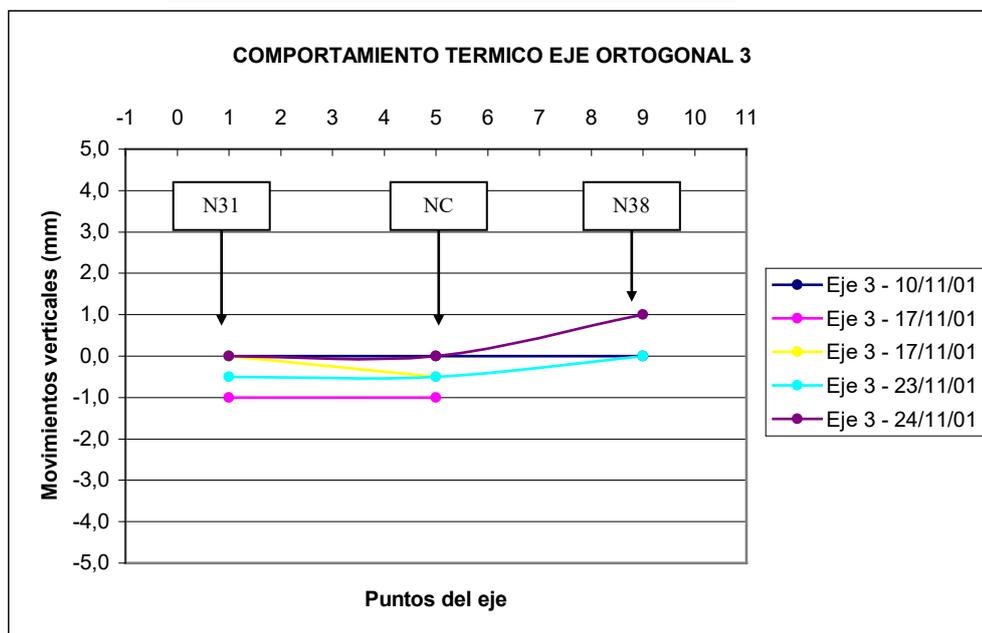


Figura N°49: Nivelaciones para control de movimientos por causas térmicas sobre eje ortogonal 3.

COMPORTAMIENTO TERMICO EJE ORTOGONAL 7

ORDEN		'10/11	'17/11	'17/11	'23/11	'24/11
1,0	N71	0,0	-1,0	0,0	-0,5	0,0
5,0	NC	0,0	-1,0	-0,5	-0,5	0,0
9,0	N78	0,0			0,0	1,0

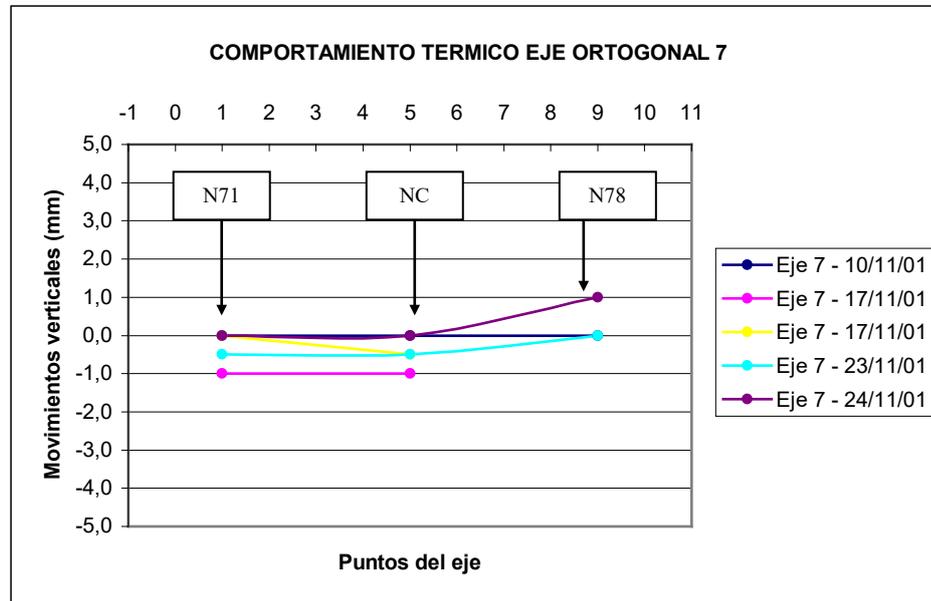


Figura N°50: Nivelaciones para control de movimientos por causas térmicas sobre eje ortogonal 7.

En la *figura N° 51* se grafica el comportamiento de cada una de los extremos de los ejes ortogonales a lo largo de las cuatro nivelaciones de la evaluación térmica.

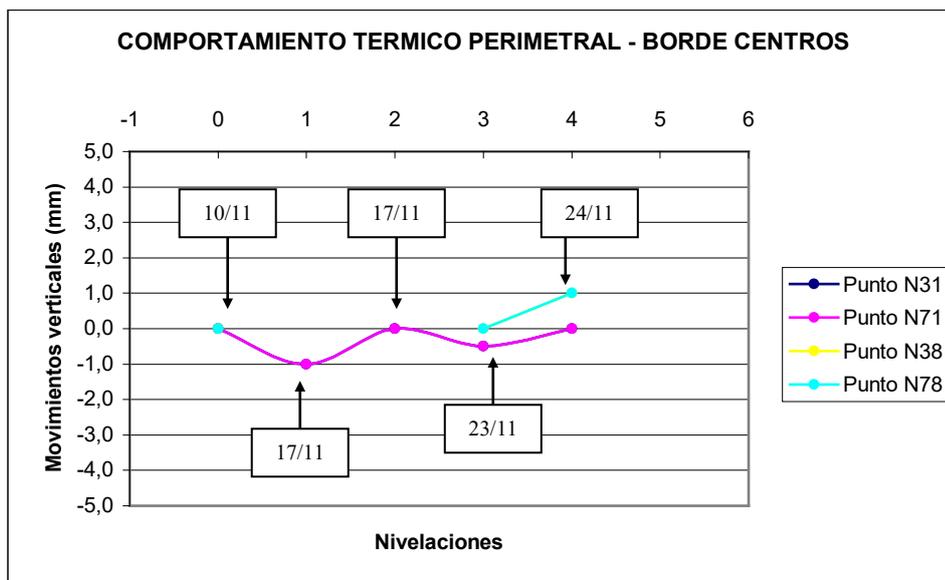


Figura N°51: Comportamiento térmico extremos ejes ortogonales.

Los extremos de los ejes ortogonales en el primer control térmico muestran un comportamiento inverso al de las esquinas (descienden), luego se observa levantamiento alcanzando la posición original seguramente asociado a un arrastre por parte de las esquinas con fuerte levantamiento en esta fecha. En las nivelaciones siguientes los movimientos relevados son pequeños y acompañan el comportamiento de las esquinas.

En general, considerando los ejes diagonales y ortogonales, el comportamiento es similar al de una placa de pavimento sometida a diferenciales térmicos, con levantamientos o descensos en las esquinas según la tendencia a la contracción o dilatación de la cara superior expuesta a la acción climática directa (los diferenciales son función del espesor de la placa).

Se relevaron levantamientos máximos del orden de los 2,00 mm en las esquinas y descensos centrales de 1,00 mm. La *tabla N°15* resume los diferenciales máximos relevados en una misma fecha, la distancia entre puntos y la distorsión angular asociada.

Puntos	Distancia L (m)	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	Δ/L	Δ/L
NC - 58	4,95	2,5	0,0005	1/2000
38 - 58	3,50	2,0	0,0006	1/1650
NC - 51 *	4,95	1,5	0,0003	1/3333
31 - 51 *	3,50	1,0	0,00029	1/3496

* Sector con carga de mampostería.

Tabla N°15: Diferenciales máximos y distorsiones angulares vinculadas a causas térmicas.

5.3.2. Movimientos por variaciones volumétricas del suelo subyacente.

5.3.2.1. Análisis movimientos verticales vs. puntos de platea.

Para el estudio del comportamiento del área cubierta y el perímetro exterior próximo, se analizaron las catorce nivelaciones detalladas en puntos anteriores. Las figuras que siguen muestran los datos obtenidos sobre la totalidad de los ejes, diagonales, ortogonales e intermedios.

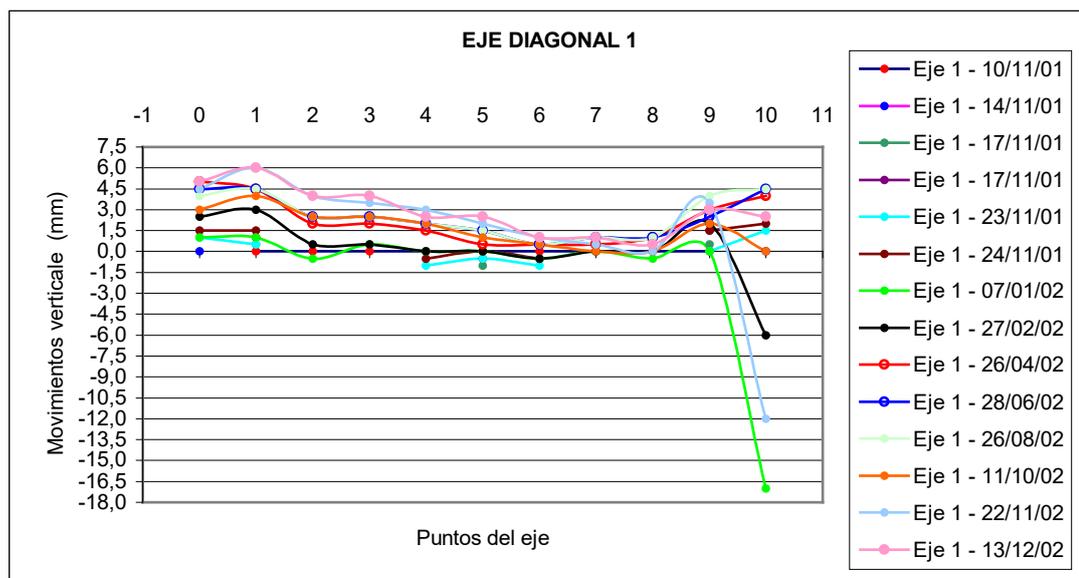


Figura N°52: Nivelaciones completas eje diagonal 1.

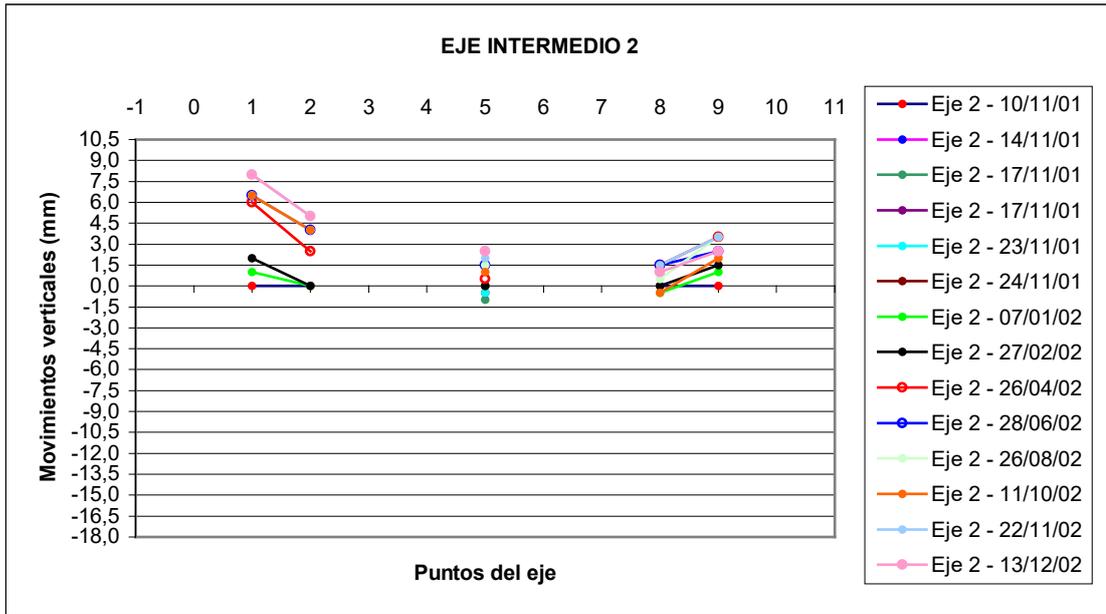


Figura N°53: Nivelaciones completas eje intermedio 2.

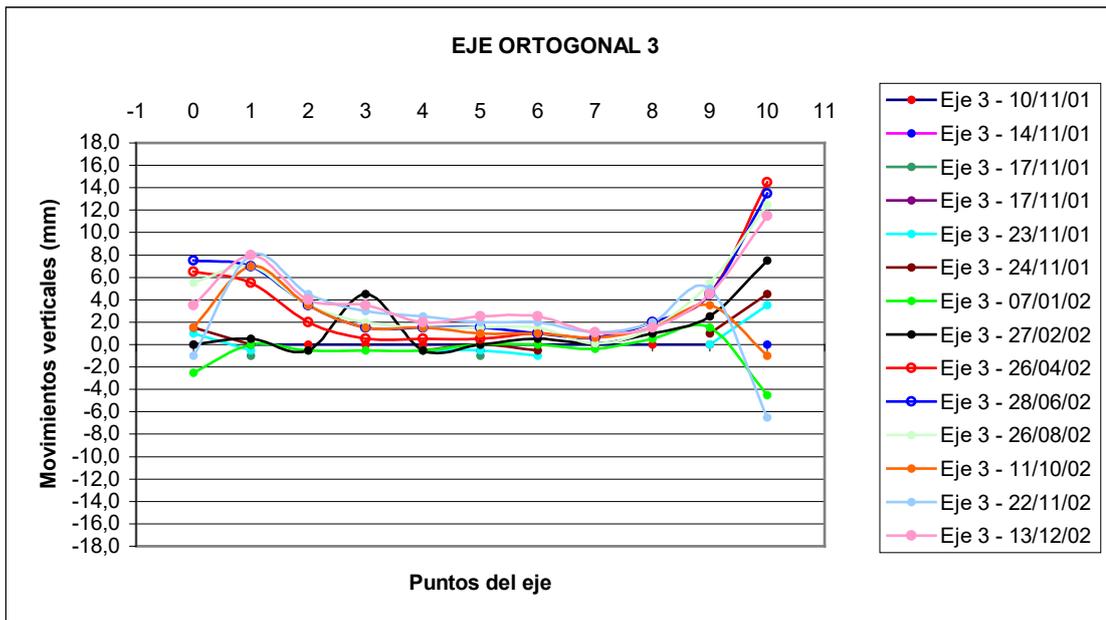


Figura N°54: Nivelaciones completas eje ortogonal 3.

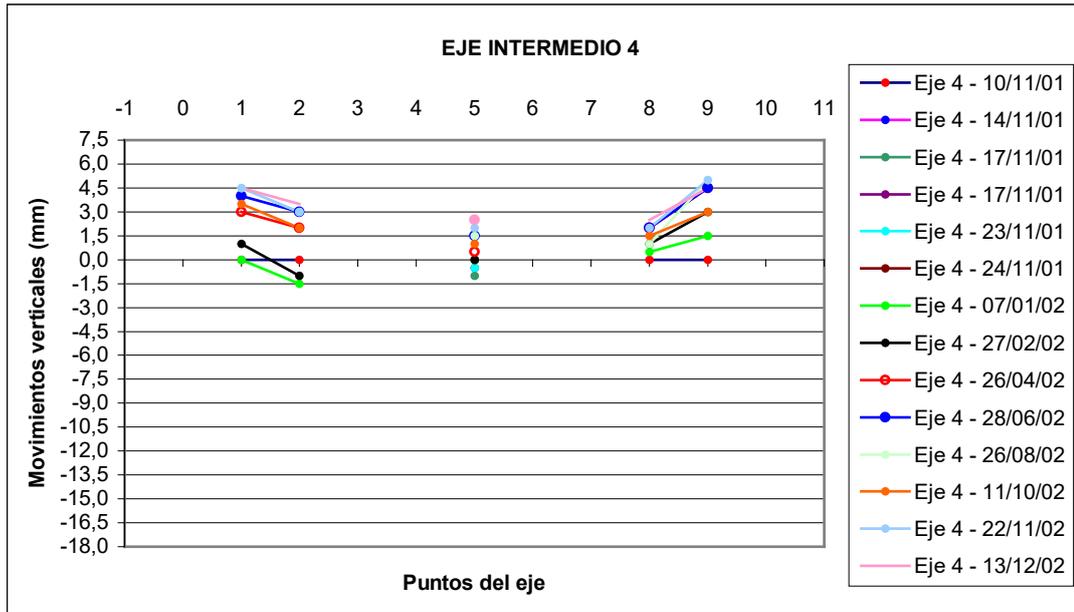


Figura N°55: Nivelaciones completas eje intermedio 4.

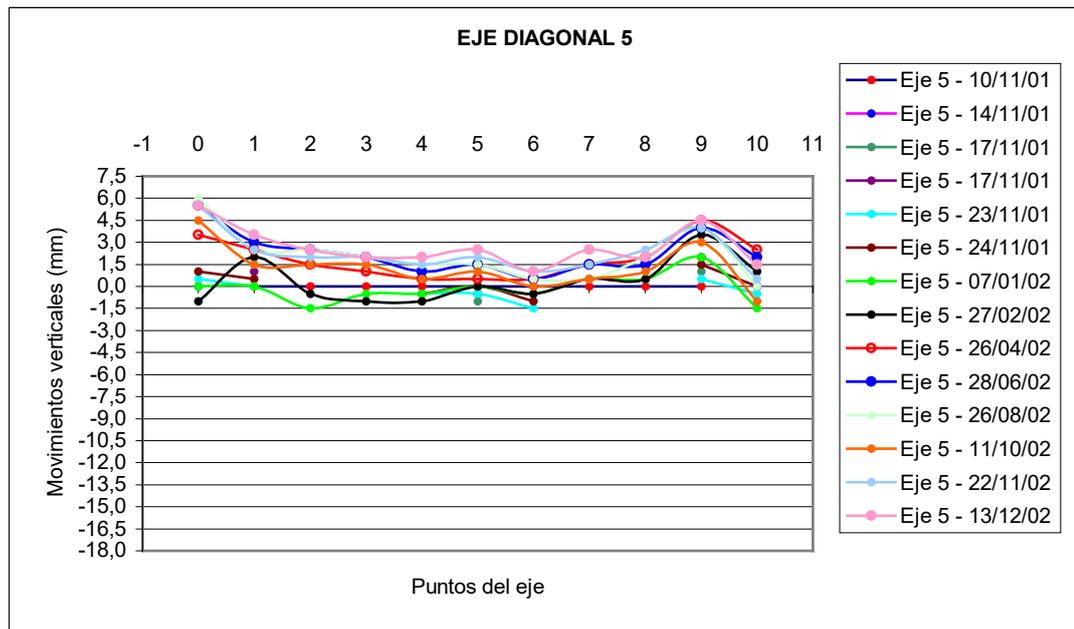


Figura N°56: Nivelaciones completas eje diagonal 5.

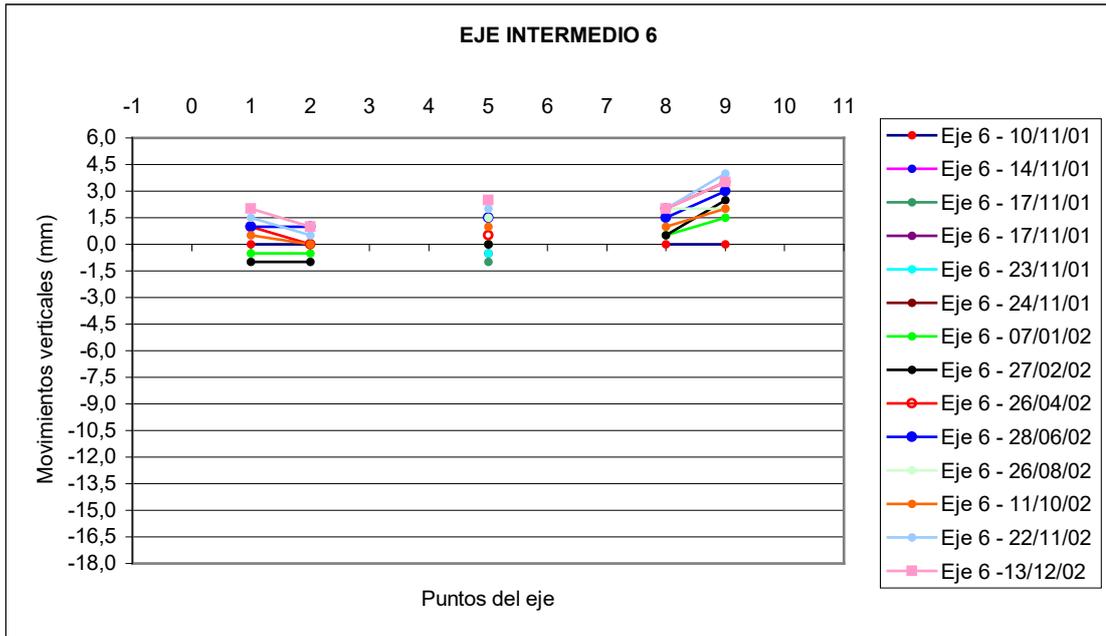


Figura N°57: Nivelaciones completas eje intermedio 6.

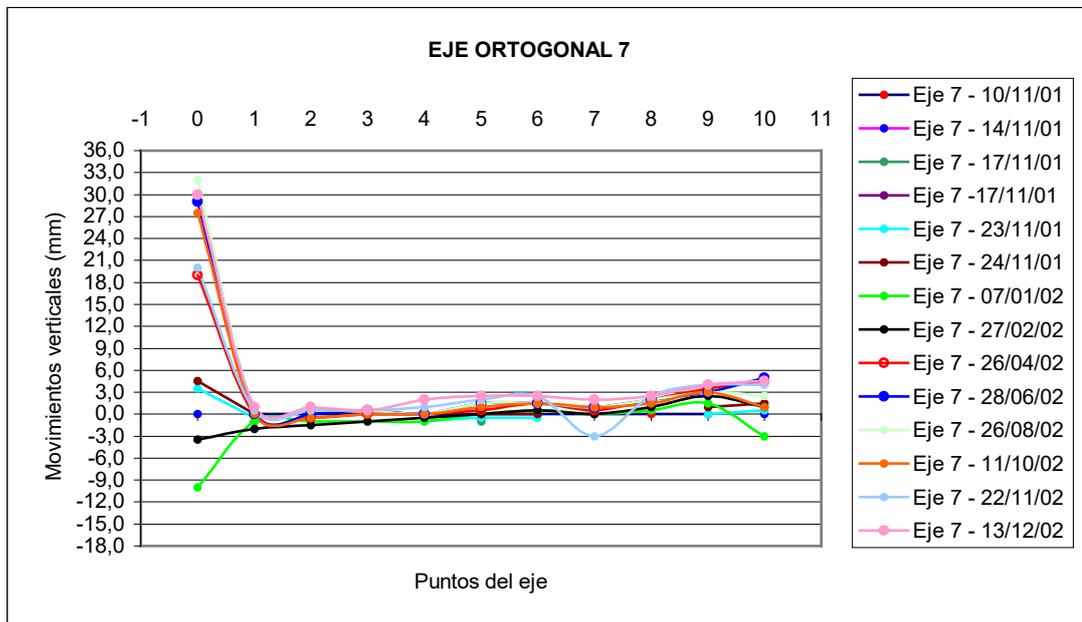


Figura N°58: Nivelaciones completas eje ortogonal 7.

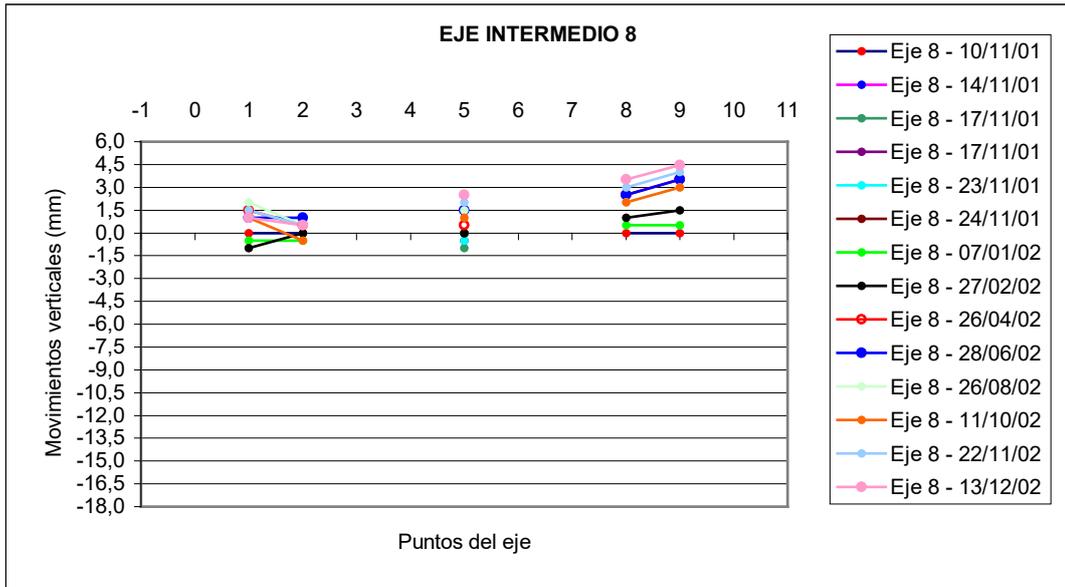
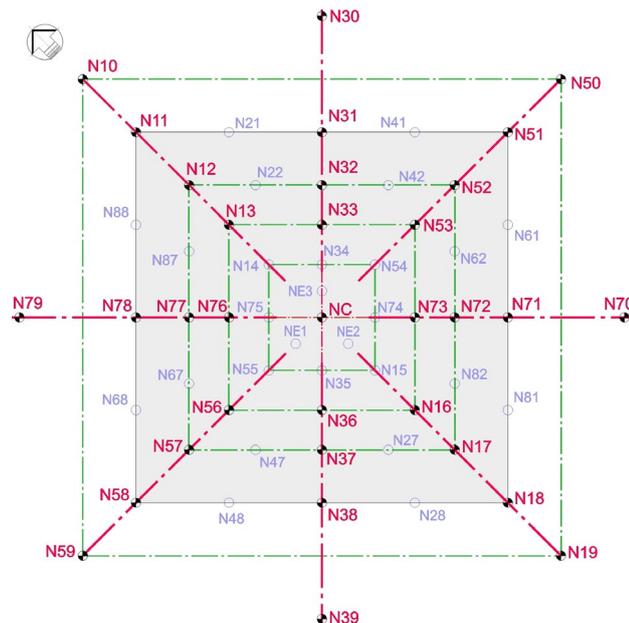


Figura N°59: Nivelaciones completas eje intermedio 8.

La interpretación y análisis de todos los ejes, con todos sus puntos y en cada una de las nivelaciones se hace dificultosa y puede llevar a confusiones. Un análisis general de las figuras N°52 a N°59 permite establecer el siguiente criterio de simplificación de datos:

- Eliminar los ejes intermedios 2, 4, 6 y 8.
- En cada eje ocultar puntos muy próximos, manteniendo el exterior, borde de platea, 1,00 metro hacia adentro desde el borde, intermedio de platea y centro.
- Ocultar las nivelaciones de muy corto plazo analizadas previamente.



La figura N°60 corresponde a los ejes y puntos seleccionados para el análisis de comportamiento.

Las gráficas resultantes de aplicar la simplificación se muestran en las figuras N°61 a N°64.

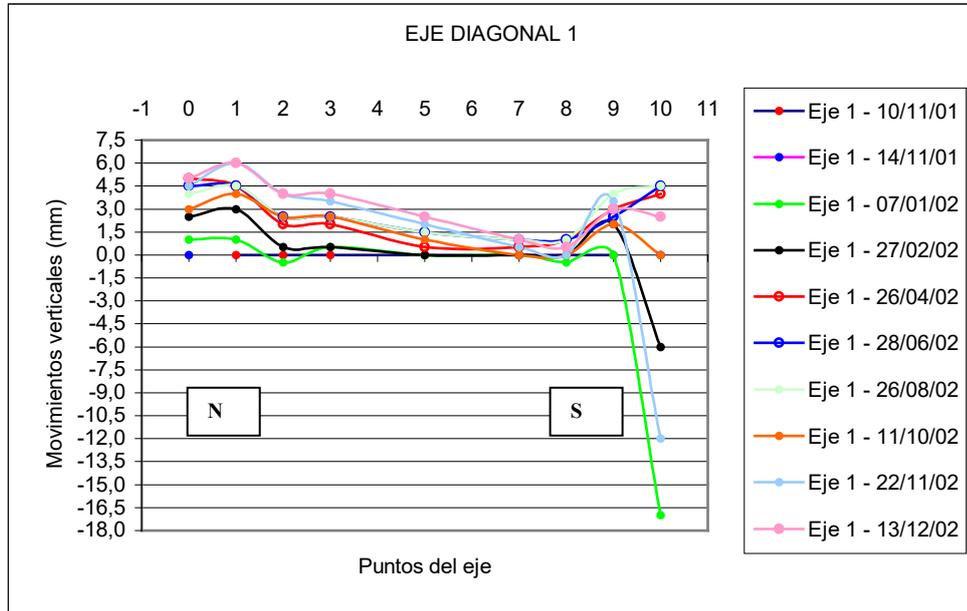


Figura N°61: Eje diagonal N°1 - simplificado.

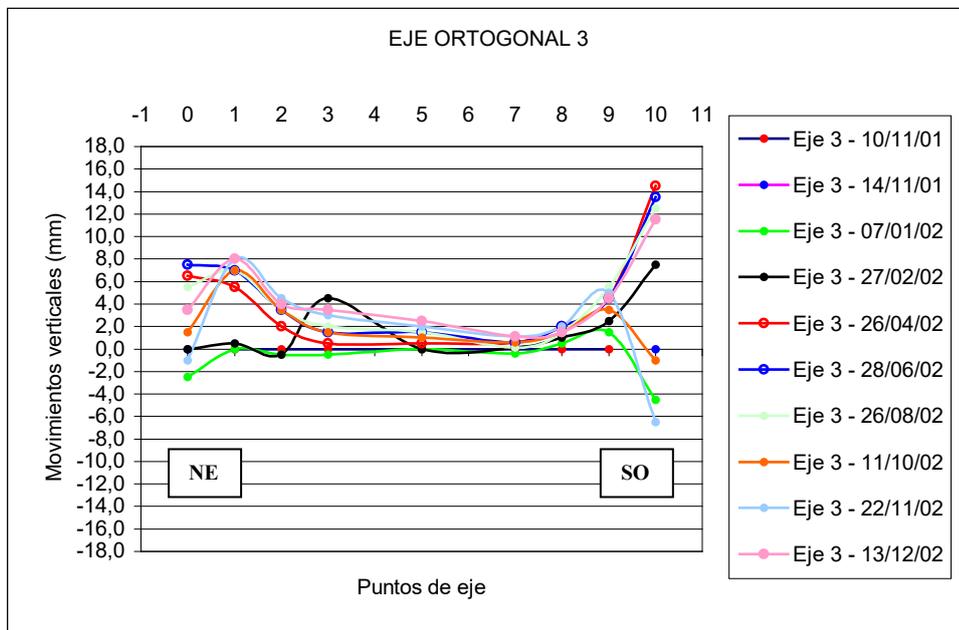


Figura N°62: Eje ortogonal N°3 - simplificado.

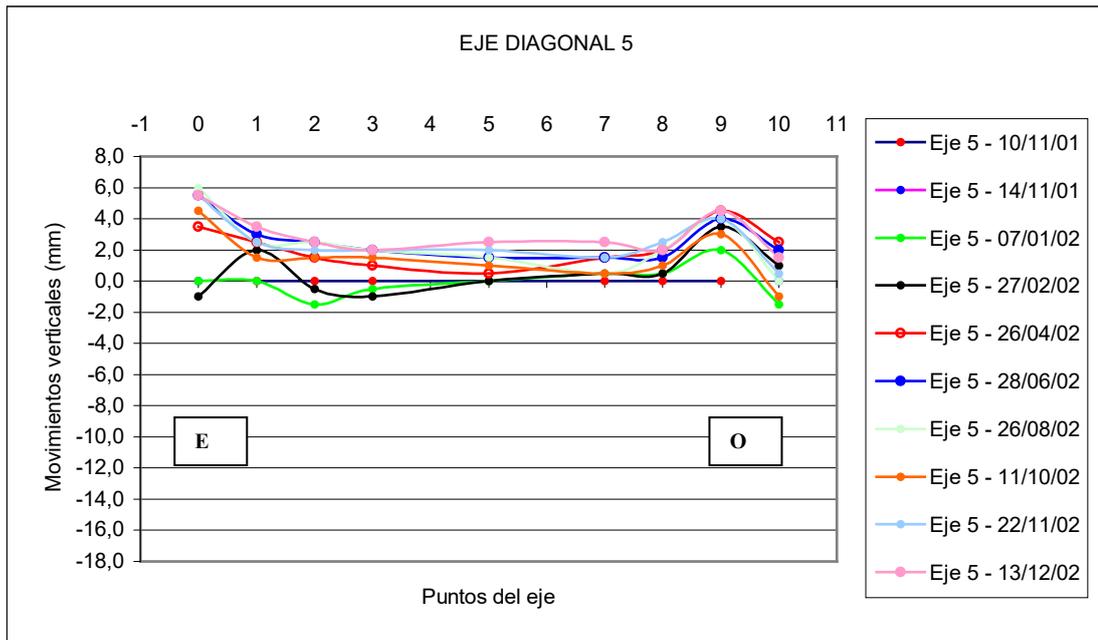


Figura N°63: Eje diagonal N°5 - simplificado.

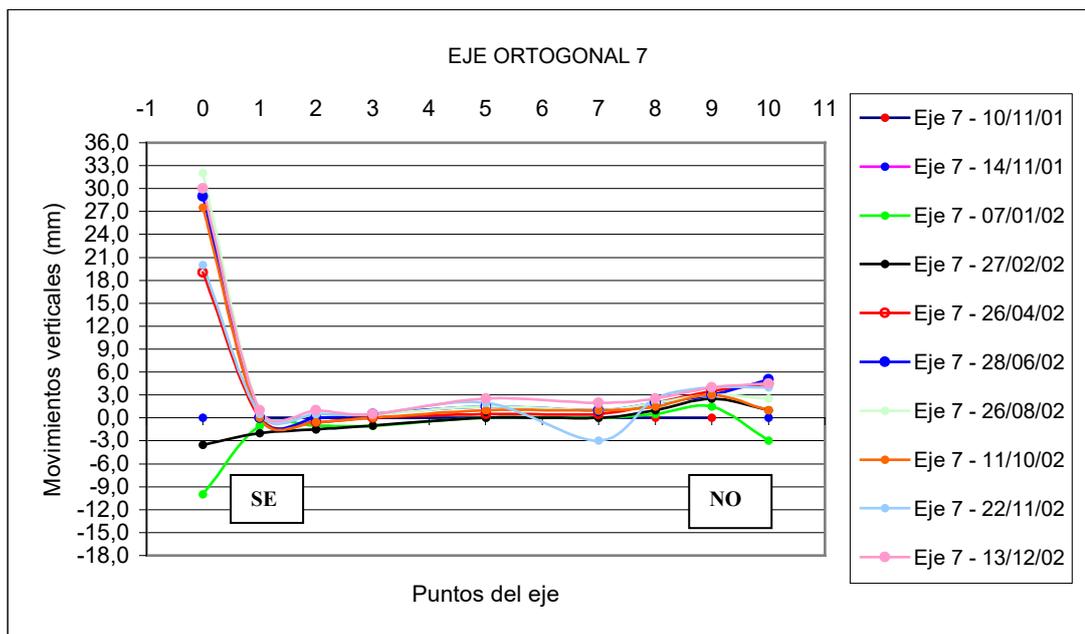


Figura N°64: Eje ortogonal N°7 - simplificado.

Las gráficas simplificadas de los ejes que cruzan de lado a lado el área cubierta permiten definir una tipología clara de comportamiento que se ajusta a los resultados obtenidos en experiencias similares en otras partes del mundo.

Los movimientos son máximos en el exterior y en el borde del área cubierta y se reducen hacia el interior, particularmente a partir del primer metro desde el borde.

El área cubierta comprendida dentro del perímetro definido por un anillo a 1,00 metro del borde (figura N°65) también sufre movimientos pero con una tendencia uniforme, las líneas de nivelación tienden a horizontalizarse y se minimizan las distorsiones.

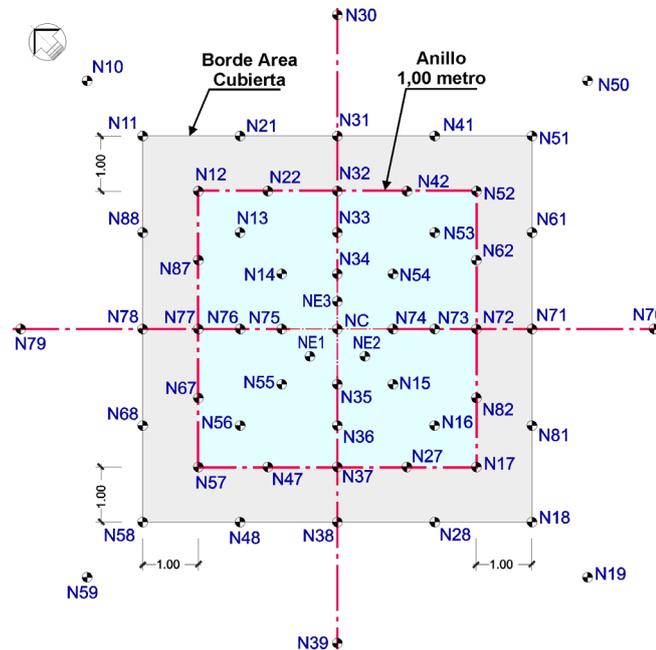
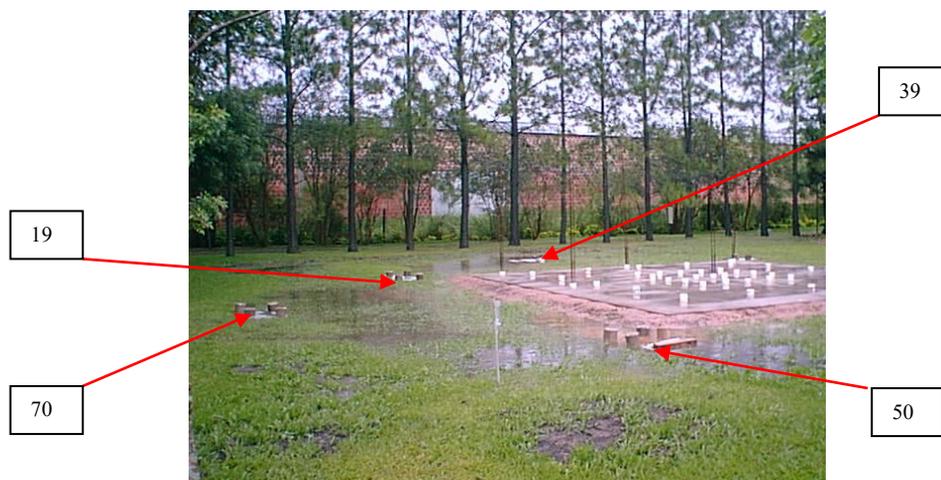


Figura N°65: Área comprendida dentro de un anillo a 1,00 metro del borde

El comportamiento extremo de los puntos exteriores al sur, sureste y suroeste (19-70-39), está asociado a los anegamientos del sector por sus condiciones topográficas naturales y a su proximidad a los árboles de mayor porte, ambos factores extreman las fluctuaciones de humedad. La *fotografía N°18* ilustra la situación del sector sur luego de una fuerte lluvia.

El punto N50, donde se produjo el mayor agrietamiento superficial y también sufrió anegamientos, presenta fluctuaciones verticales más atenuadas, comportamiento probablemente relacionado con los movimientos horizontales asociados al agrietamiento.



Fotografía N°18: Situación de anegamiento del sector sur del prototipo.

5.3.2.2. Análisis movimientos verticales vs. tiempo.

Hasta aquí el análisis se ha realizado sobre ejes que cruzan la platea, observándose el comportamiento relativo de puntos externos y puntos del área cubierta a diferentes distancias del borde.

Otra modalidad interesante para la evaluación es el estudio del comportamiento de todos los puntos externos por un lado, los de borde por otro lado, los ubicados a 1,00 metro del borde, y así hasta llegar al centro. En la *figura N°66* se presentan los anillos o grupos de estudio.

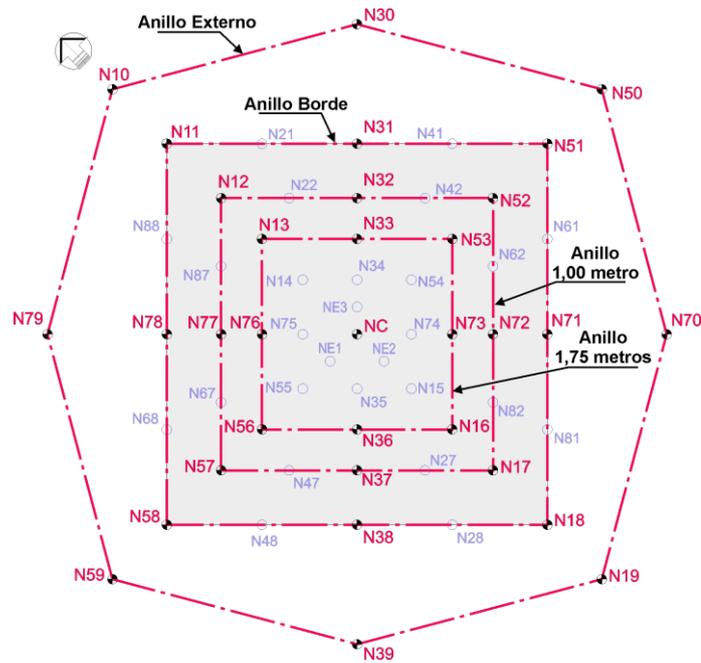


Figura N°66: Disposición de los grupos de estudio de niveles según su posición respecto al área cubierta.

Las *figuras N°67 a N°71* muestran el comportamiento de cada uno de los puntos de cada anillo a lo largo de las distintas nivelaciones.

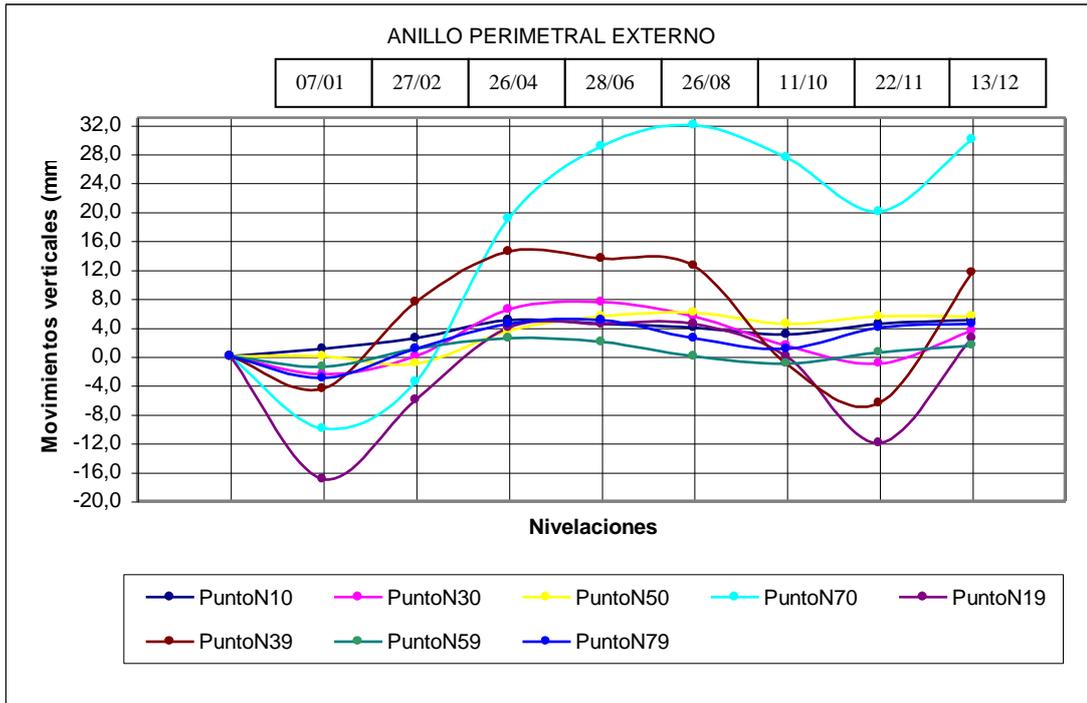


Figura N°67a: Comportamiento anillo perimetral externo.

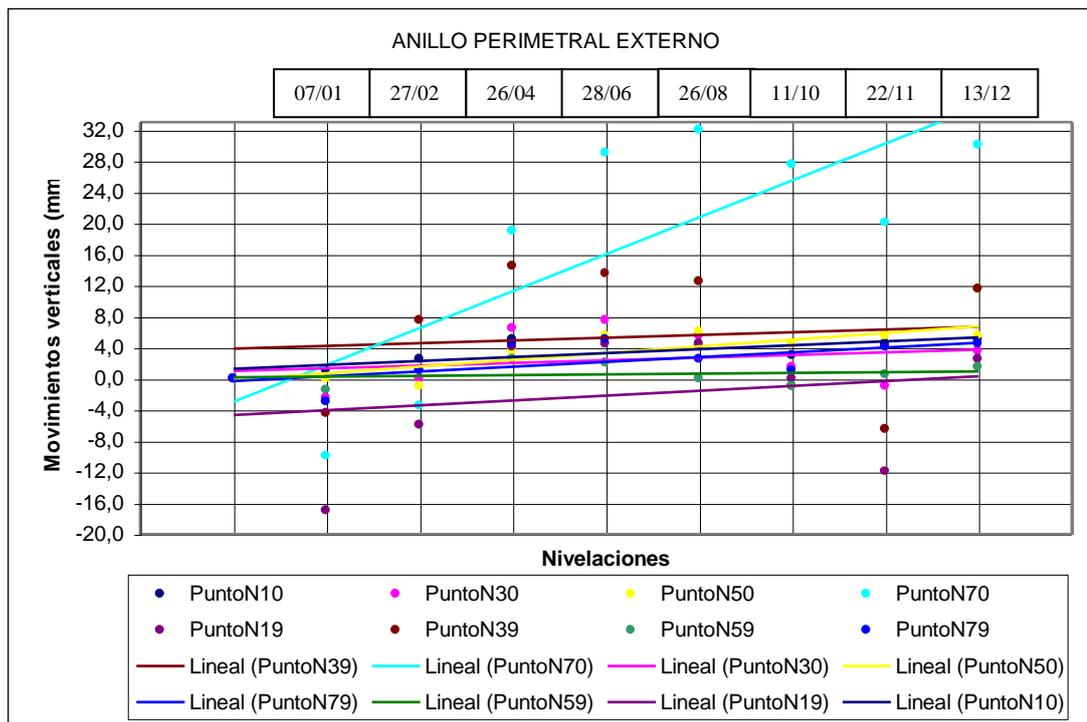


Figura N°67b: Comportamiento anillo perimetral externo. Tendencia.

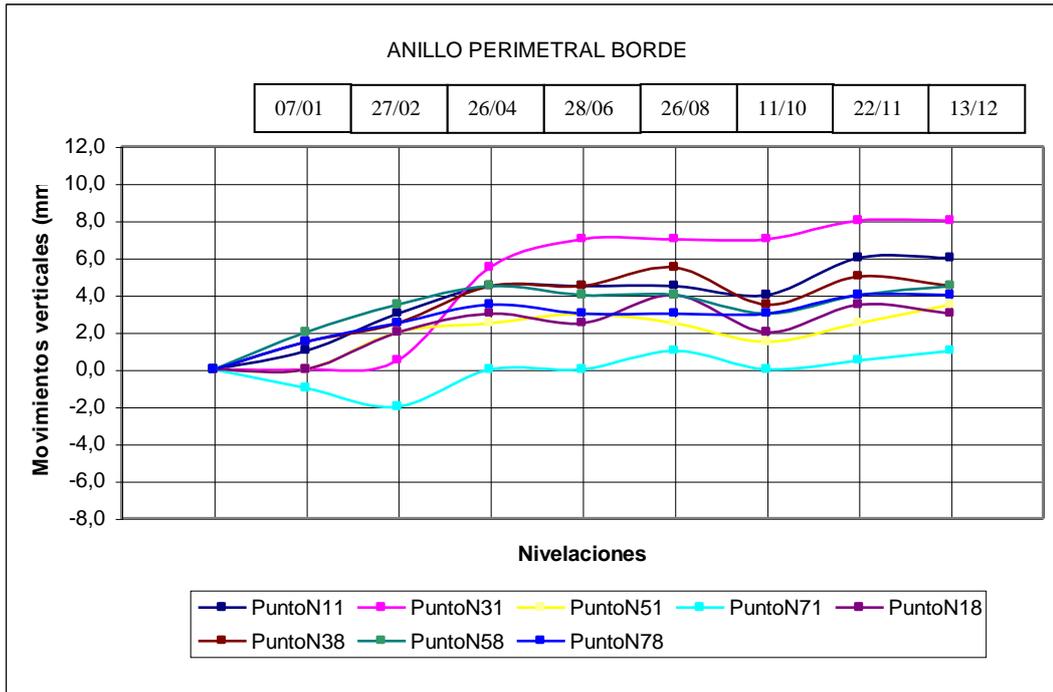


Figura N°68a: Comportamiento anillo perimetral borde.

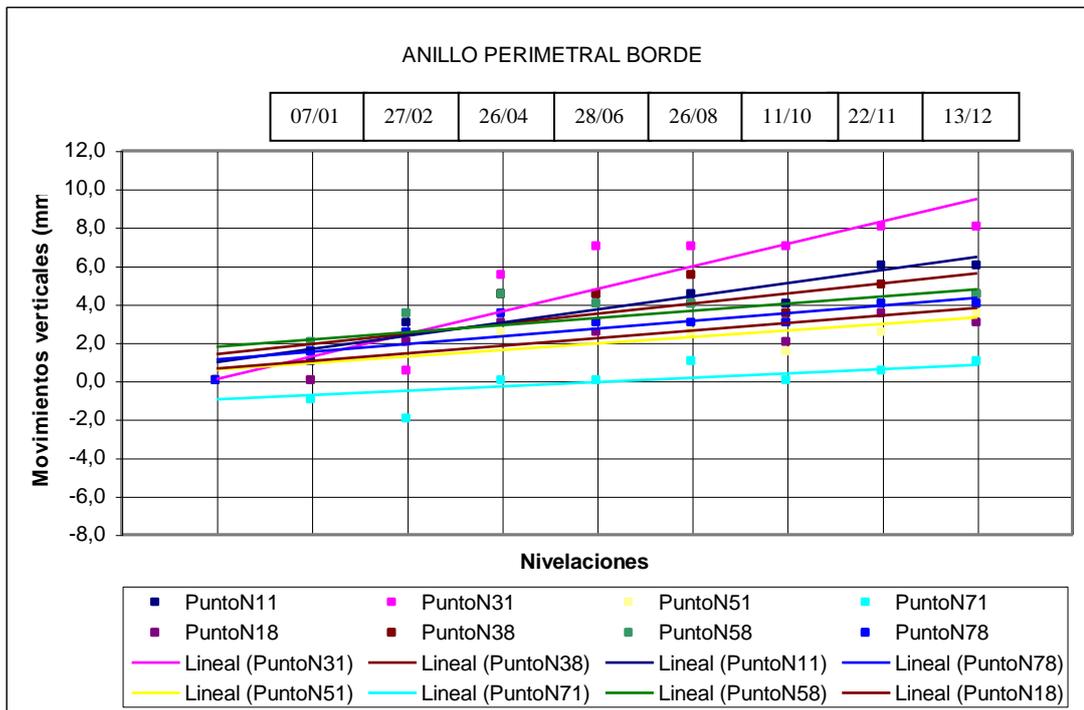


Figura N°68b: Comportamiento anillo perimetral borde. Tendencia.

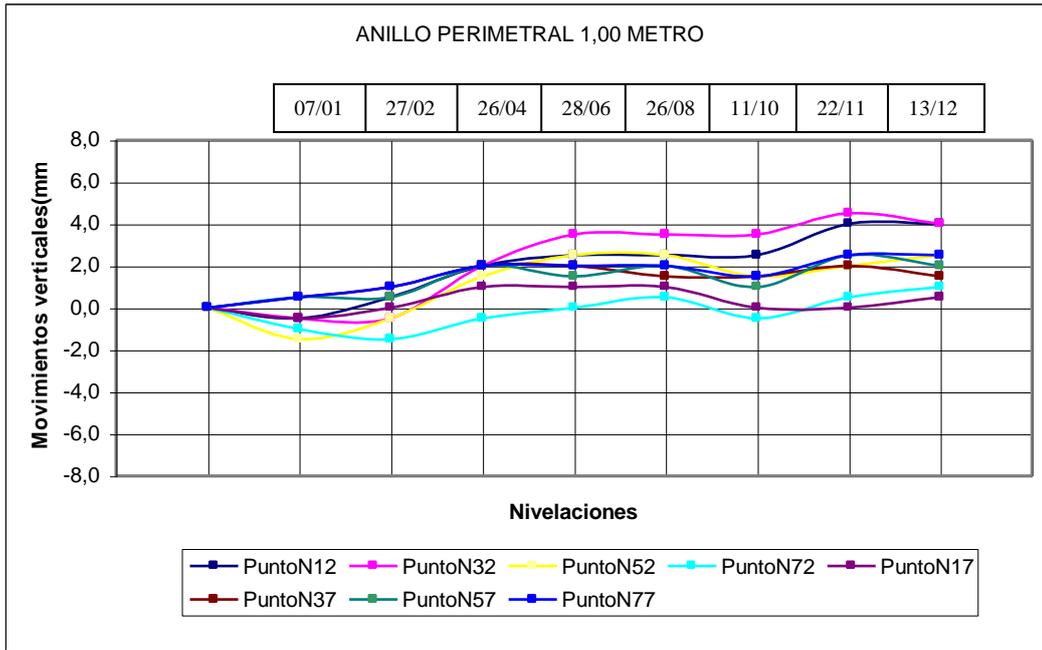


Figura N°69a: Comportamiento anillo perimetral 1,00 metro adentro.

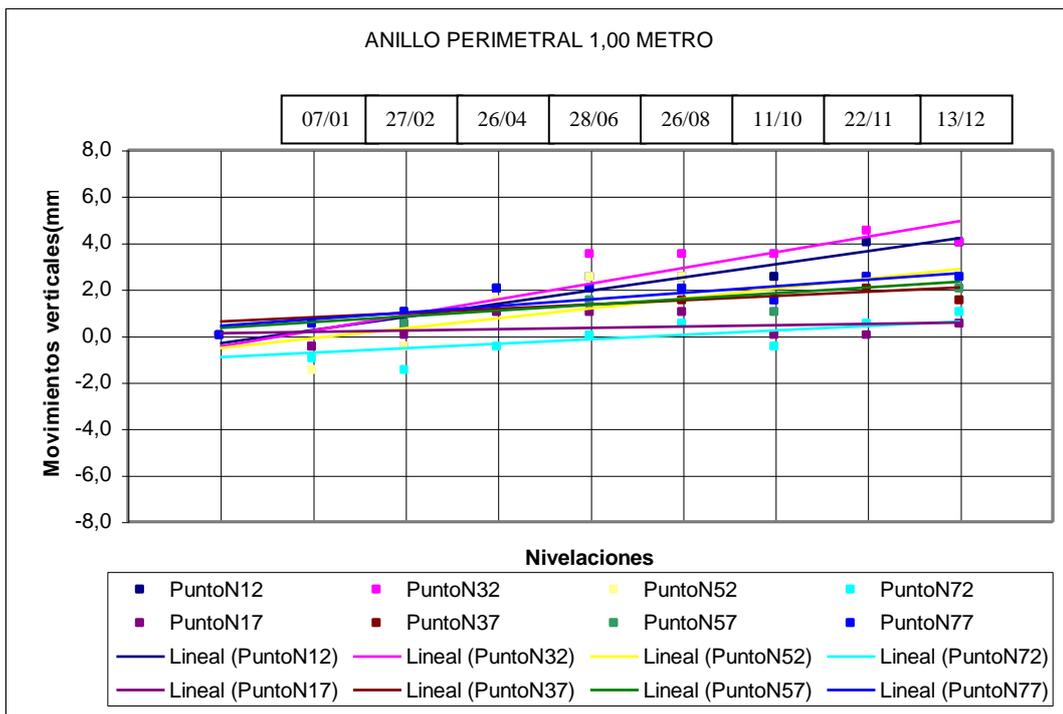


Figura N°69b: Comportamiento anillo perimetral 1,00 metro adentro. Tendencia.

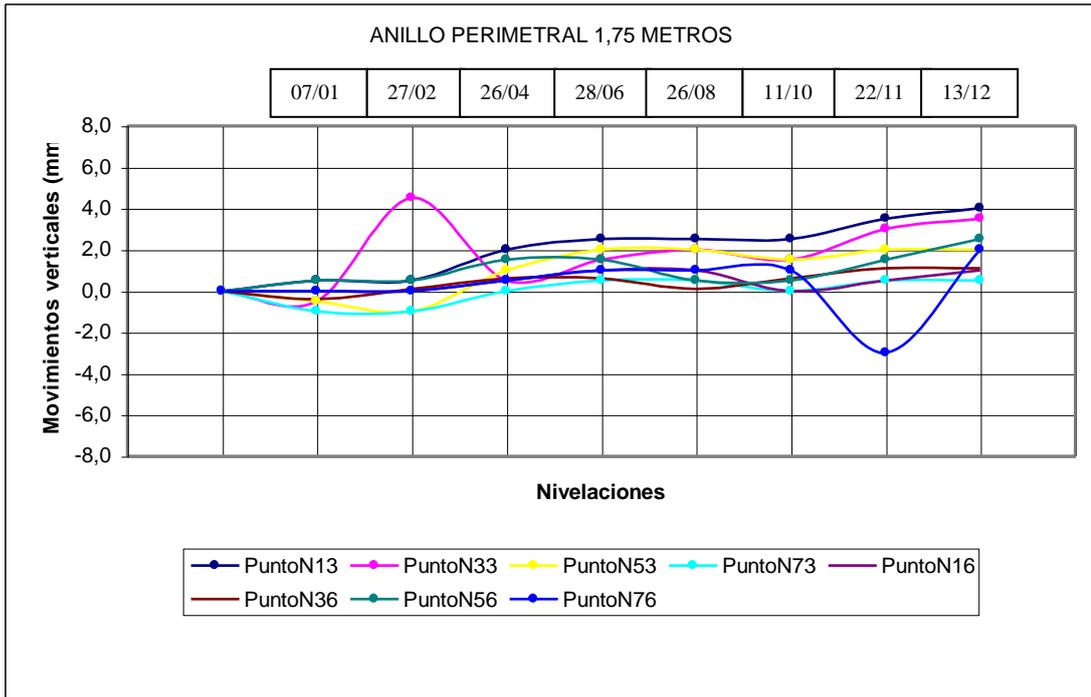


Figura N°70a: Comportamiento anillo perimetral 1,75 metros adentro.

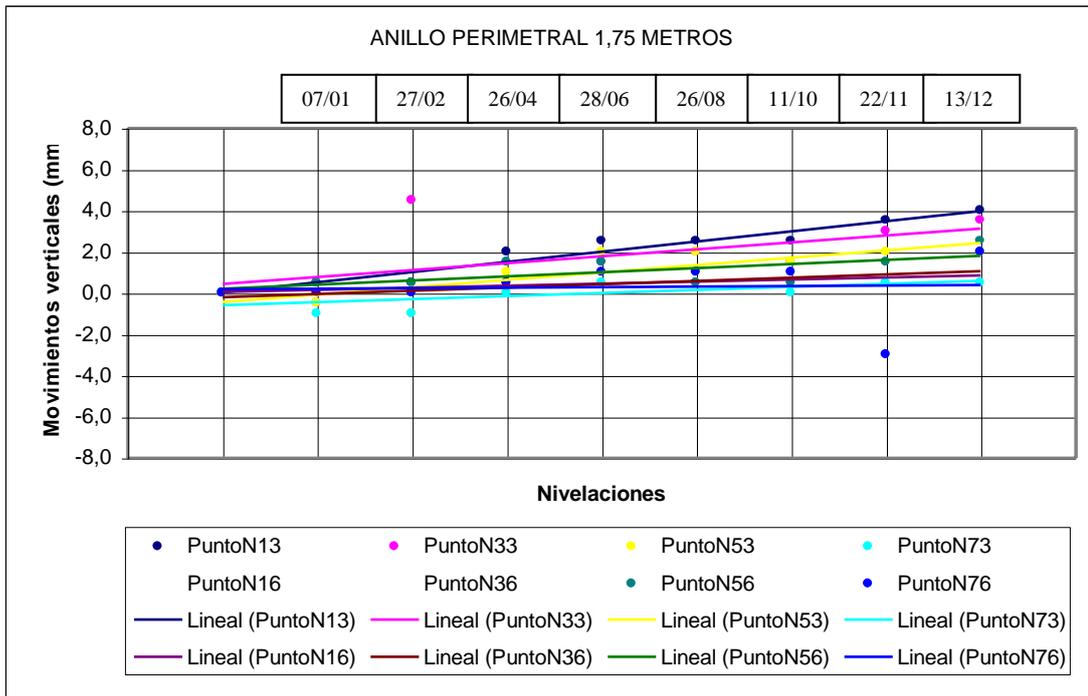


Figura N°70b: Comportamiento anillo perimetral 1,75 metros adentro. Tendencia.

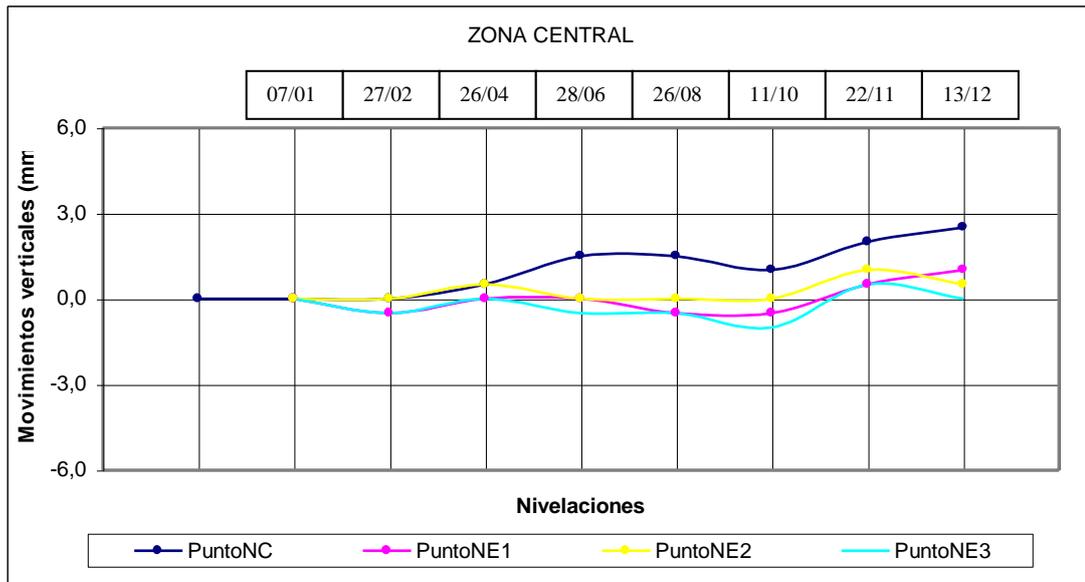


Figura N°71a: Comportamiento zona central.

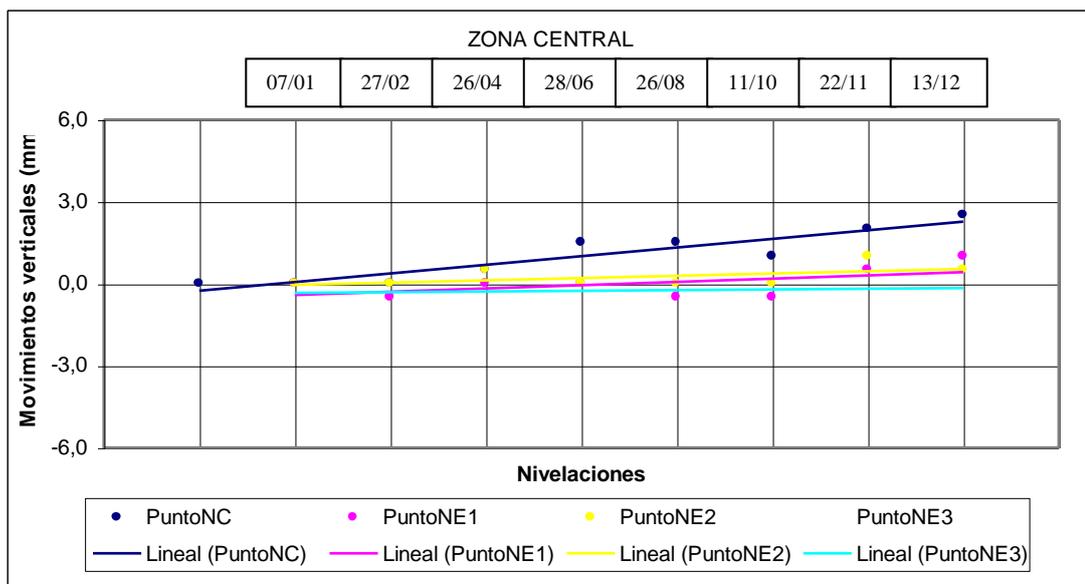


Figura N°71b: Comportamiento zona central. Tendencia.

Se observa un comportamiento diferente entre los puntos externos y los puntos del área cubierta. El exterior marca un comportamiento estacional, con descensos e hinchamientos bien diferenciados y, aunque con distintas amplitudes, similar entre los distintos puntos del anillo perimetral, es decir para las distintas orientaciones. De la misma forma que en las gráficas de la serie anterior los puntos del cuadrante sur son los que definen las mayores amplitudes de movimiento.

Los dos picos de descensos, principios de enero de 2002 y octubre / noviembre de 2002 coinciden con un marcado agrietamiento superficial (*fotografía N°19*), particularmente desde el este al suroeste.



Fotografía N°19: Grietas relevadas a principios de enero de 2002.

Los anillos dentro del área cubierta muestran una tendencia similar entre sí, de hinchamiento generalizado. Hacia la zona central las pendientes de las líneas de tendencia son menores, así como también menores las fluctuaciones de ascenso y descenso.

Los movimientos máximos en el borde de la platea alcanzan los 8,00 mm y en el resto de los anillos los 4,00 mm. Esto marca lo indicado previamente respecto de los diferenciales de movimientos en el primer metro y el comportamiento relativamente uniforme del resto del área cubierta (*figura N°65*).

La aparente anomalía de comportamiento de los puntos 33 y 76 que se observa en la *figura N°70a* en las nivelaciones del 27/02 y del 22/11 respectivamente, se vincula a errores en las tareas de nivelación, considerando especialmente los modelos de movimientos que se observan en las *figuras N°54 y N°58*.

En el análisis del punto central en general, y en particular el de los movimientos de las placas de nivelación en profundidad, se puede determinar prácticamente nula participación de los estratos por debajo de los 3,60 metros, un muy leve aporte del manto entre 1,50 y 3,60 metros de profundidad, mayor aporte del estrato entre 0,75 y 1,50 (analizándolo proporcionalmente a su espesor) y la participación más importante correspondiente a la capa superior, por arriba de la primer placa (0,00 a -0,75) definida por la diferencia entre la deformación de la platea y la placa NE1.

En la *tabla N°16* se determinan los diferenciales de movimientos más significativos y las distorsiones angulares asociadas.

Puntos	Distancia L (m)	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	Δ/L	Δ/L	Disposición
17 - 18	1,41	3,5	0,0025	1/400	Diagonal
13 - NC	2,50	1,5	0,0006	1/1650	Diagonal
31 - 32	1,00	4,0	0,0040	1/250	Ortogonal
32 - NC	2,50	2,5	0,0010	1/1000	Ortogonal
31 - NC	3,50	6,0	0,0017	1/590	Ortogonal
31 - 51	3,50	5,5	0,0016	1/625	Perimetral borde
32 - 52	2,50	2,5	0,0010	1/1000	Perimetral 1,00 metro adentro
Puntos	Distancia L (m)	$\Delta_{\text{máx}}$ (mm)	Δ/L	Δ/L	Disposición
13 - 76	1,75	2,0	0,0011	1/900	Perimetral 1,75 metros adentro
36 - NC	1,75	1,5	0,0008	1/1250	Ortogonal
73 - NC	1,75	1,5	0,0008	1/1250	Ortogonal
73 - NC	1,75	2,0	0,0011	1/900	Ortogonal

Tabla N°16: Diferenciales máximos y distorsiones angulares vinculadas a variaciones volumétricas.

Observando el comportamiento de los puntos 31,51,71 y 32,52,72 (del cuadrante este), no es posible asociar la tipología de movimientos con la carga de mampostería aplicada. Por lo tanto, la carga, que distribuida en todo el cuadrante es igual a 2,90 kPa (0,029 kg/cm²), en principio no participa en forma definida en la regulación del movimiento.

5.4. Resultados de los controles de humedad.

5.4.1. Análisis profundidad vs. humedad.

Para el análisis de las variaciones de humedad se combinaron puntos de las distintas fechas de control según se indica en la *figura N° 72*.

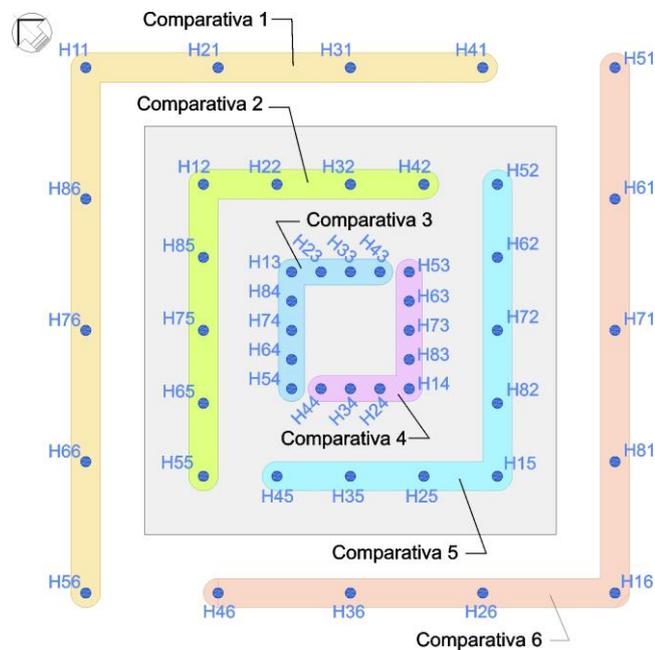


Figura N°72: Agrupación de puntos para el análisis de las variaciones de humedad.

Cada uno de los grupos han sido nombrados como comparativas 1 a 6 según un criterio de orientación norte – sur.

Comparativa	Ubicación	Orientación
1	Puntos exteriores	Norte
2	Puntos a 1,00 metro del borde	Norte
3	Puntos a 2,50 metros del borde	Norte
4	Puntos a 2,50 metros del borde	Sur
5	Puntos a 1,00 metro del borde	Sur
6	Puntos exteriores	Sur

Para cada una de las comparativas se trazaron en primer término perfiles de humedad vs. profundidad y en segundo lugar perfiles de grado de saturación vs. profundidad. Para la determinación del grado de saturación se extrapolaron los valores de densidad natural y de gravedad específica obtenidos sobre muestras inalteradas rescatadas para ensayos especiales de laboratorio.

Los pesos específicos húmedos (estado natural) fueron determinados sobre las muestras inalteradas tomadas en una oportunidad. Dichos valores fueron extrapolados, agrupando profundidades, a la totalidad de los perfiles. Los pesos específicos indudablemente han variado a lo largo de la experimentación y su no determinación fecha a fecha provoca distorsiones en los valores del grado de saturación que se reflejan especialmente en aquellos que superan el 100%.

Esta condición induce a que los perfiles de profundidad vs. grado de saturación a lo largo del tiempo no se ajusten con precisión a la realidad. Se considerarán como valores ficticios del grado de saturación (S_{rf}).

Debido a que en la metodología empleada en capítulos siguientes para la determinación de las curvas características tampoco se realizan ajustes de las densidades, el uso del S_{rf} resulta adecuado para la valoración de las variaciones de succión a lo largo del tiempo.

La *tabla N° 17* corresponde a la base de datos para el trazado de la comparativa 1 y a la metodología de cálculo para la determinación del grado de saturación.

z (m)	Humedad (%)							
	H56	H66	H76	H86	H11	H21	H31	H41
0,00	19,60	20,50	29,10	24,40	26,20	25,10	21,90	33,20
0,50	19,10	22,80	23,50	22,30	24,60	24,20	22,30	23,80
1,00	20,90	21,20	21,20	23,80	26,60	26,20	24,40	21,40
1,50	25,90	21,10	18,20	23,30	19,40	21,90	17,60	22,10
2,00	20,90	20,20	18,30	22,60	19,80	23,30	21,50	21,70
2,50	20,80	22,00	19,90	21,60	19,00	22,00	20,10	20,80
3,00	25,60	23,30	20,80	22,20	20,50	21,00	21,20	22,50
3,50	23,90	26,00	24,00	26,10	23,20	27,30	21,70	30,20
4,00	21,00	24,10	24,30	24,40	26,40	25,80	24,20	25,60
4,50	25,10	25,90	25,00	23,90	24,70	25,30	24,40	27,70

Peso específico húmedo (tn/m ³)								
z (m)	H56	H66	H76	H86	H11	H21	H31	H41
0,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
0,50	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
1,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
1,50	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
2,00	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
2,50	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
3,00	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05
3,50	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01
4,00	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01
4,50	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01

Peso específico seco (tn/m ³)								
z (m)	H56	H66	H76	H86	H11	H21	H31	H41
0,00	1,67	1,66	1,55	1,61	1,58	1,60	1,64	1,50
0,50	1,68	1,63	1,62	1,64	1,61	1,61	1,64	1,62
1,00	1,65	1,65	1,65	1,62	1,58	1,58	1,61	1,65
1,50	1,63	1,69	1,73	1,66	1,72	1,68	1,74	1,68
2,00	1,70	1,71	1,73	1,67	1,71	1,66	1,69	1,68
2,50	1,70	1,68	1,71	1,69	1,72	1,68	1,71	1,70
3,00	1,63	1,66	1,70	1,68	1,70	1,69	1,69	1,67
3,50	1,62	1,60	1,62	1,59	1,63	1,58	1,65	1,54
4,00	1,66	1,62	1,62	1,62	1,59	1,60	1,62	1,60
4,50	1,61	1,60	1,61	1,62	1,61	1,60	1,62	1,57

Gravedad específica								
z (m)	H56	H66	H76	H86	H11	H21	H31	H41
0,00	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60
0,50	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60
1,00	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60
1,50	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
2,00	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
2,50	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
3,00	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67	2,67
3,50	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68
4,00	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68
4,50	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68	2,68

Relación de vacíos								
z (m)	H56	H66	H76	H86	H11	H21	H31	H41
0,00	0,55	0,57	0,68	0,62	0,64	0,63	0,58	0,73
0,50	0,55	0,60	0,61	0,59	0,62	0,61	0,59	0,61
1,00	0,57	0,58	0,58	0,61	0,65	0,64	0,62	0,58
1,50	0,64	0,58	0,54	0,61	0,56	0,59	0,53	0,59
2,00	0,57	0,57	0,54	0,60	0,56	0,61	0,58	0,59
2,50	0,57	0,59	0,56	0,58	0,55	0,59	0,56	0,57
3,00	0,64	0,61	0,57	0,59	0,57	0,58	0,58	0,60
3,50	0,65	0,68	0,65	0,68	0,64	0,70	0,62	0,74
4,00	0,61	0,65	0,66	0,66	0,69	0,68	0,66	0,67
4,50	0,67	0,68	0,67	0,65	0,66	0,67	0,66	0,70

z (m)	Grado de saturación ficticio (%)							
	H56	H66	H76	H86	H11	H21	H31	H41
0,00	91,85	94,09	111,5	102,8	106,3	104,2	97,38	118,0
0,50	90,57	99,40	100,9	98,29	103,2	102,4	98,29	101,5
1,00	95,05	95,76	95,76	101,5	107,1	106,3	102,8	96,23
1,50	108,1	97,59	90,08	102,7	93,31	99,50	88,39	99,96
2,00	97,11	95,37	90,35	101,1	94,35	102,7	98,56	99,03
2,50	96,86	99,73	94,61	98,79	92,25	99,73	95,12	96,86
3,00	107,5	102,7	96,86	100,2	96,12	97,35	97,84	100,9
3,50	98,24	102,5	98,45	102,7	96,75	104,9	93,40	110,0
4,00	91,76	98,66	99,07	99,28	103,2	102,1	98,87	101,7
4,50	100,7	102,3	100,5	98,24	99,89	101,1	99,28	105,6

Tabla N°17: Base de datos y metodología de cálculo perfiles de W (%) y S_{rf} (%) comparativa 1.

En las figuras N° 73 y N°74 se grafican las curvas correspondientes.

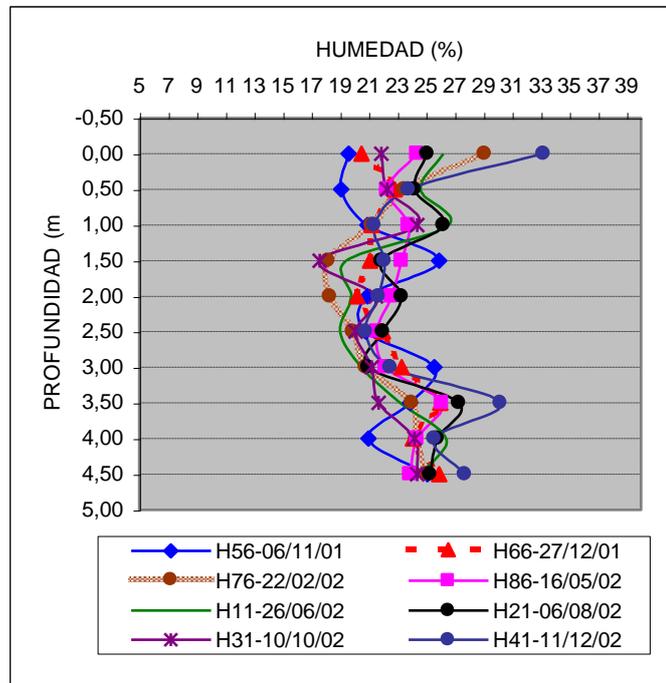


Figura N°73: Perfil humedad vs. profundidad comparativa 1.

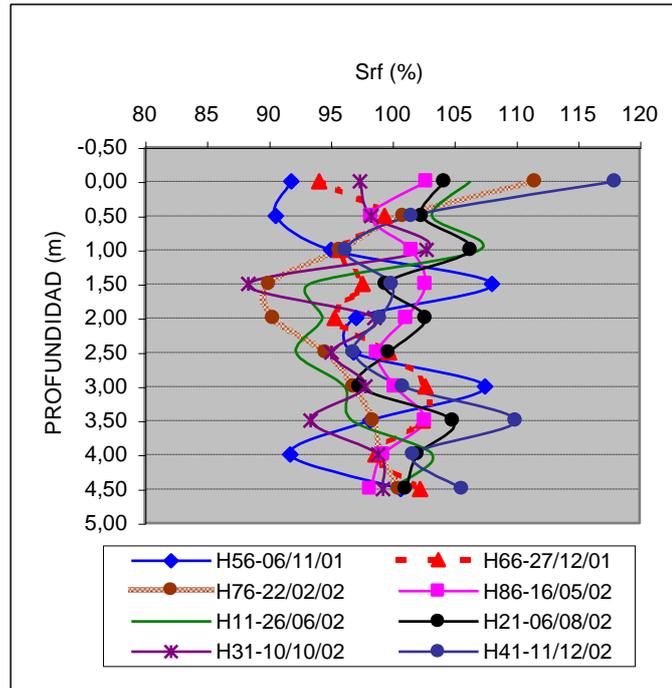


Figura N°74: Perfil grado de saturación ficticio vs. profundidad comparativa 1.

Las figuras N°75 a N°84 corresponden a las comparativas 2 a 6 respectivamente.

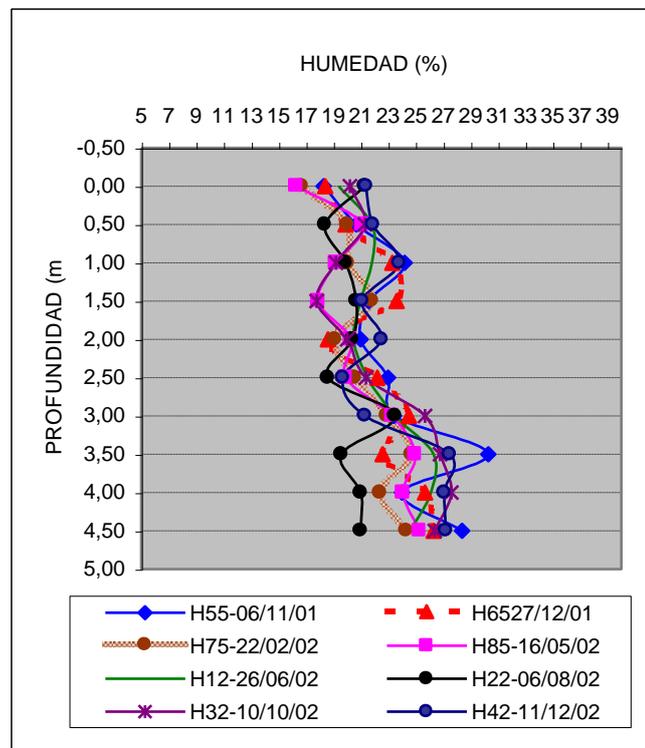


Figura N°75: Perfil humedad vs. profundidad comparativa 2.

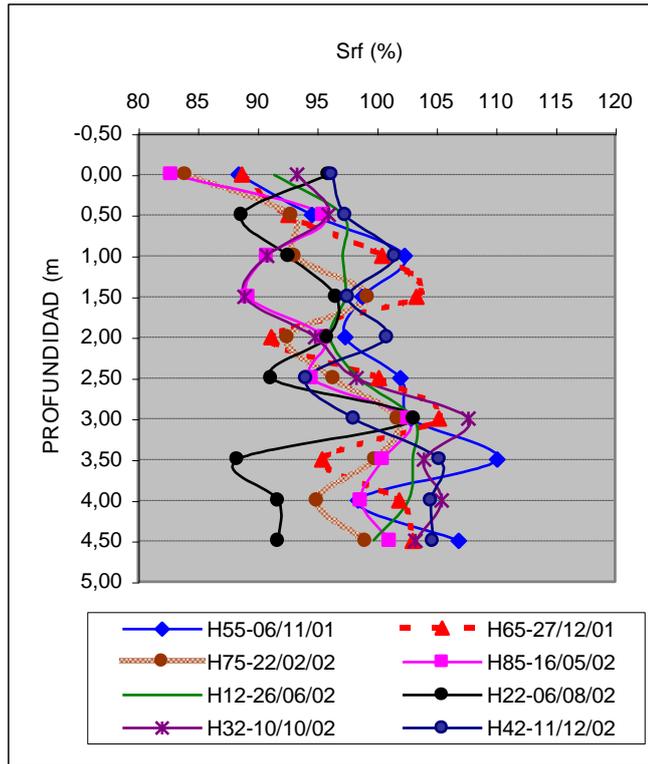


Figura N°76: Perfil grado de saturación ficticio vs. profundidad comparativa 2.

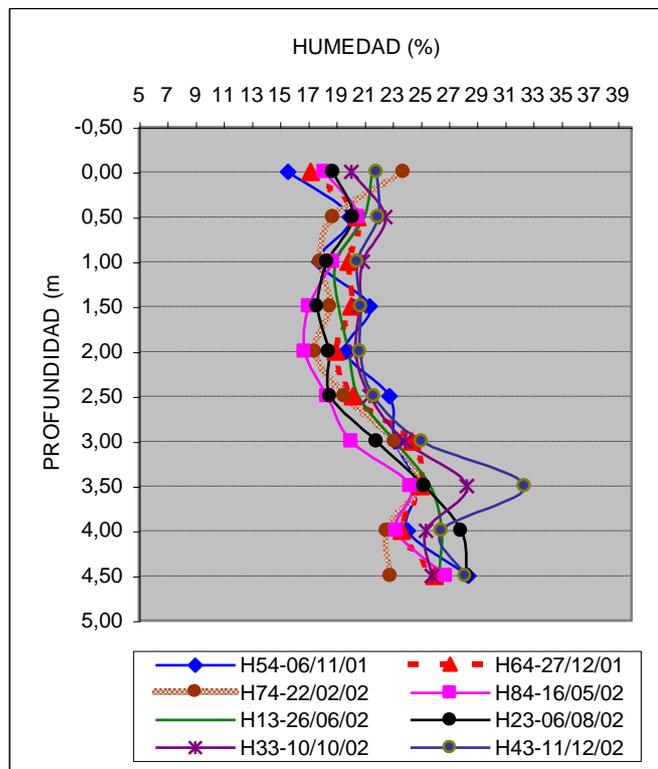


Figura N°77: Perfil humedad vs. profundidad comparativa 3.

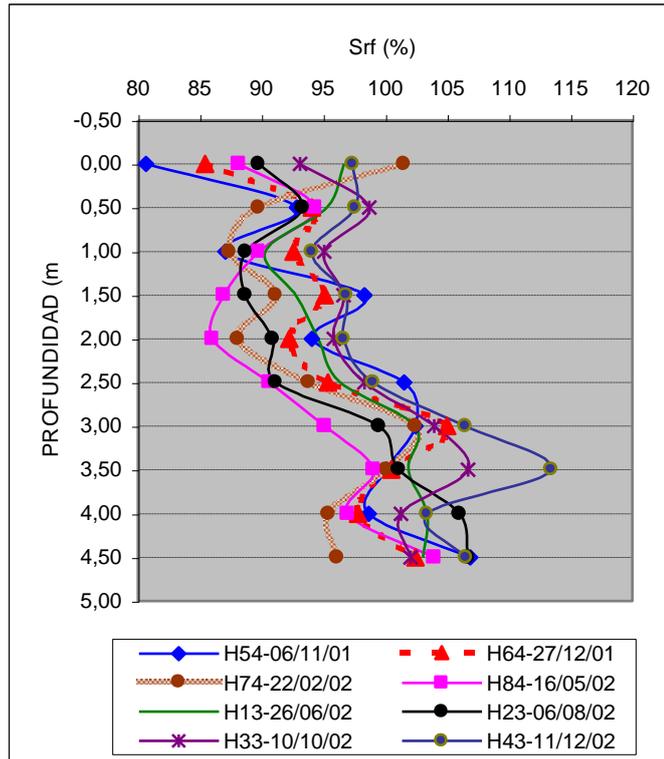


Figura N°78: Perfil grado de saturación ficticio vs. profundidad comparativa 3.

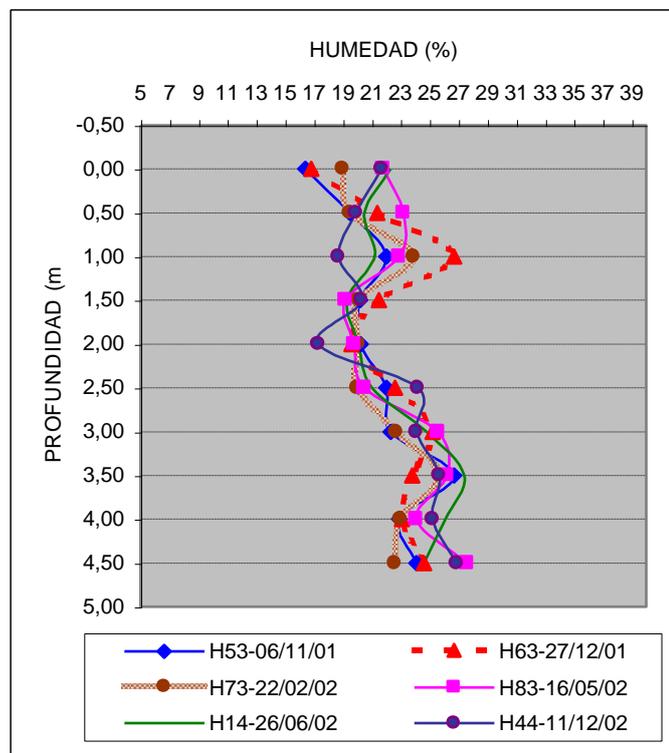


Figura N°79: Perfil humedad vs. profundidad comparativa 4.

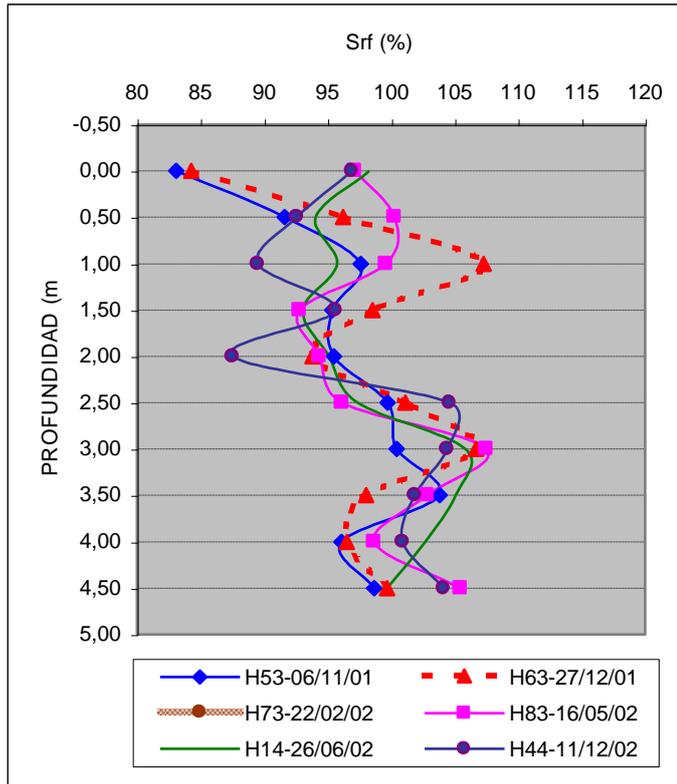


Figura N°80: Perfil grado de saturación ficticio vs. profundidad comparativa 4.

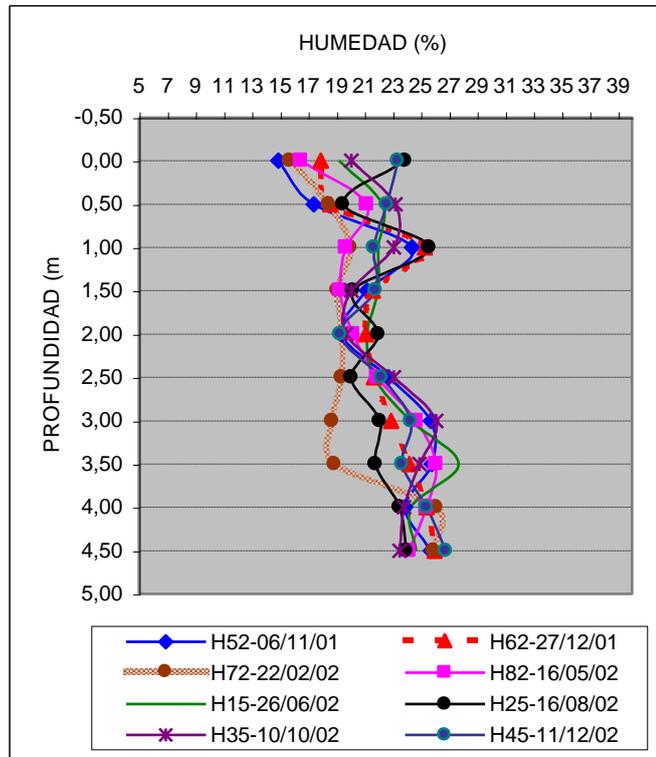


Figura N°81: Perfil humedad vs. profundidad comparativa 5.

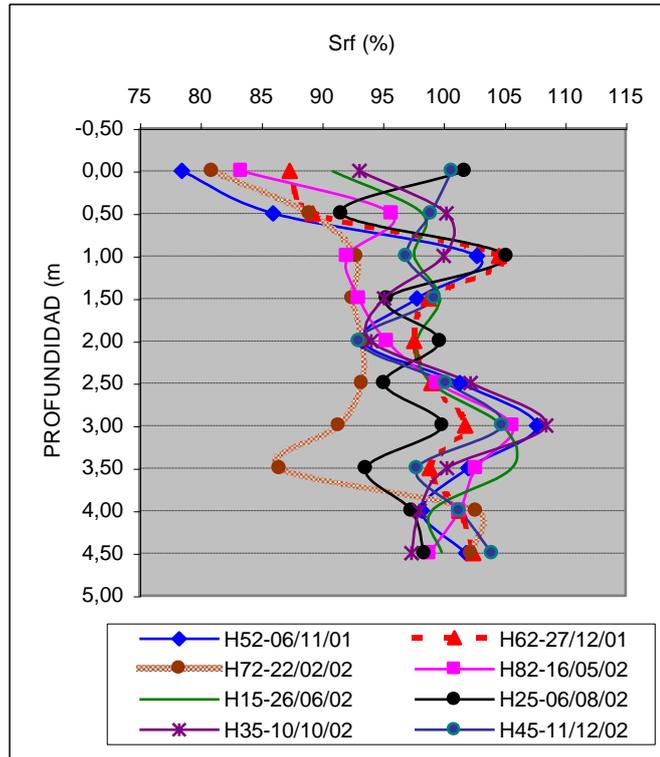


Figura N°82: Perfil grado de saturación ficticio vs. profundidad comparativa 5.

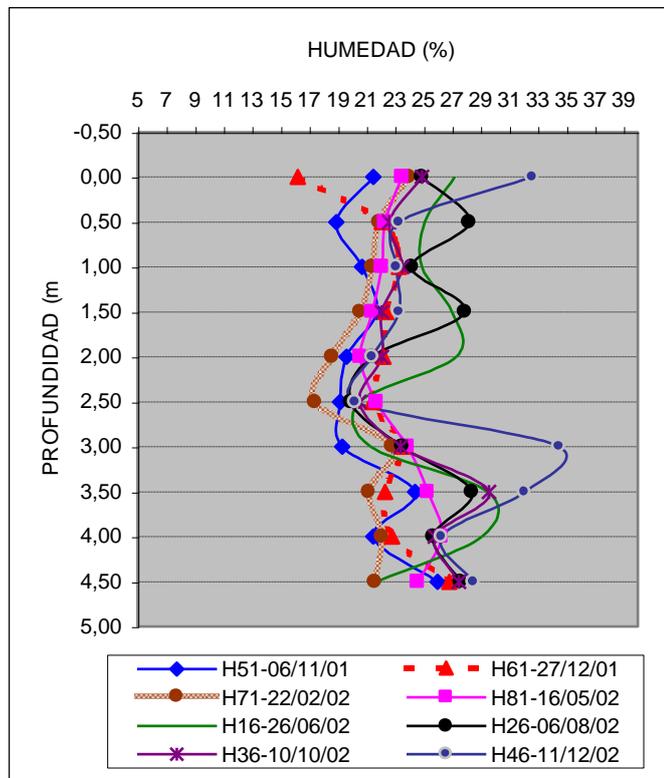


Figura N°83: Perfil humedad vs. profundidad comparativa 6.

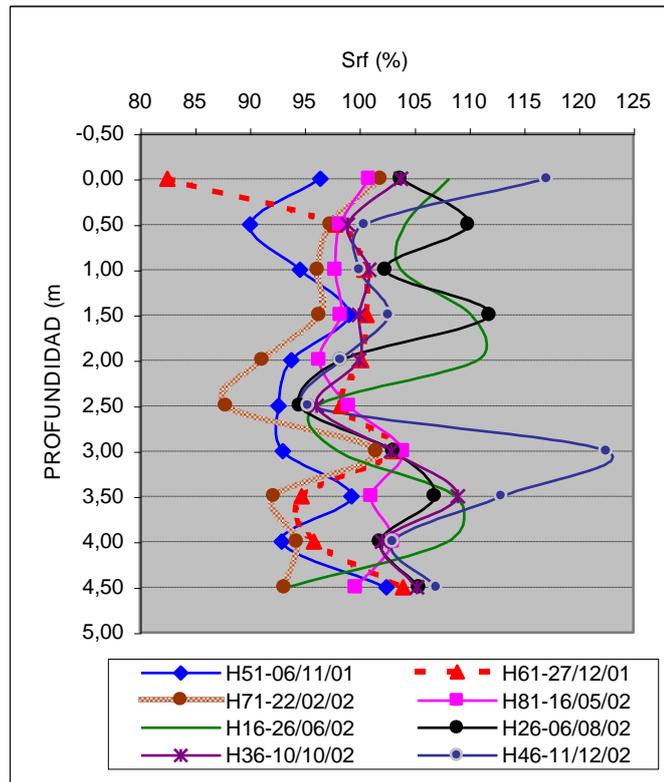


Figura N°84: Perfil grado de saturación ficticio vs. profundidad comparativa 6.

De acuerdo con lo indicado, aún cuando los valores del grado de saturación no se ajusten a la realidad de campo, el análisis e interpretación de los rangos de variación se realiza en forma directa de las gráficas, sin efectuar correcciones, de manera tal de poder correlacionar los resultados con las curvas características que se practican tradicionalmente con la misma modalidad de pesos específicos constantes.

Los perfiles, tanto de humedad vs. profundidad como de grado de saturación ficticio vs. profundidad muestran marcada errática y es difícil establecer una tendencia clara.

Se destaca una condición de homogeneidad entre el exterior y bajo el área cubierta por debajo de los 3,00 metros de profundidad, en la que todas las comparativas marcan un intervalo de fluctuación de humedad entre 23 y 29%, y un límite inferior del 97,5 % en general para el grado de saturación ficticio. En estas condiciones, aun cuando el intervalo de fluctuación es elevado, el suelo se comportaría prácticamente como saturado o muy próximo a la saturación, conclusión compatible con la nulidad de movimientos relevada en las nivelaciones de la placa profunda a -3,60 m.

Por arriba de los 3,00 metros la situación es diferente según se trate del exterior o bajo el área cubierta, inclusive variando según la distancia al borde de la platea.

Las comparativas C1 y C6 (puntos externos) muestran fluctuaciones muy marcadas e intervalos de variación de humedad que alcanzan los 8 a 9 puntos en general y los 13 a 16 puntos en los estratos próximos a la superficie. Los grados de saturación ficticios oscilan desde la condición saturada a un 88% y a un 82% respectivamente.

Las comparativas C2 y C5 (puntos internos a 1,00 metro del borde) muestran fluctuaciones menos significativas e intervalos de variación de humedad que alcanzan los 5 puntos en general y los 9 puntos en los estratos próximos a la superficie. Los grados de saturación ficticios oscilan desde una condición próxima a la saturación a un 90% y a un 77% respectivamente.

Las comparativas C3 y C4 (puntos internos a 2,50 metros del borde) muestran fluctuaciones similares a las C2 y C5, pero el perfil se desplaza hacia humedades y grados de saturación ficticios menores. En general no se han relevado grados de saturación por arriba del 97% a lo largo del año de investigación.

5.4.2. Análisis humedad vs. tiempo.

Invirtiéndolo la disposición de las variables en las gráficas es posible evaluar para cada comparativa el comportamiento de cada estrato de suelo a lo largo de los ocho controles.

Luego de evaluar las gráficas generales, no adjuntas, resultó conveniente para la interpretación subdividir cada comparativa en dos grupos de profundidades, de 0,00 a 1,50m y de 1,50 m a 3,00 m, por mostrar tendencias diferentes. Se hizo abstracción de los datos por debajo de 3,00 metros por lo indicado en puntos anteriores.

Las figuras N°85 y N°86 corresponden a las trayectorias de humedad por estratos en la comparativa 1.

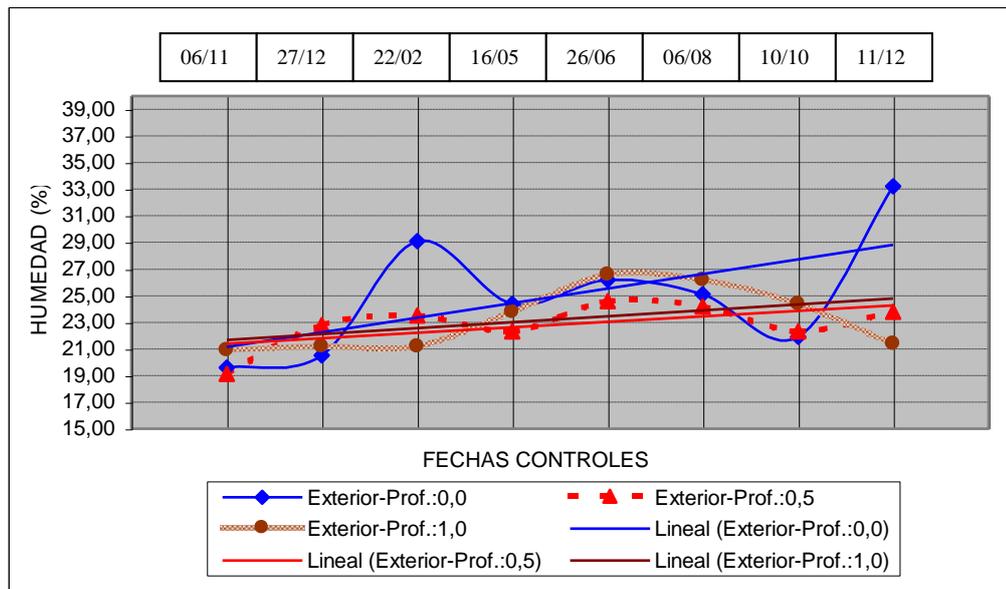


Figura N°85: Trayectoria de humedad por estratos en el exterior del área cubierta (Comparativa 1 – estratos superiores).

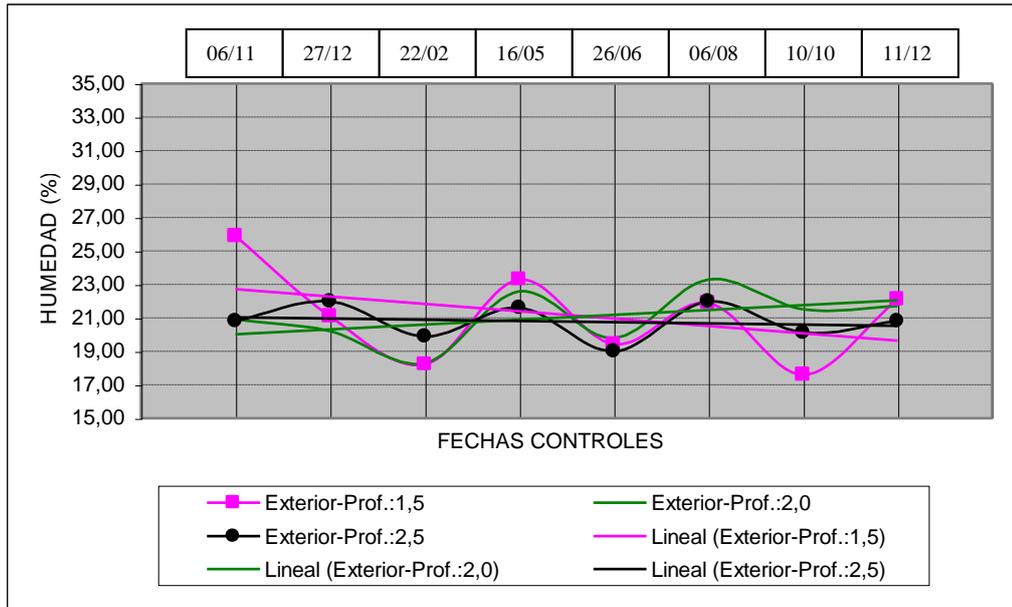


Figura N°86: Trayectoria de humedad por estratos en el exterior del área cubierta (Comparativa 1 – estratos inferiores).

Si bien existen fluctuaciones que pueden relacionarse con un comportamiento estacional, las líneas de tendencia definen aumento progresivo de humedad de los estratos superiores, hasta 1,50 metros. Por debajo las fluctuaciones son bien definidas, pero en general no se distingue una tendencia clara de aumento o descenso. Las mismas observaciones se obtienen para las otras comparativas del sector norte, figuras N°87 a N°90.

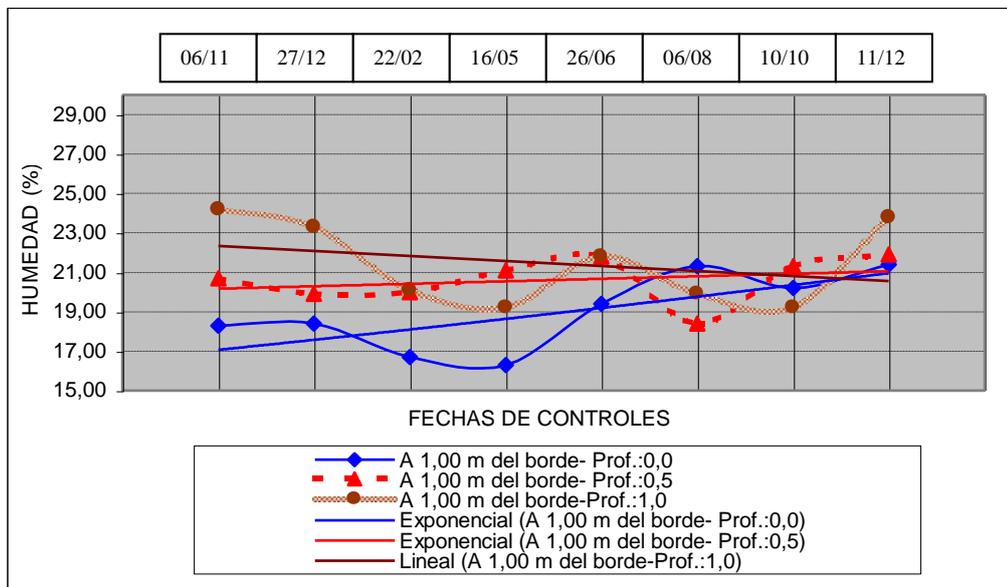


Figura N°87: Trayectoria de humedad por estratos bajo el área cubierta a 1,00 metro del borde (Comparativa 2 – estratos superiores).

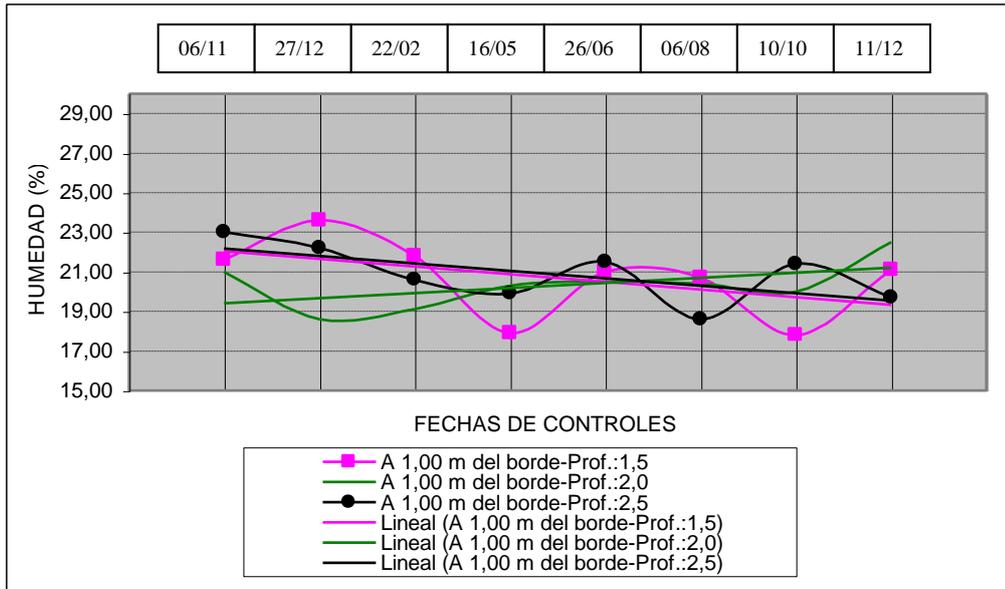


Figura N°88: Trayectoria de humedad por estratos bajo el área cubierta a 1,00 metro del borde (Comparativa 2 – estratos inferiores).

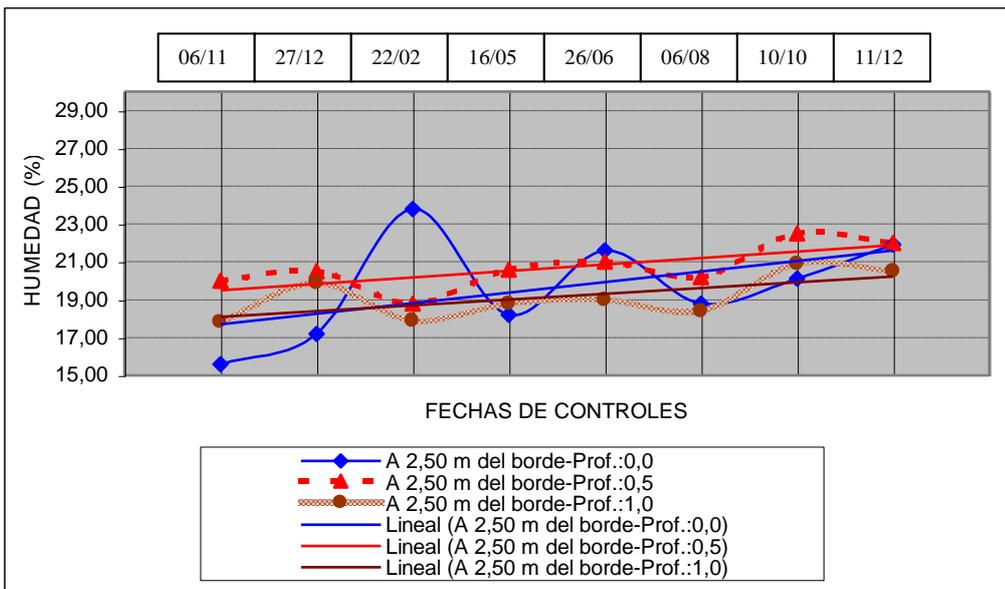


Figura N°89: Trayectoria de humedad por estratos bajo el área cubierta a 2,50 metros del borde (Comparativa 3 – estratos superiores).

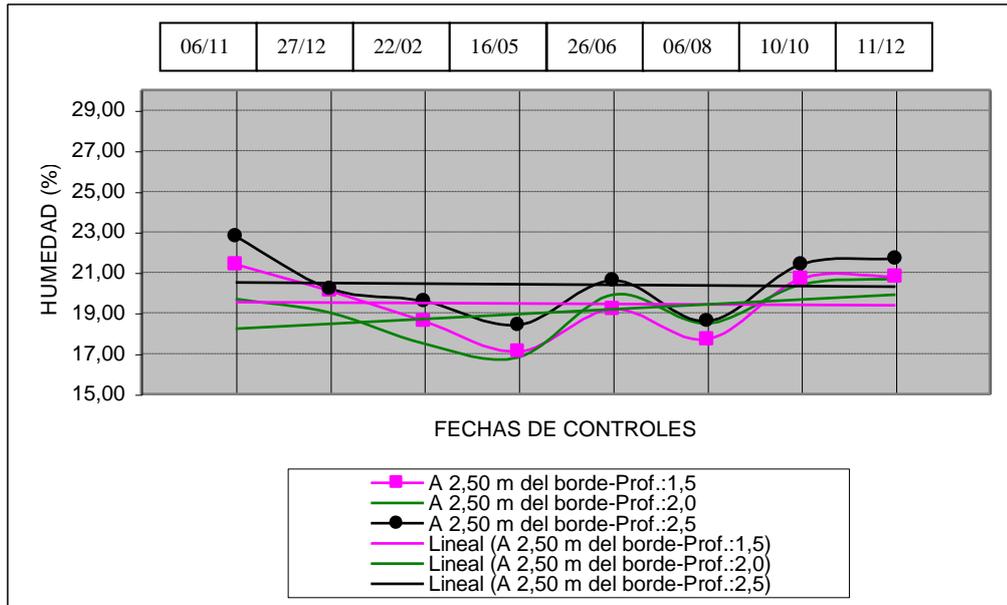


Figura N°90: Trayectoria de humedad por estratos bajo el área cubierta a 2,50 metros del borde (Comparativa 3 – estratos inferiores).

El comportamiento es similar entre el exterior y el interior, aunque en el interior puede acotarse a 1,00 m en lugar de 1,50 m la profundidad con tendencia general a aumento de humedad.

En el caso de la zona protegida (interior), el comportamiento es compatible con las teorías de aumento de humedad progresivo a largo plazo asociado a termoósmosis, reducción de la evaporación y condensación por descenso de la temperatura.

5.5. Análisis de la estadística climática.

5.5.1. Estadística anual 1989-2002

Para el análisis de la estadística climática en primer lugar se graficaron los datos de precipitación, evaporación, balance y precipitación media, mes a mes, desde el año 1989 hasta el 2002 (*figuras N°91 a N°103*).

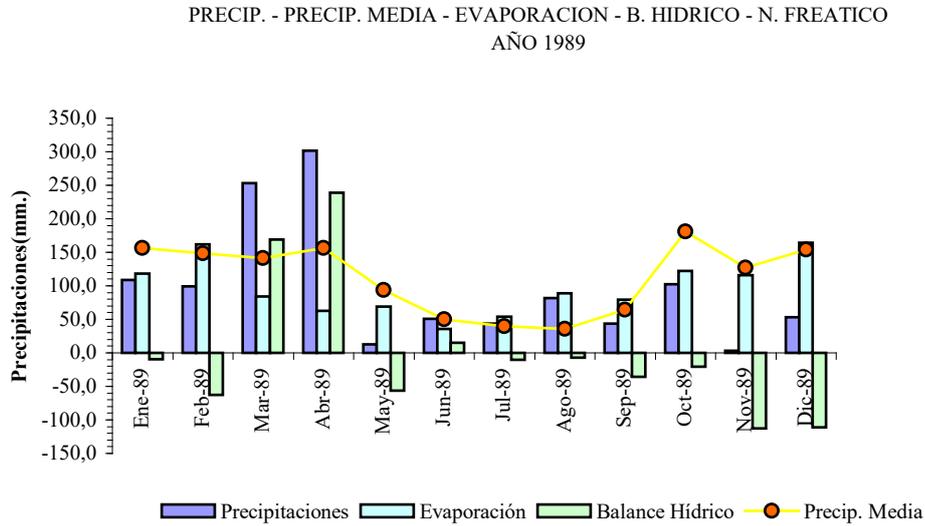


Figura N°91: Estadística hidrológica año 1989.

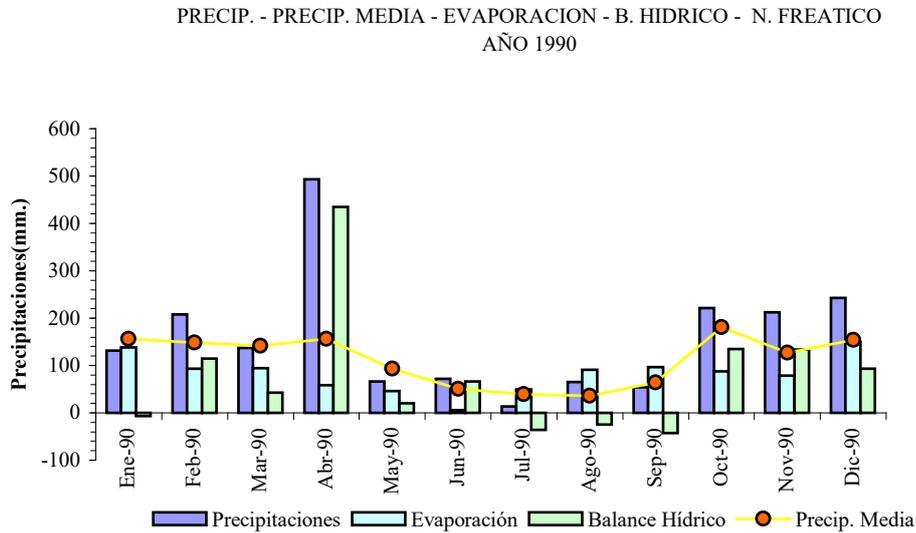


Figura N°92: Estadística hidrológica año 1990.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 1991

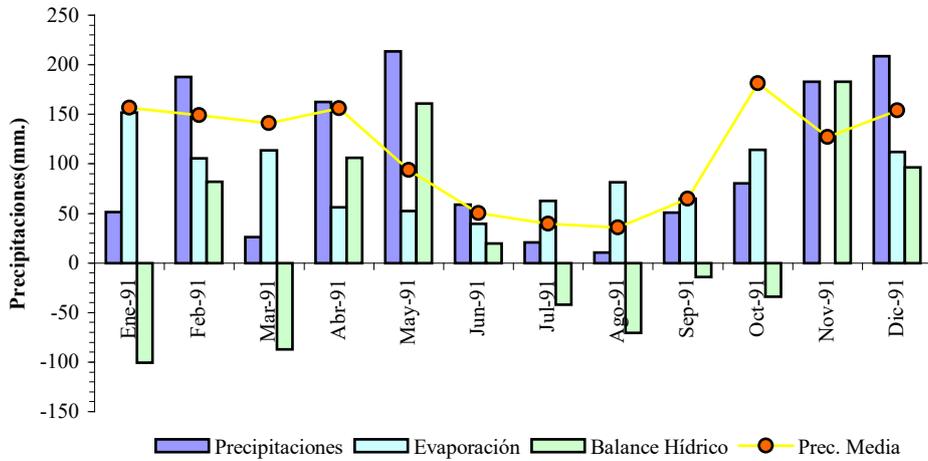


Figura N°93: Estadística hidrológica año 1991.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 1993

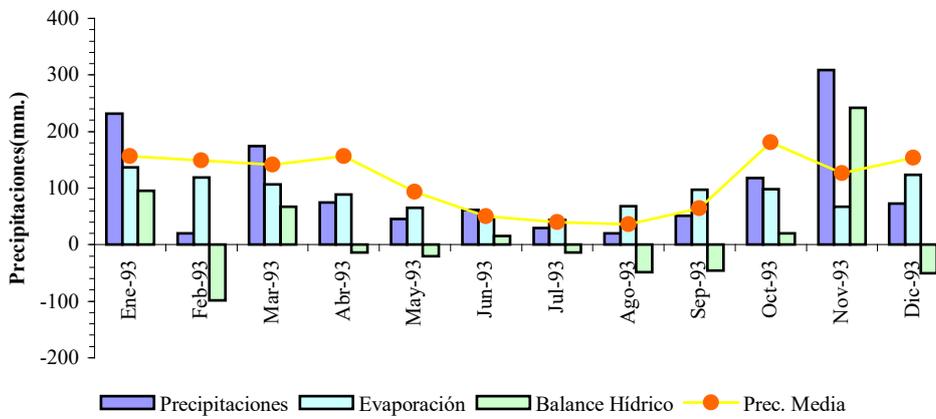


Figura N°94: Estadística hidrológica año 1993.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 1994

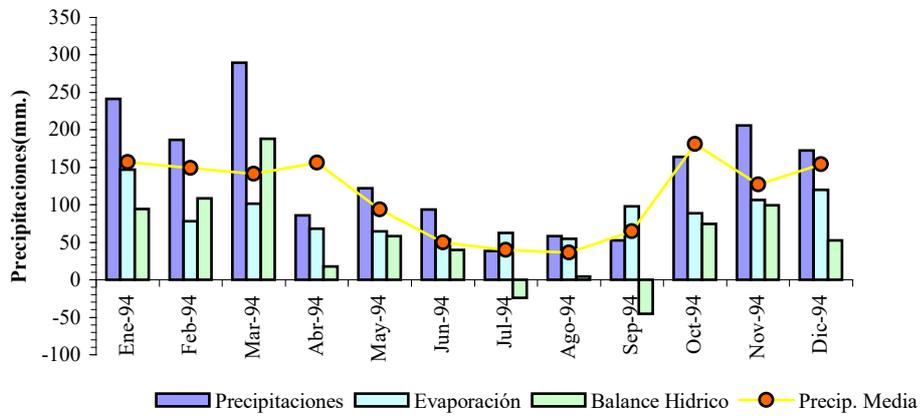


Figura N°95: Estadística hidrológica año 1994.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 1995

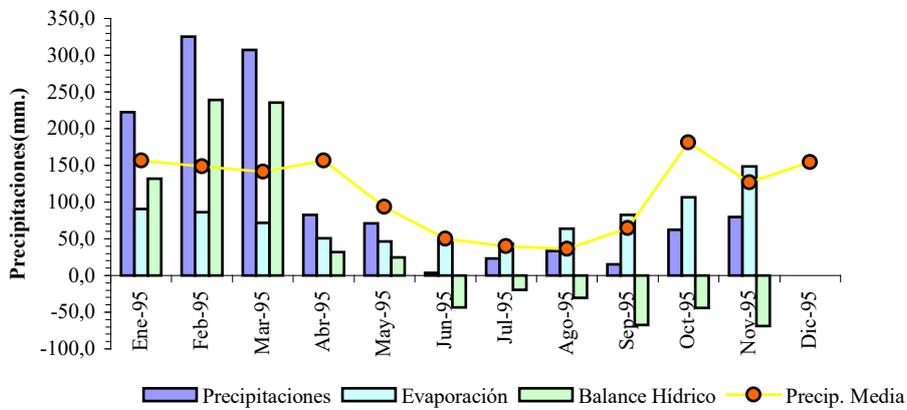


Figura N°96: Estadística hidrológica año 1995.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 1996

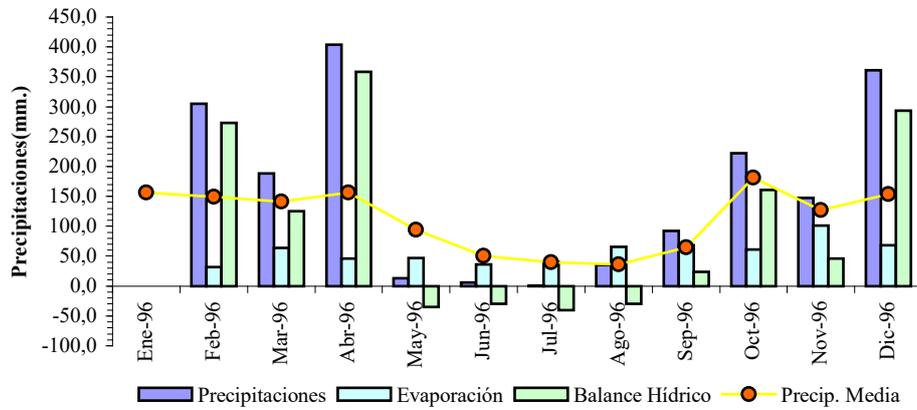


Figura N°97: Estadística hidrológica año 1996.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 1997

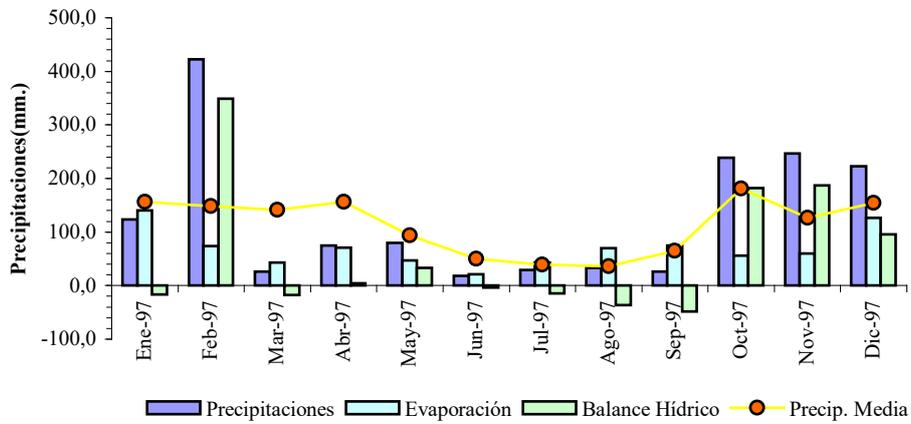


Figura N°98: Estadística hidrológica año 1997.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 1998

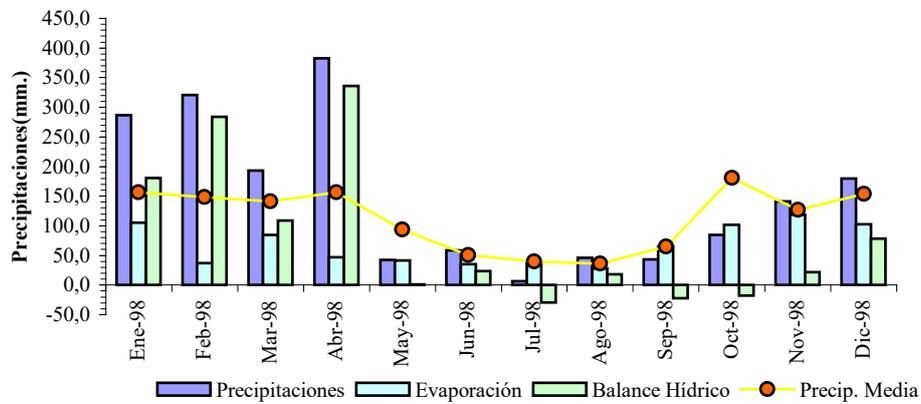


Figura N°99: Estadística hidrológica año 1998.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 1999

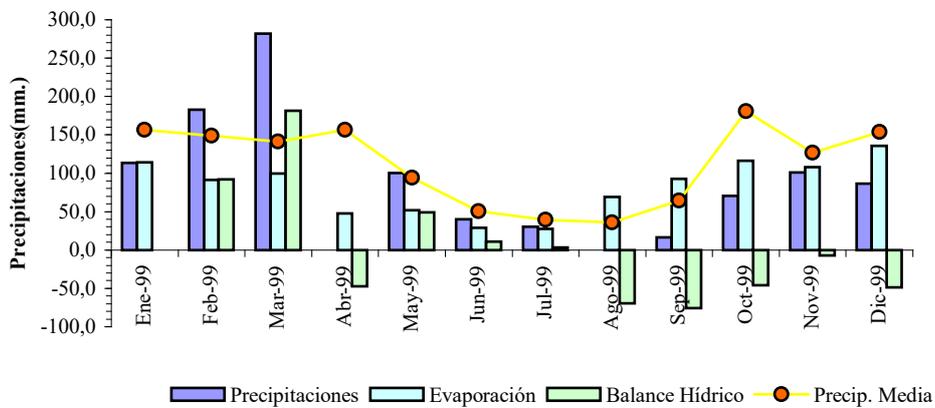


Figura N°100: Estadística hidrológica año 1999.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 2000

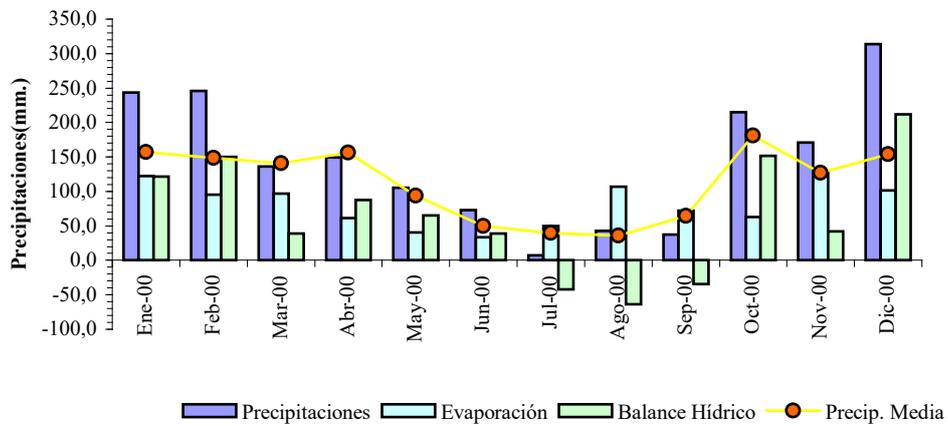


Figura N°101: Estadística hidrológica año 2000.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 2001

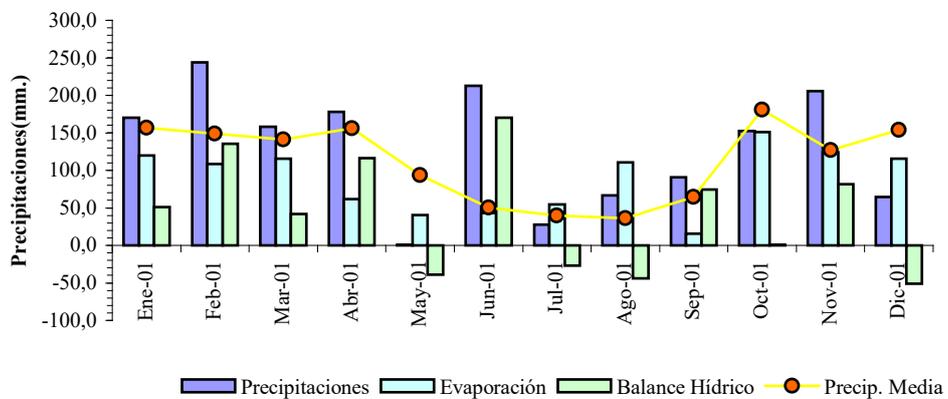


Figura N°102: Estadística hidrológica año 2001.

PRECIP. - PRECIP. MEDIA - EVAPORACION - B. HIDRICO - N. FREATICO
AÑO 2002

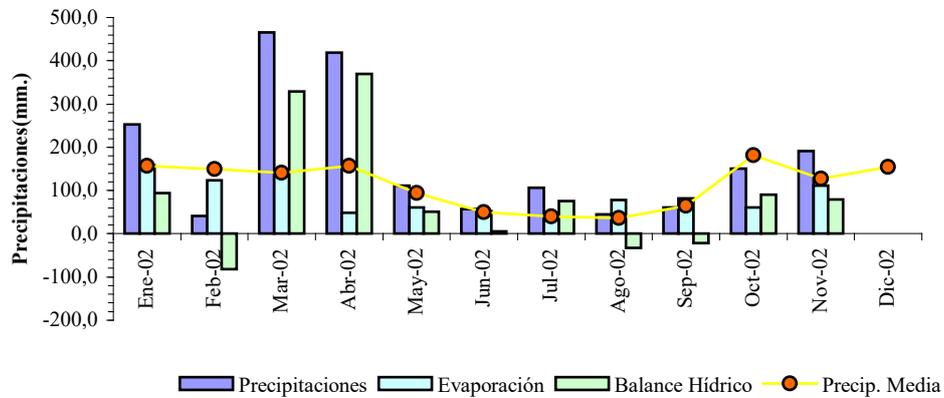


Figura N°103: Estadística hidrológica año 2002.

Para facilitar la lectura comparativa de las gráficas anteriores, en la figura N°104 se presenta exclusivamente el balance entre precipitación y evaporación de cada mes de los años estudiados.

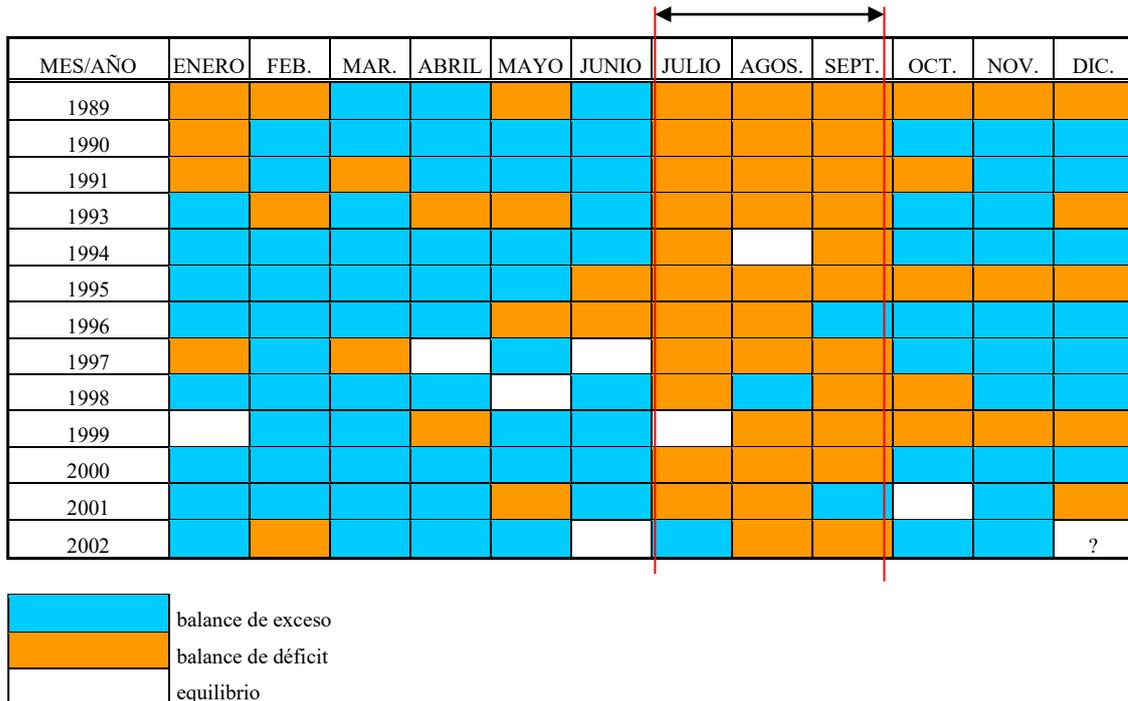


Figura N°104: Resumen balance precipitación vs. evaporación.

En términos generales puede distinguirse un comportamiento relativamente uniforme a lo largo de los años, en el que se destaca un intervalo seco en los meses de julio agosto y septiembre entre dos intervalos de excesos.

Esta situación es compatible con las lecturas de niveles y las fluctuaciones estacionales de humedad relevadas en puntos externos, *figuras N°67 y N°85*, respectivamente, con un intervalo de respuesta de aproximadamente 30 días entre la fecha del balance climático y el reflejo en la humedad y movimientos del terreno en superficie.

También se estudiaron balances precipitación- evaporación para distintos rangos de tiempo previos a cada fecha de nivelación, a los efectos de evaluar el período de tiempo, con su balance asociado, de mejor ajuste con las alternancias de ascensos y descensos medidos en campo.

5.5.2. Balances precipitación- evaporación para diferentes rangos de tiempo.

Las *figuras N°105 a N°111* muestran los balances correspondientes.

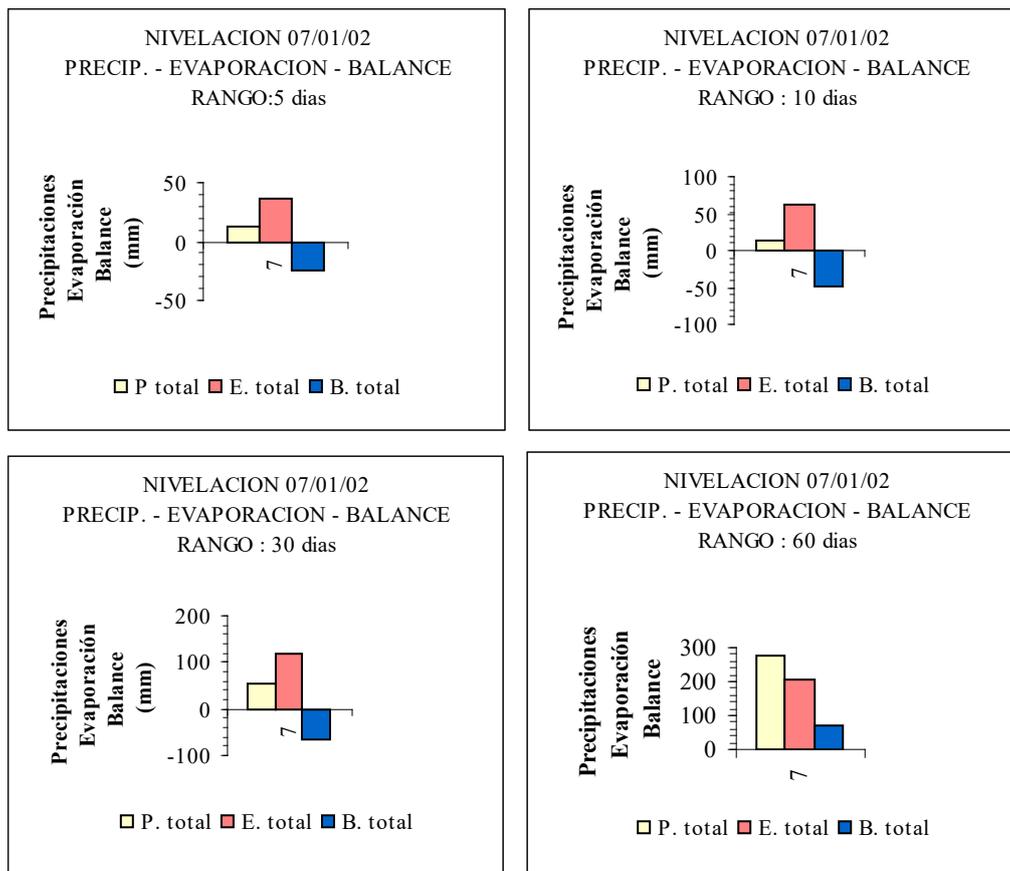


Figura N°105: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 07/01/02.

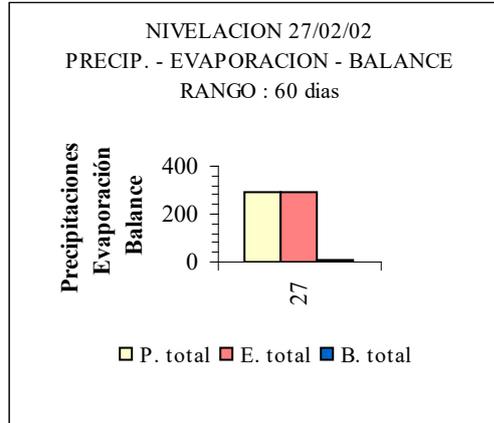
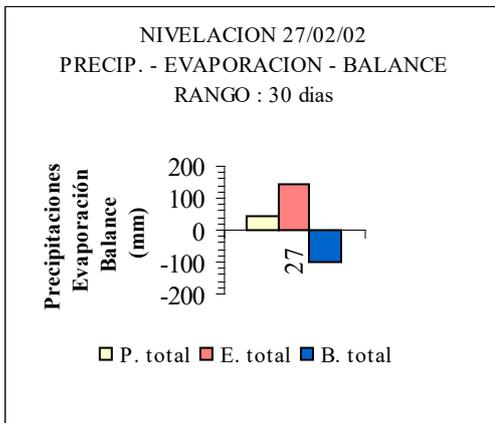
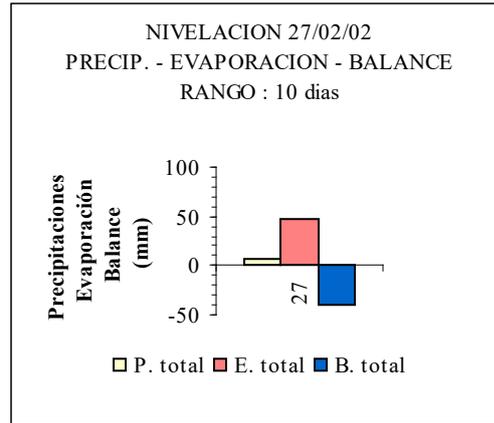
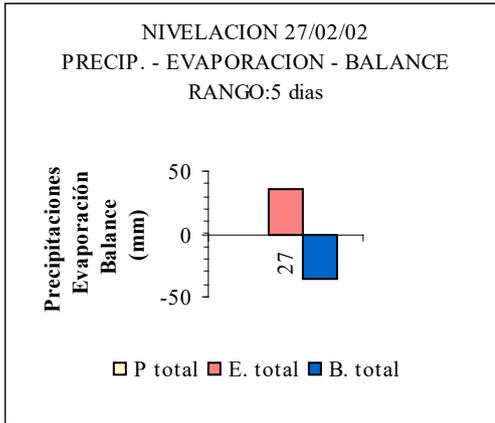
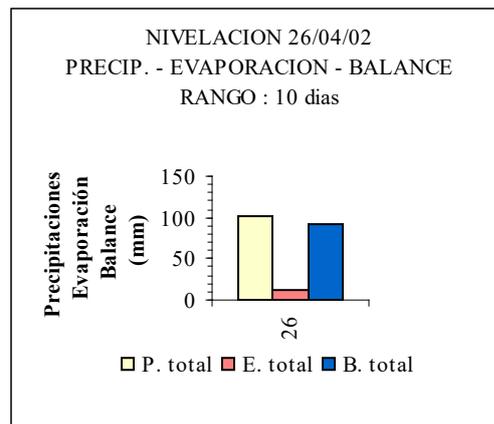
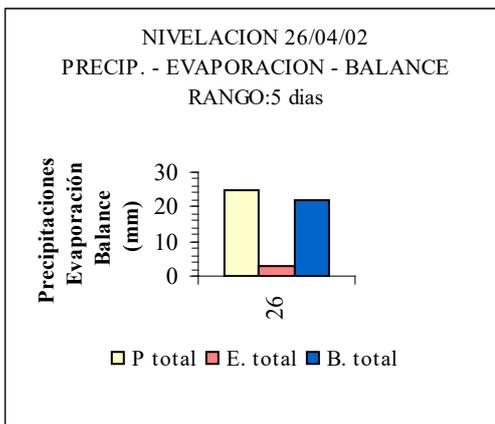


Figura N°106: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 27/02/02.



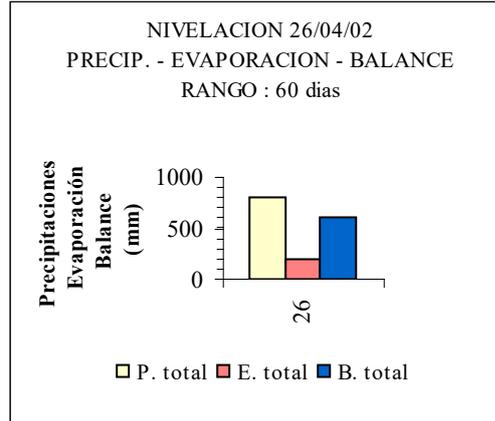
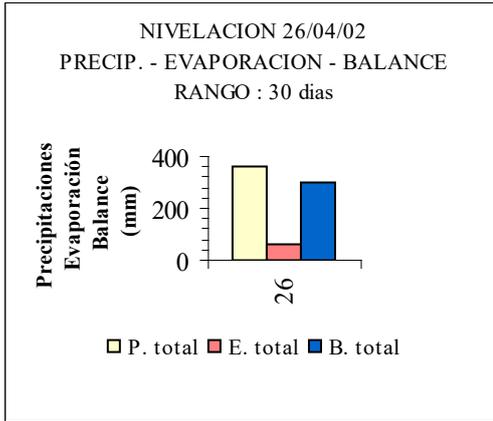


Figura N°107: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 26/04/02.

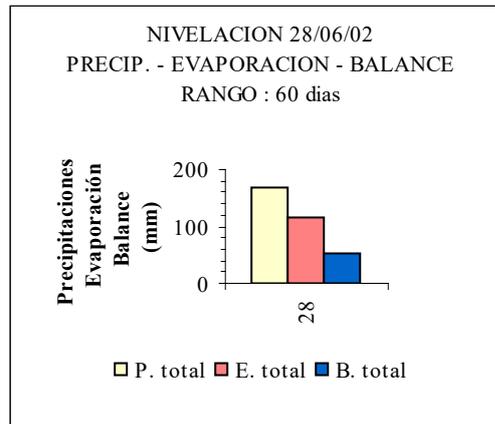
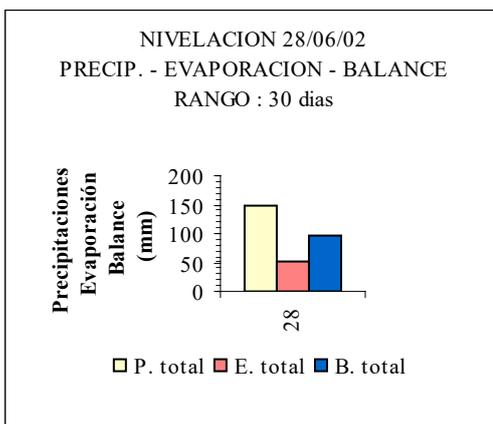
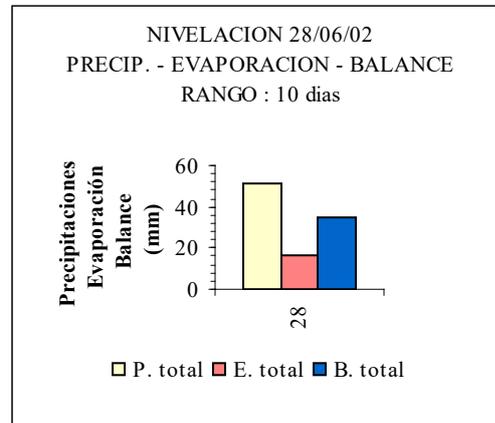
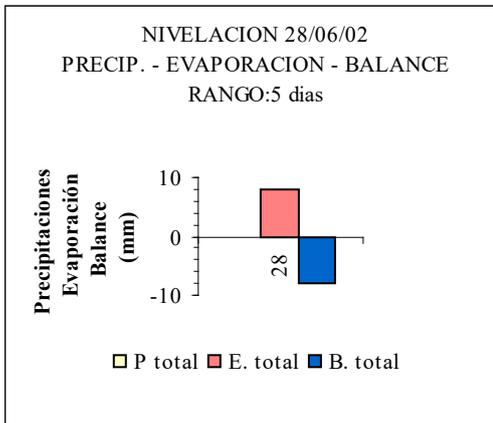


Figura N°108: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 28/06/02.

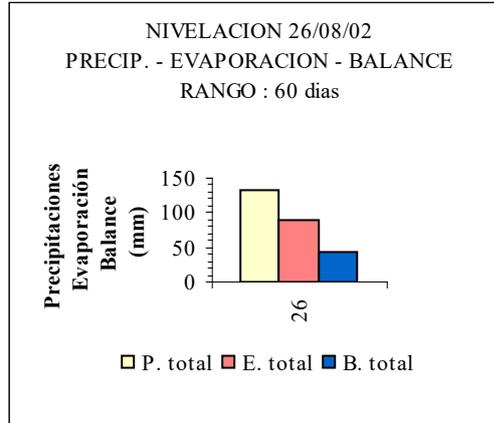
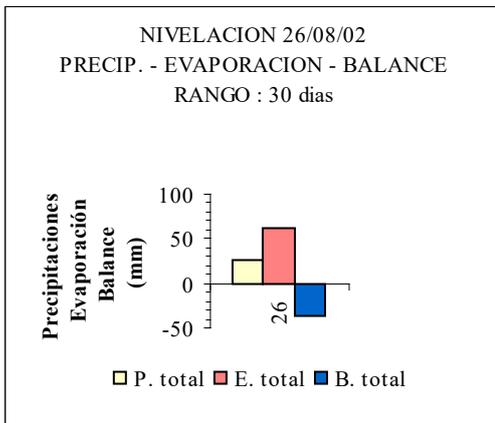
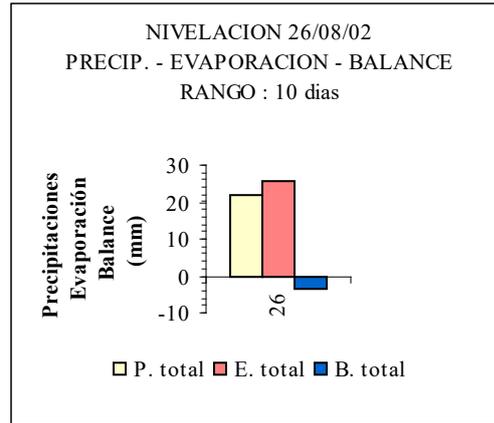
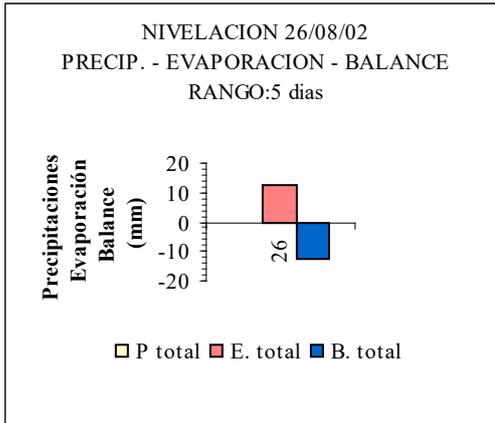
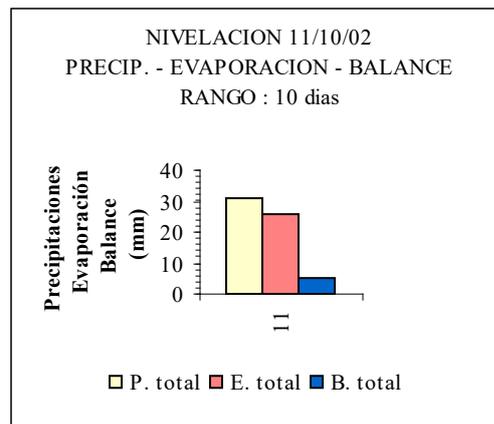
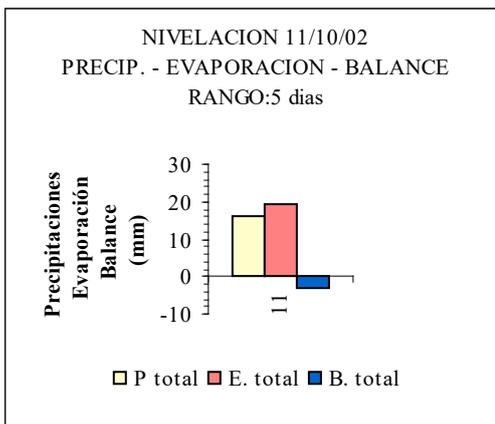


Figura N°109: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 26/08/02.



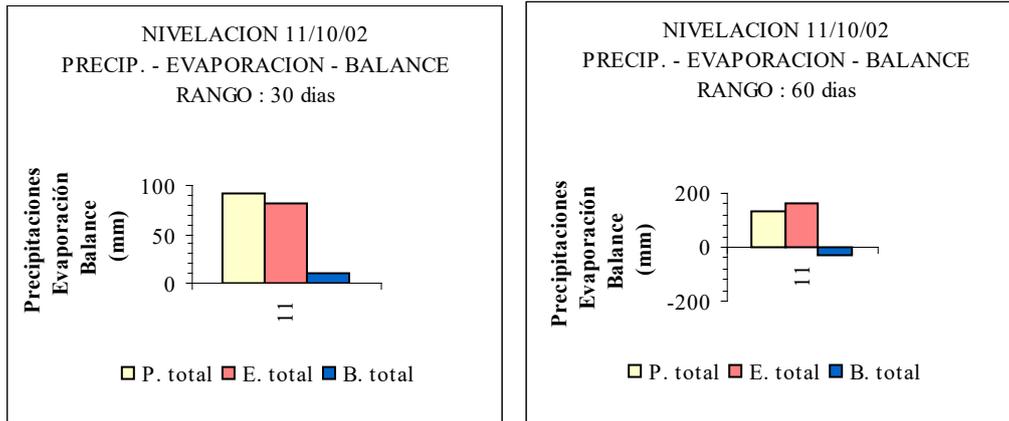


Figura N°110: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 11/10/02.

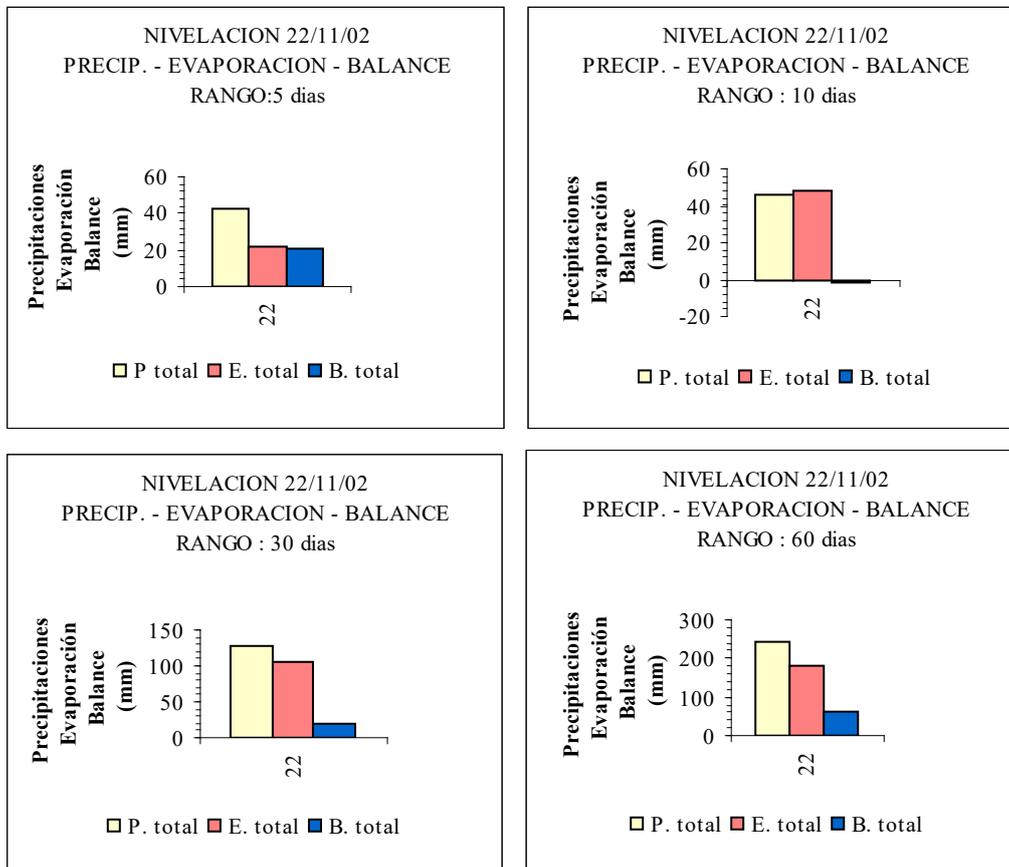


Figura N°111: Balance precipitación vs. evaporación para diferentes intervalos de tiempo respecto nivelación del 22/11/02.

En las gráficas con diferentes intervalos de tiempo y sin disposición mensual ordenada se encuentran rangos de excesos y déficit que justifican las fluctuaciones relevadas en los controles de niveles. Vinculando estos gráficos con la *figura N°67* se observa que el rango con mejor ajuste oscila entre los 10 y 30 días, aunque resulta más claro el análisis evaluando directamente la estadística anual general.

CAPITULO SEIS: ESTUDIO EXPERIMENTAL EN LABORATORIO

6. Estudio experimental en laboratorio.

La investigación de laboratorio se programó en forma particular para determinar los datos necesarios para la aplicación de un modelo teórico de predicción y el análisis asociado a las observaciones efectuadas en el prototipo instrumentado.

Los ensayos se ejecutaron sobre muestras inalteradas según el siguiente detalle:

1. Identificación por constantes hídricas.
2. Evaluación de sales en extracto de saturación y complejo de intercambio catiónico.
3. Determinación de curvas características.
4. Determinación de la presión de expansión y del índice de expansión.

6.1. Obtención de muestras inalteradas.

Se seleccionaron dos de los puntos previstos para los sondeos de humedad, H24 y H34 (*figura N°44-capítulo cinco*), y se extrajeron muestras inalteradas mediante la hincada estática de tubos Shelby de pared delgada de 3" de diámetro.

Las profundidades de extracción fueron seleccionadas a partir del análisis de los perfiles generales de identificación presentados en el capítulo cinco. Se obtuvieron cuatro muestra en cada sondeo:

Muestra N°1: 0,88 a 1,26 metros de profundidad.

Muestra N°2: 1,26 a 1,77 metros de profundidad.

Muestra N°3: 1,77 a 2,13 metros de profundidad.

Muestra N°4: 3,60 a 4,10 metros de profundidad.

Los testigos correspondientes al sondeo H24 fueron trasladados a la Universidad Federal de Río Grande do Sul, de la ciudad de Porto Alegre, Brasil, y los del sondeo H34 fueron ensayados en laboratorios locales.



Fotografía N°20: Hincado estático de tubos Shelby para extracción de muestras inalteradas.

La *fotografía N°20* muestra las tareas de extracción de las muestras inalteradas. Se colocaron los tubos Shelby a las profundidades correspondientes y se aplicó fuerza estática mediante una viga de 6,00 metros de largo anclada a la columna central del prototipo de estudio.

Las muestras fueron retiradas de los tubos muestreadores mediante extrusión lenta y envueltas en tela, parafina, papel aluminizado, parafina y finalmente protegidas en tubos de PVC de 110 mm de diámetro.

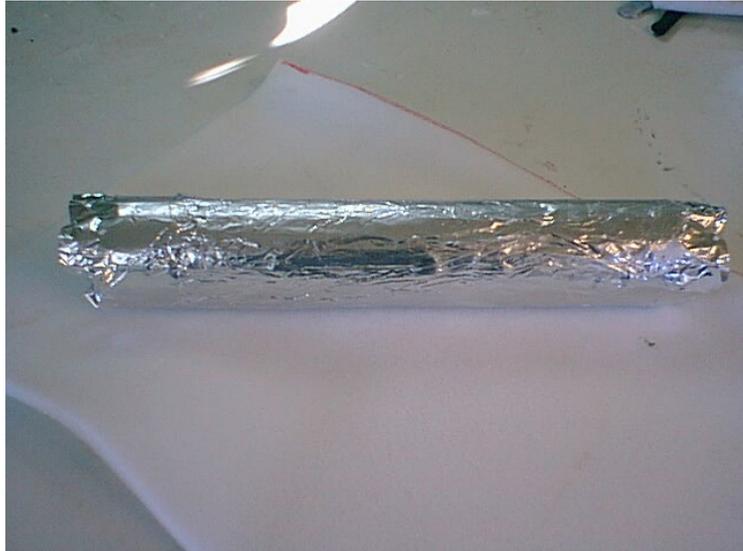
Las *fotografías N°21 a N°26* ilustran la secuencia de las tareas de preparación de las muestras.



Fotografía N°21: Muestra desmontada del tubo Shelby.



*Fotografía N°22: Envoltura de tela y parafina.
Segunda cobertura con papel aluminizado.*



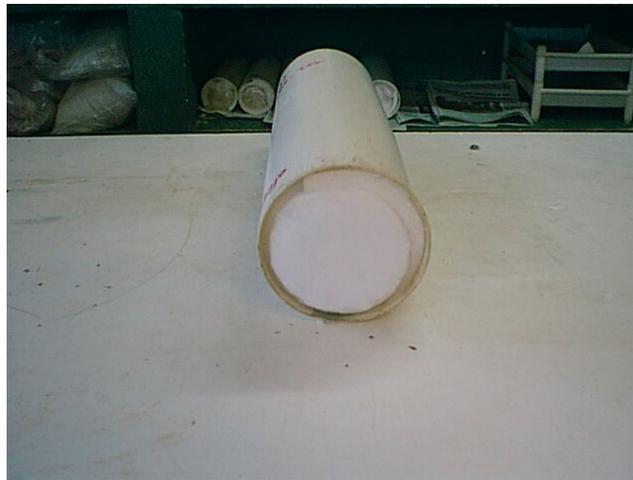
Fotografía N°23: Cobertura con papel aluminizado.



Fotografía N°24: Parafinado sobre el papel aluminizado y protección con goma pluma de 10,00 mm de espesor.



Fotografía N°25: Protección terminada.



Fotografía N°26: Colocación dentro de tubo de PVC de 110 mm de diámetro.

6.2. Ensayos de identificación.

Los ensayos de identificación se efectuaron sobre los testigos del sondeo H34 y fueron detallados en el capítulo cinco en el análisis de plasticidad. En la *tabla N°18* se transcriben los resultados correspondientes.

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %	Cc %<0,001mm	Cc %<0,002mm	Ac IP/(%<2u)	G
H34	0,88 - 1,26	50	23	27	4,00	20,00	1,34	2,60
	1,26 - 1,77	58	24	34	0,00	0,20	170,30	2,67
	1,77 - 2,13	47	23	24	0,00	1,90	12,64	2,67
	3,60 - 4,10	56	24	32	0,00	1,30	24,54	2,68

Tabla N°18: Identificación testigos sondeo H34.

6.3. Ensayos químicos.

Se ejecutaron ensayos químicos para la determinación de sales disueltas en el extracto de saturación y para la evaluación del complejo de intercambio catiónico.

Los ensayos se ajustaron a las Normas del Departamento de Salinidad de los Estados Unidos – California. La *tabla N°19* resume los resultados obtenidos.

ANALISIS QUIMICOS

A PARTIR DE EXTRACTO DE SATURACION

NORMAS UTILIZADAS: DEPARTAMENTO DE SALINIDAD DE LOS E.E.U.U. - CALIFORNIA.

Pozo	Prof. m	pH	Conductividad Específica mSiemens/cm	Calcio Ca ⁺⁺ m.eq/litro	Magnesio Mg ⁺⁺ m.eq/litro	Potasio K ⁺ m.eq/litro	Sodio Na ⁺ m.eq/litro	CIC m.eq/100gr	TSD m.eq/litro	% Na m.eq/100gr	SAR
H-34	0,88 a 1,26	7,70	550	3,84	1,20	0,10	0,50	22,00	5,64	0,80	0,31
H-34	1,26 a 1,77	8,20	400	3,00	0,48	0,10	0,80	25,00	4,38	1,00	0,61
H-34	1,77 a 2,13	8,22	400	2,90	0,50	0,00	0,60	23,00	4,00	1,20	0,46
H-34	3,60 a 4,10	8,22	400	3,00	0,50	0,00	0,50	23,00	4,00	1,00	0,38

CIC: Capacidad de intercambio catiónico

TSD: Total de sales disueltas

SAR: Relación de adsorción de sodio

Métodos utilizados.

PH del extracto de la pasta saturada: (Método 21-b)

Ca⁺⁺, por complexometría : (Método 7)

Mg⁺⁺, por complexometría : (Método 7)

Na⁺, Método gravimétrico : (Método 80)

K⁺, Método gravimétrico : (Método 81a)

Determinación de Na⁺ intercambiable : Método de ACET. AMONIO (Método 18)

Determinación de CIC : Método de ACET. De Na - ACET de NH₄ - (Método 19)

Tabla N°19: Ensayos químicos sobre testigos del sondeo H34.

6.4. Determinación de curvas características.

Se determinaron las curvas características de los testigos de los sondeos H24 y H34. En el primer caso los ensayos se ejecutaron en la Universidad Federal de Río Grande do Sul, y en el segundo en laboratorios locales. En ambos se utilizó la técnica del papel de filtro según la metodología recomendada por Marinho, 1995, presentada en el capítulo dos. Se empleó papel Whatman N°42 y la curva de calibración de Chandler, et al. (1992), según Marinho, 1995.

En los testigos ensayados en la UFRGS se trazaron únicamente trayectorias de secado debido a que las muestras se deterioraron al inicio de los caminos de humedecimiento. Las figuras N°112 a N°115 presentan las curvas características de los cuatro testigos del sondeo H24. En azul se grafican las líneas de tendencias y en rojo curvas de ajuste manual.

Sr(%)	Succión (kPa)
89,77	350,54
89,77	487,29
81,58	693,64
81,58	672,16
73,41	1249,27
73,41	5640,96
60,17	10746,85
60,17	10724,37
56,04	10894,70
56,04	10525,84
47,79	10786,77
47,79	10430,95
40,53	31606,44
40,53	24134,99
32,27	26553,88
32,27	26289,16

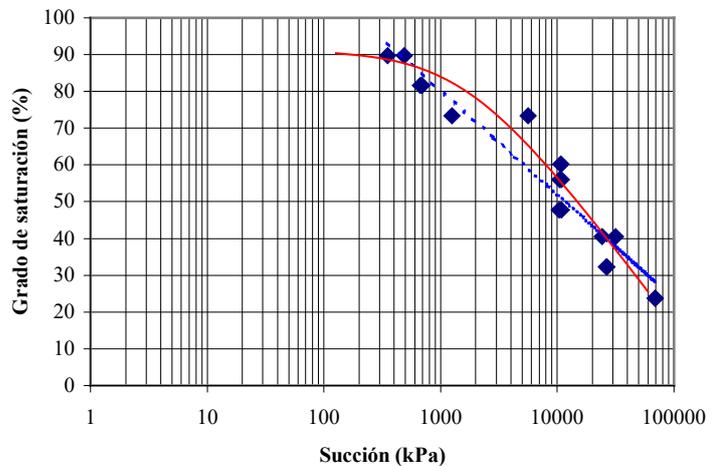


Figura N°112: Curva característica – Sondeo H24 – Testigo 0,88 -1,26
Trayectoria de secado.

Sr(%)	Succión (kPa)
88,48	75,92
88,48	13,90
78,50	1193,95
78,50	872,30
68,60	1730,50
68,60	1695,69
57,03	13201,95
57,03	13366,91
52,97	14240,06
52,97	13574,04
44,23	12881,10
44,23	13878,78
35,49	47283,90
35,49	47919,56
29,81	33674,77
29,81	32751,61

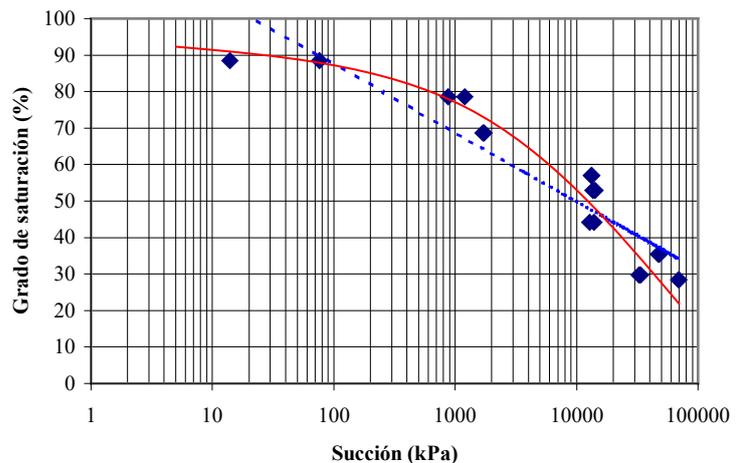


Figura N°113: Curva característica – Sondeo H24 – Testigo 1,26 -1,77
Trayectoria de secado.

Sr(%)	Succión
76,70	157,06
76,70	30,39
68,82	833,68
68,82	844,59
60,91	1273,87
60,91	1635,02
47,61	20814,46
47,61	12175,95
45,08	11460,92
45,08	11255,28
38,91	10878,86
38,91	11408,79
31,97	36113,85
31,97	31187,94
24,97	30240,55
24,97	30083,64

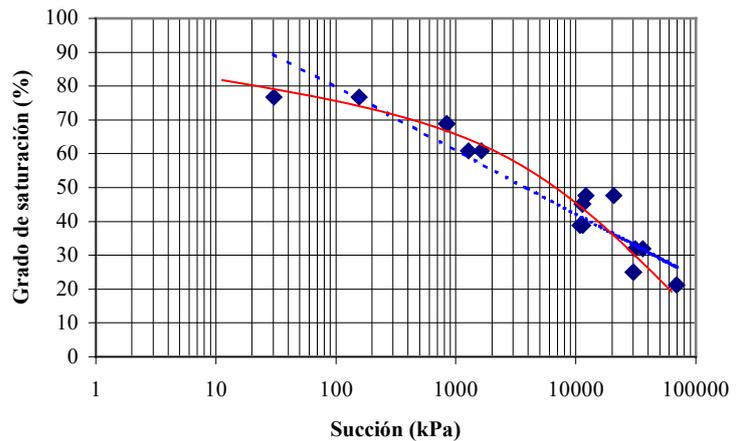


Figura N°114: Curva característica – Sondeo H24 – Testigo 1,77– 2,13
Trayectoria de secado.

Sr(%)	Succión (kPa)
80,60	15,33
80,60	7,13
72,08	746,71
72,08	848,01
63,56	1153,40
63,56	1073,46
53,67	2668,06
53,67	3197,68
42,51	3709,56
42,51	3981,47
33,99	3879,24
33,99	4027,91
25,47	8523,01
25,47	10181,39
16,95	7923,97
16,95	8568,73

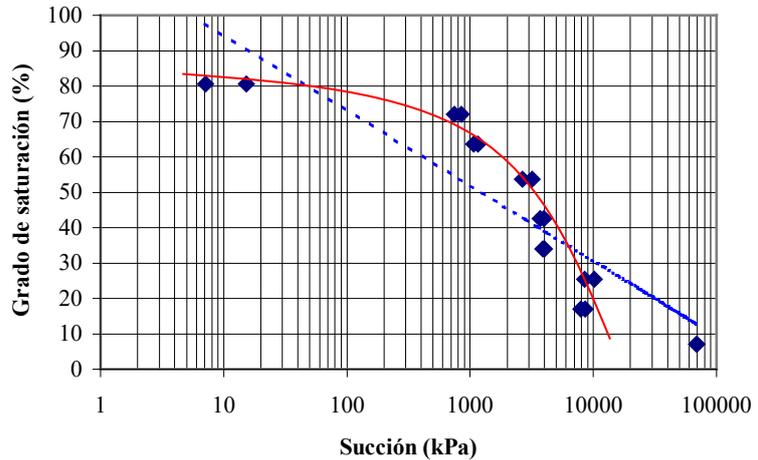


Figura N°115: Curva característica – Sondeo H24 – Testigo 3,60– 4,10
Trayectoria de secado.

En las *figuras N°116 a N°123* se presentan las curvas características de los testigos del sondeo H34, en primer término con las trayectorias de secado exclusivamente a los efectos de su análisis integral con las curvas anteriores (superpuestas), y en segundo lugar las trayectorias completas de secado y humedecimiento.

W%	Sr(%)	S(kPa)
18,90	93,79	161,79
18,90	93,79	1369,22
16,90	83,85	292,73
16,90	83,85	278,64
14,89	73,90	595,43
14,89	73,90	1076,63
12,10	60,03	3436,93
12,10	60,03	2861,13
10,80	53,61	4434,25
10,80	53,61	4980,93
8,80	43,67	11780,35
8,80	43,67	12541,74
6,78	33,65	18344,77
6,78	33,65	13641,71

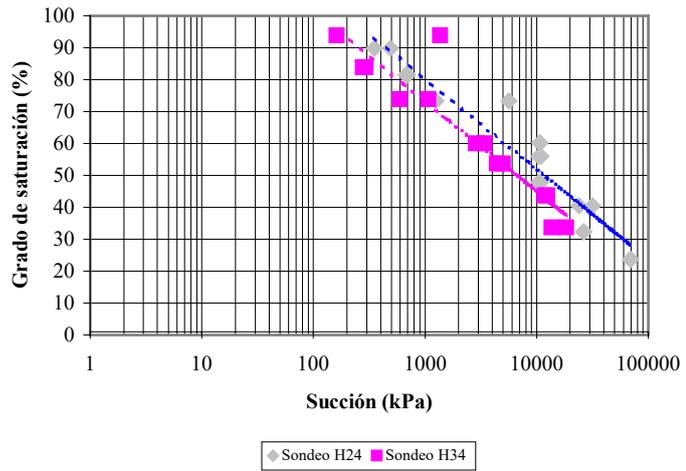


Figura N°116: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 0,88-1,26 - Trayectoria de secado.

W%	Sr(%)	S(kPa)
21,20	93,77	1302,93
21,20	93,77	1394,12
19,19	84,88	1536,68
19,19	84,88	149,38
17,18	75,99	151,47
17,18	75,99	663,61
15,12	66,88	6744,90
15,12	66,88	2379,42
13,27	58,72	5867,26
13,27	58,72	2558,02
10,90	48,22	10740,35
10,90	48,22	10028,65
8,94	39,55	13078,89
8,94	39,55	13281,84

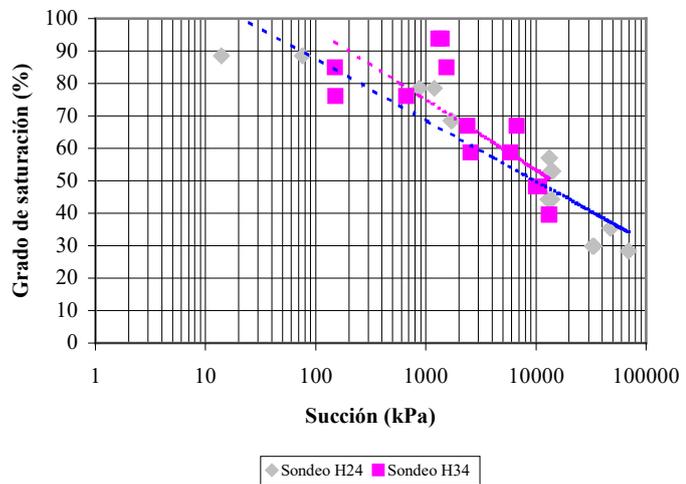


Figura N°117: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 1,26 -1,77- Trayectoria de secado.

W%	Sr(%)	S(kPa)
20,90	91,42	917,99
20,90	91,42	592,73
18,89	82,64	677,81
18,89	82,64	1049,04
16,88	73,86	234,23
16,88	73,86	68,79
14,10	61,69	3353,23
14,10	61,69	4281,50
12,92	56,51	7343,86
12,92	56,51	7343,86
10,48	45,85	11281,06
10,48	45,85	10810,37
8,82	38,58	8606,36
8,82	38,58	9397,62

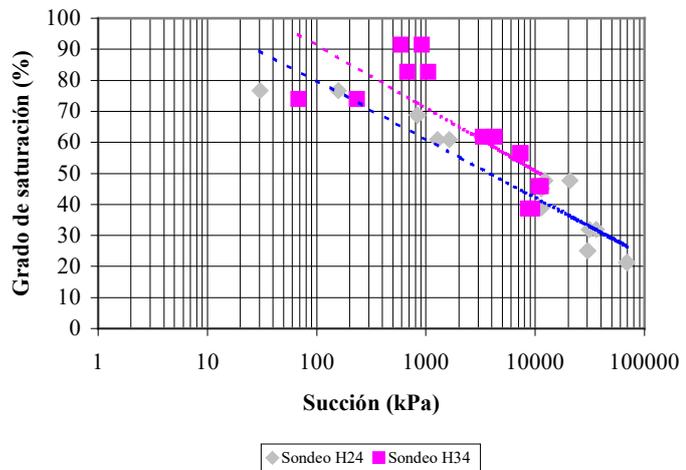


Figura N°118: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 1,77-2,13 - Trayectoria de secado.

W%	Sr(%)	S(kPa)
22,60	92,68	176,62
22,60	92,68	281,90
20,60	84,46	230,63
20,60	84,46	1109,09
18,60	76,29	549,70
18,60	76,29	192,58
16,58	68,00	2113,15
16,58	68,00	1632,58
14,59	59,82	2663,95
14,59	59,82	3930,10
12,40	50,87	10114,48
12,40	50,87	12449,04
10,65	43,68	5396,73
10,65	43,68	4116,22

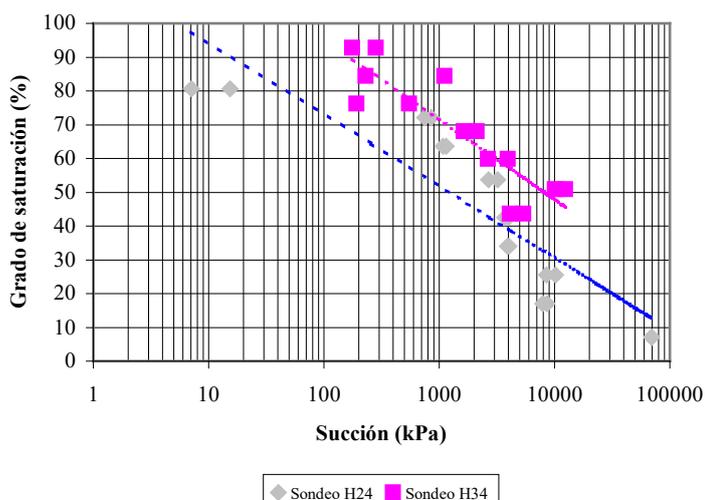


Figura N°119: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 3,60-4,10 - Trayectoria de secado.

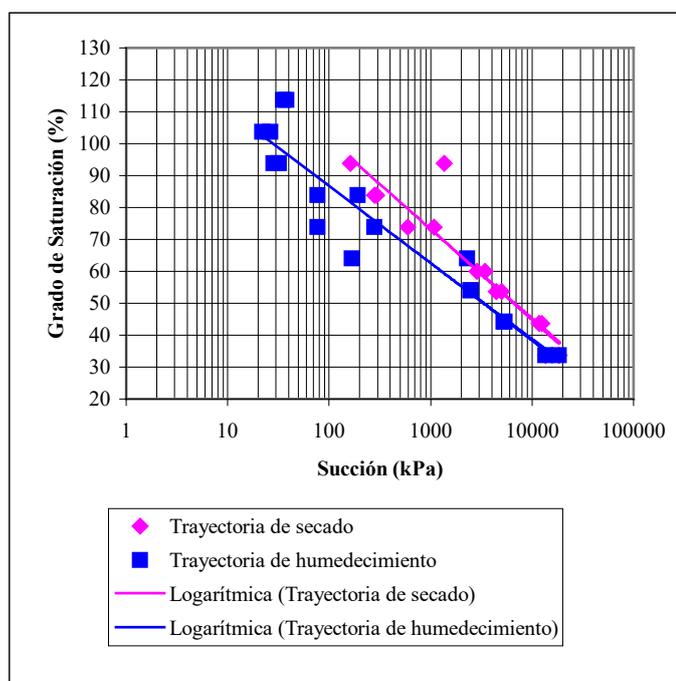


Figura N°120: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 0,88-1,26- Trayectorias de secado y humedecimiento.

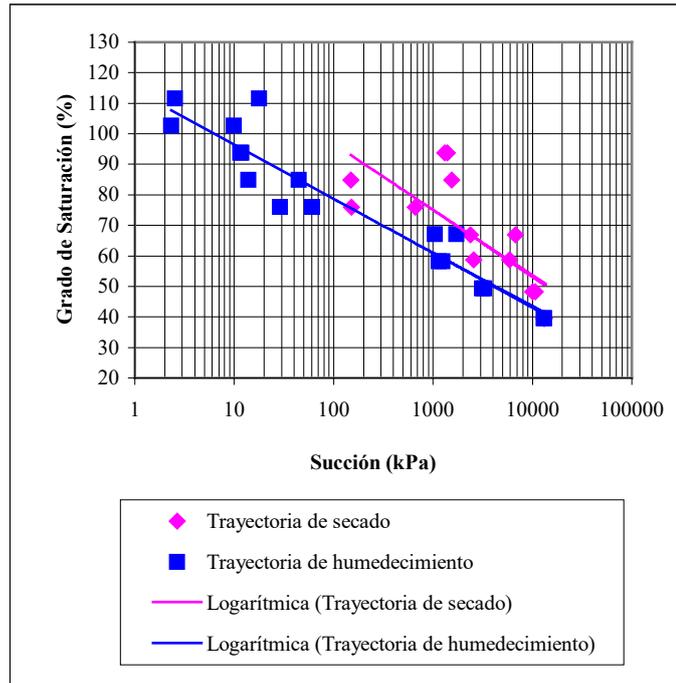


Figura N°121: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 1,26-1,77- Trayectorias de secado y humedecimiento.

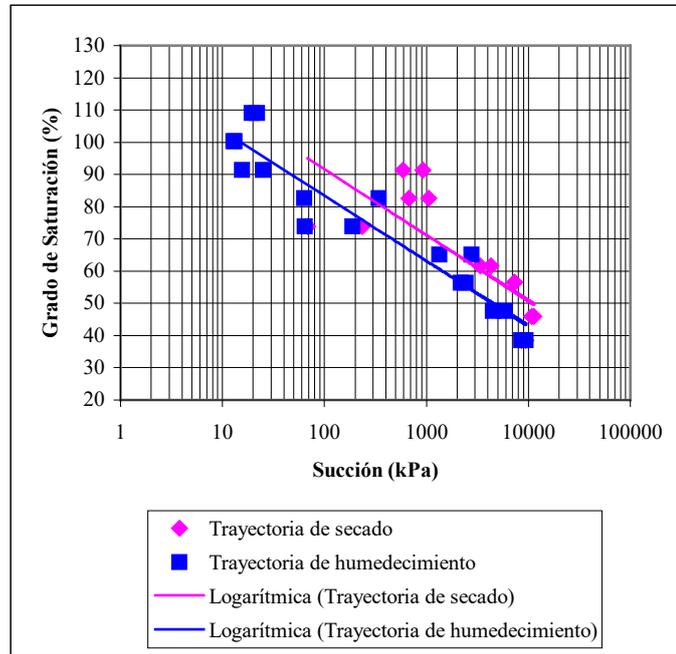


Figura N°122: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 1,77-2,13- Trayectorias de secado y humedecimiento.

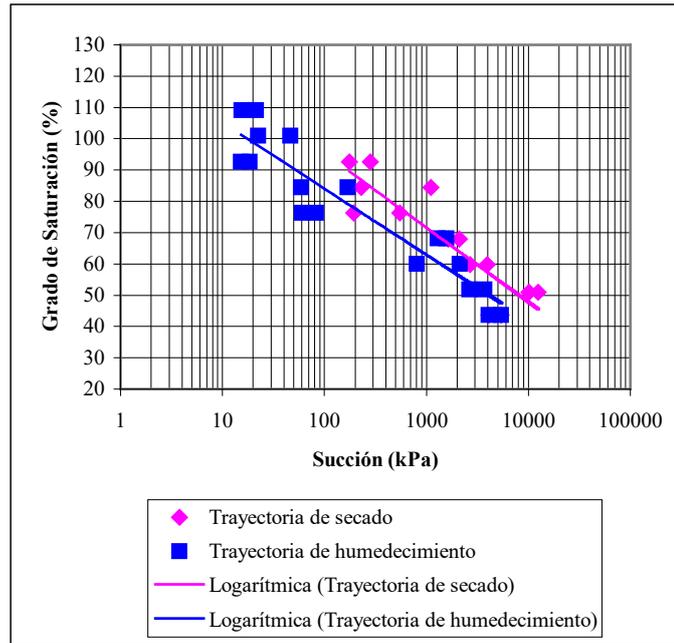


Figura N°123: Curva característica – Sondeo H34 – Testigo 3,60-4,10- Trayectorias de secado y humedecimiento.

De la misma manera que en la determinación de los perfiles de variación del grado de saturación en campo, en el trazado de las curvas características, tanto en trayectorias de secado como de humedecimiento, no se realizan mediciones de volumen punto a punto manteniéndose constante la relación de vacíos (igual a la del estado inicial). De esta forma, aún cuando los valores no se ajusten con precisión a la realidad, resultan compatibles entre sí y permiten una correcta evaluación de las variaciones de succión cuando se analizan los estados de esfuerzos.

Las curvas características determinadas en la UFRGS presentan trayectorias de secado para intervalos del grado de saturación que oscilan entre el 90% y el 30% en general. Los testigos de los estratos superiores (0,88 m -1,26 m, 1,26 m -1,77 m y 1,77 m a 2,13 m) presentan valores significativos de succión para grados de saturación del orden del 80% al 90% y alcanzan valores superiores a los 10.000 kPa cuando el grado de saturación es menor al 50%.

En el testigo de 3,60 m a 4,10 metros de profundidad se distingue un cambio de comportamiento, las succiones para grados de saturación elevados prácticamente se anulan y no se superan los 4.000 kPa para grados de saturación del orden del 50%.

Las curvas determinadas en laboratorios locales de los testigos de los estratos superiores son similares a las anteriores. Se encuentran marcadas diferencias en el testigo de 3,60 m a 4,10 m, en el que, para el caso de los ensayos locales, no se distingue la disminución de succiones que se señaló para las muestras del sondeo H24.

Es probable que las diferencias estén asociadas a una variación del tipo de suelo aún con la proximidad de los sondeos, tal como se analizó en capítulos anteriores en la evaluación de propiedades y constantes hídricas.

En las *figuras N°120 a N°123* se determinaron las curvas características en trayectorias de secado y humedecimiento. En los cuatro testigos el comportamiento es similar y se corresponde con el teórico (punto 2.2.3.2. del capítulo dos), existe histéresis entre las ramas, encontrándose valores de succión menores en la trayectoria de humedecimiento.

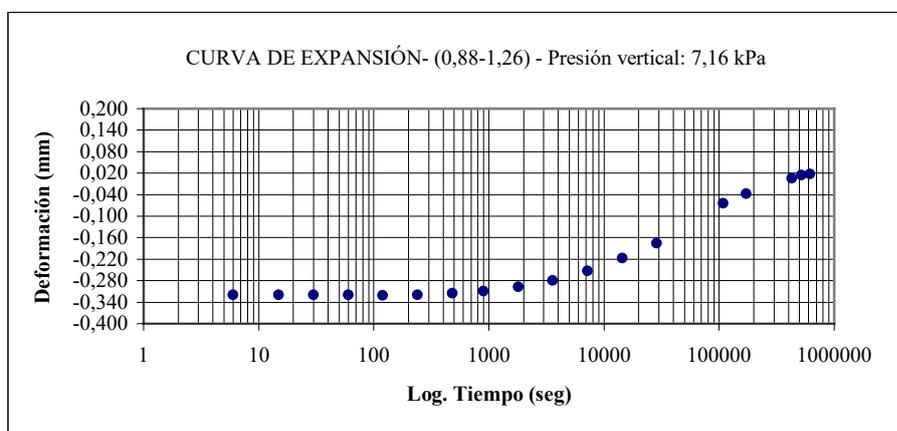
6.5. Ensayos de presión de expansión y determinación del índice de expansión.

Para la determinación de la presión de expansión se emplearon dos de los tres métodos sugeridos por Sridharan, Rao y Sivapullaiah, 1986 (punto 3.4.2.1.).

Inicialmente se trabajó con el Método II y luego se incorporó la metodología propuesta en el I como verificación y para poder determinar en las ramas de descarga los índices de expansión que resultan necesarios para la aplicación de un modelo teórico.

Siguiendo el Método II, cada uno de los testigos inalterados del sondeo H34 fue sometido a inundación con control de deformaciones para presiones verticales aplicadas del orden de los 7,00 kPa, 13,00 kPa y 25,00 kPa. Se trazó una gráfica de deformación vs. presión vertical y se determinó un valor probable de la presión de expansión en la intersección de la línea de tendencia con el eje de deformación nula.

Las *figuras N°124 a N°127* corresponden a las curvas de los ensayos de expansión para diferentes presiones verticales y las curvas deformación vs. presión vertical resultantes de cada testigo.



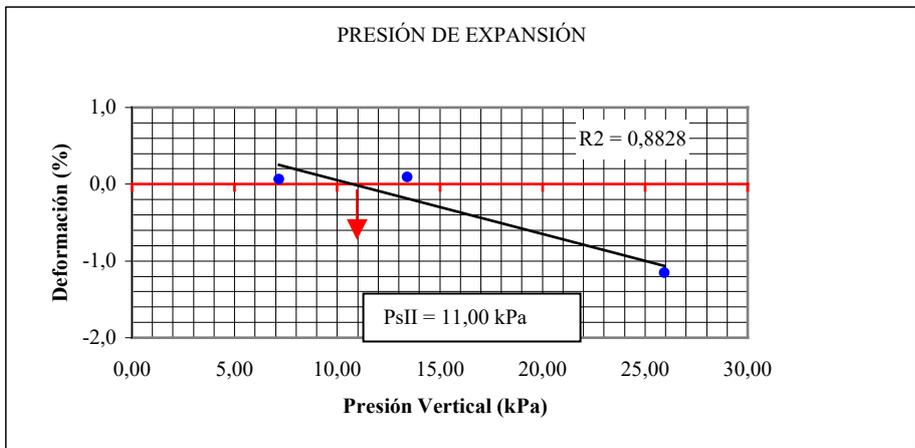
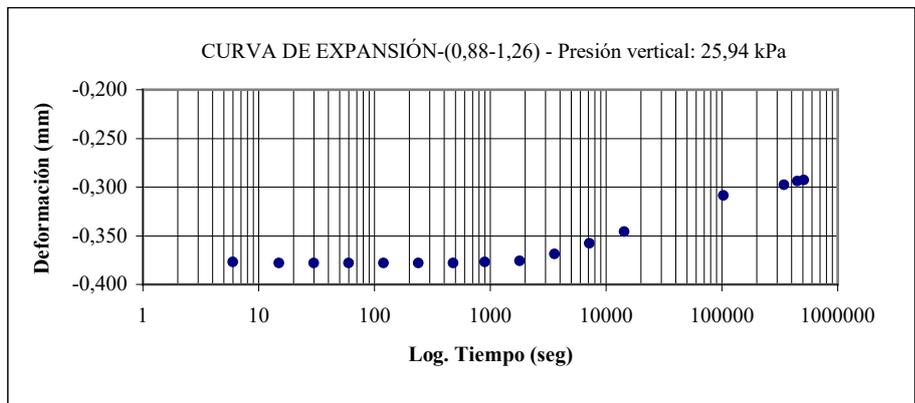
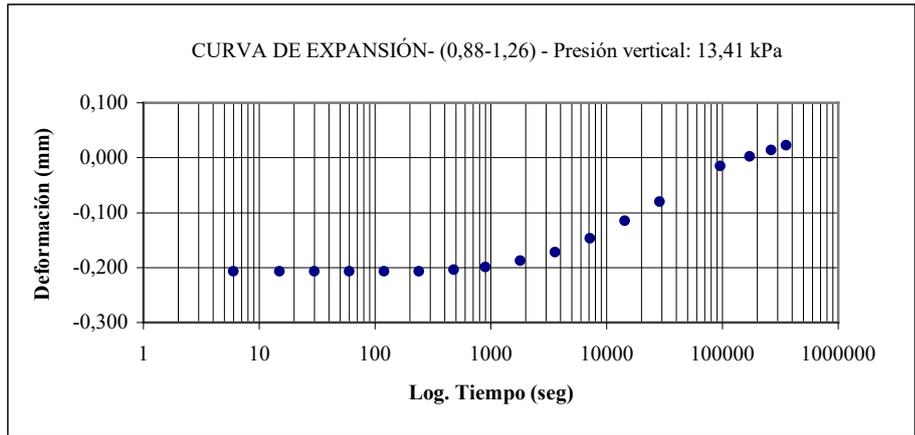
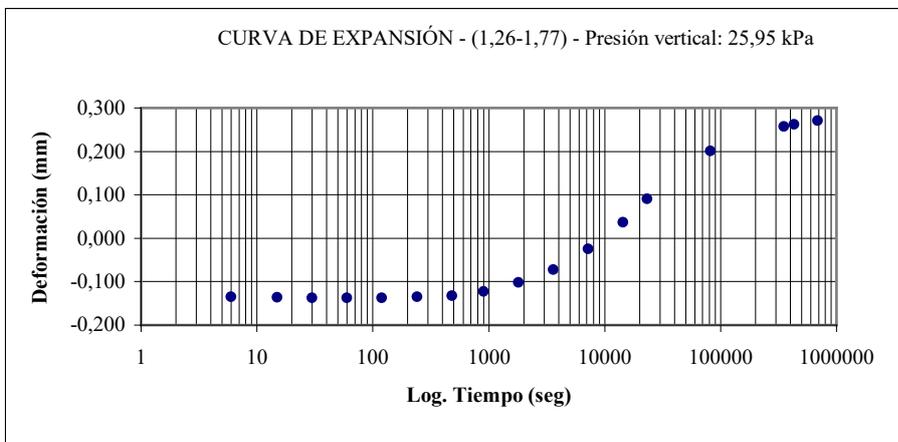
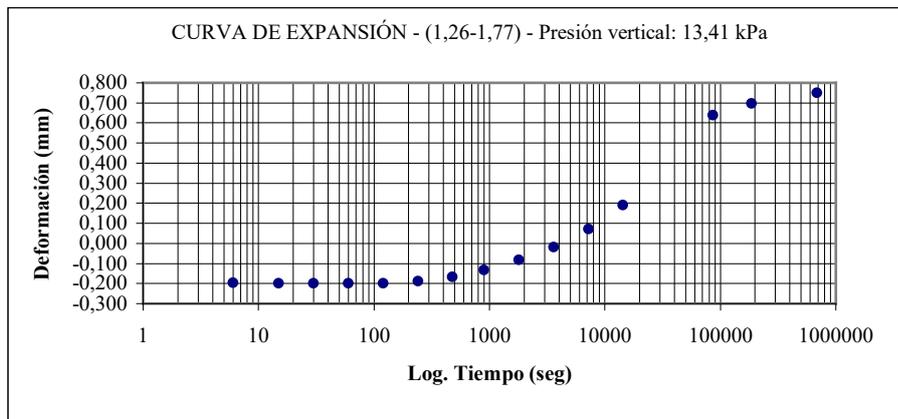
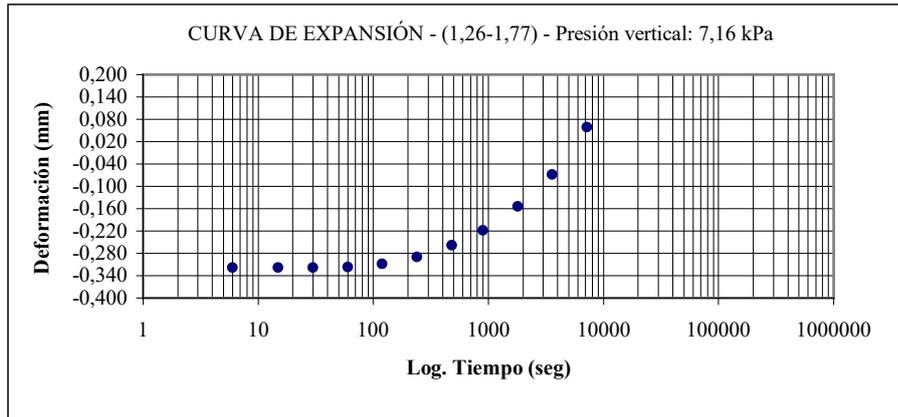


Figura N°124: Determinación presión de expansión según Método II
Testigo 0,88-1,26 – Sondeo H34.



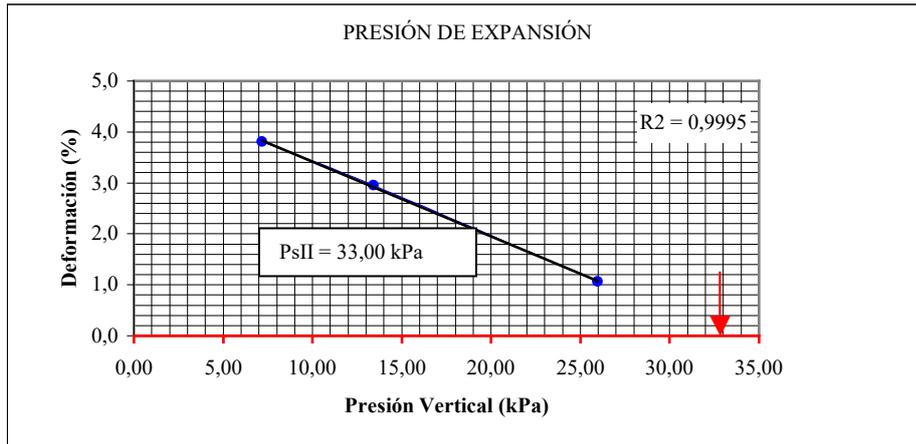
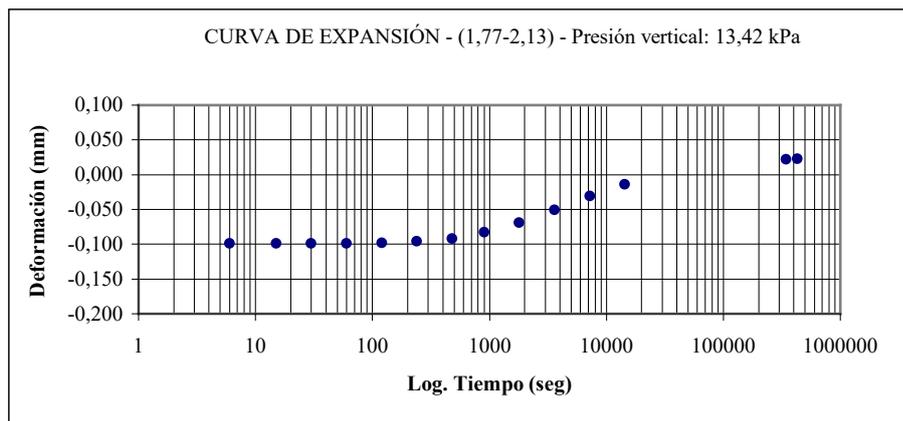
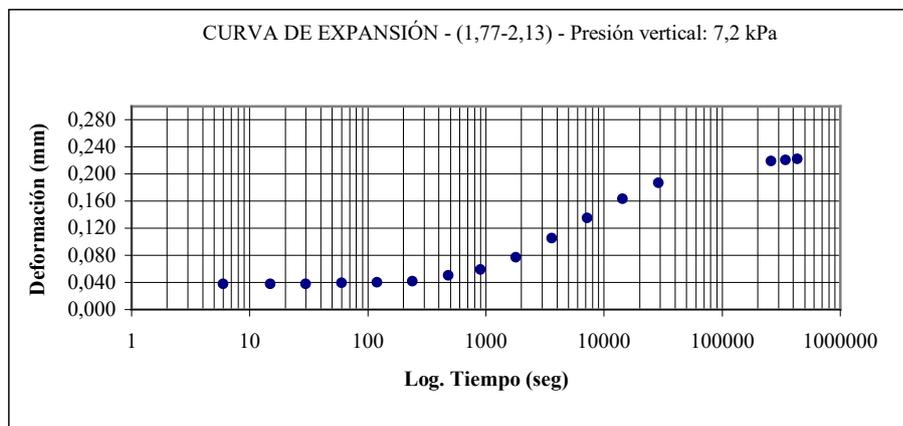


Figura N°125: Determinación presión de expansión según Método II
Testigo 1,26-1,77 – Sondeo H34.



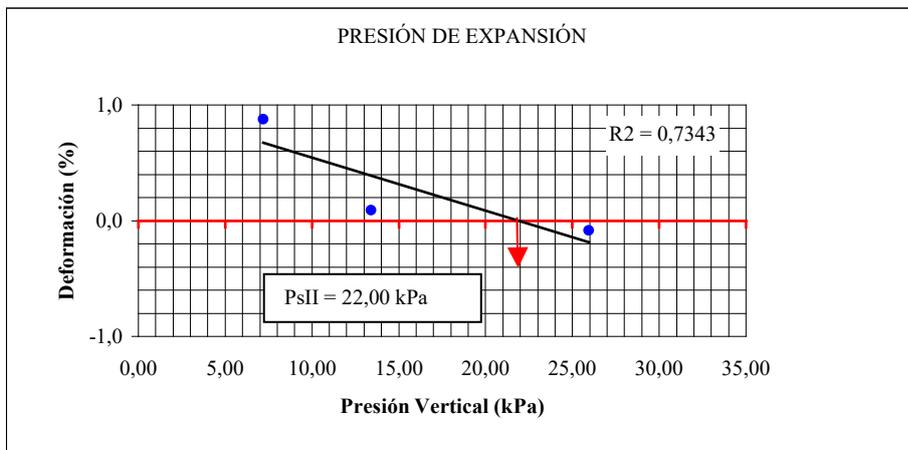
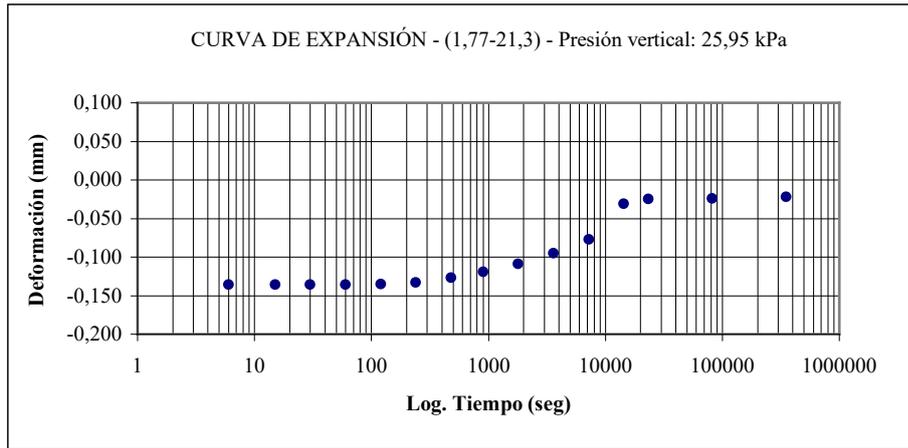
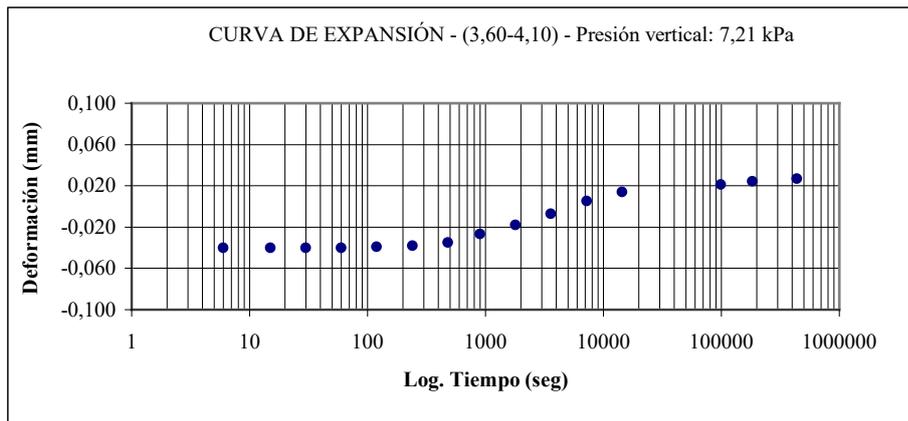


Figura N°126: Determinación presión de expansión según Método II
Testigo 1,77-2,13 – Sondeo H34.



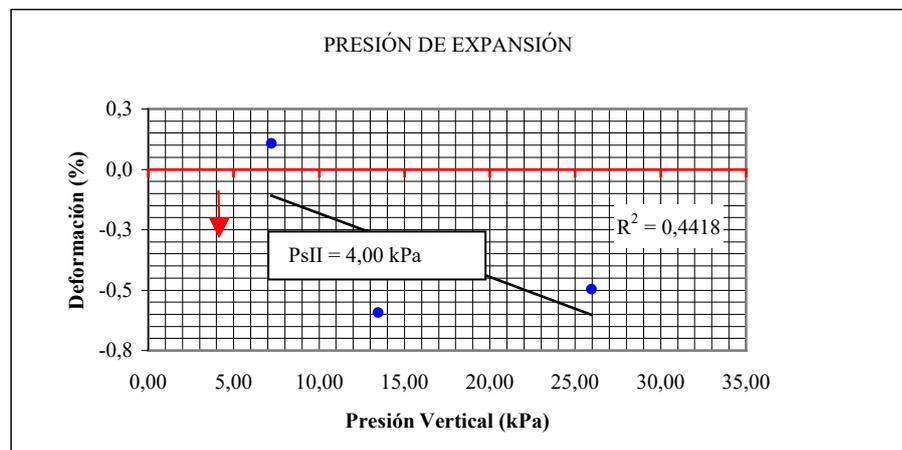
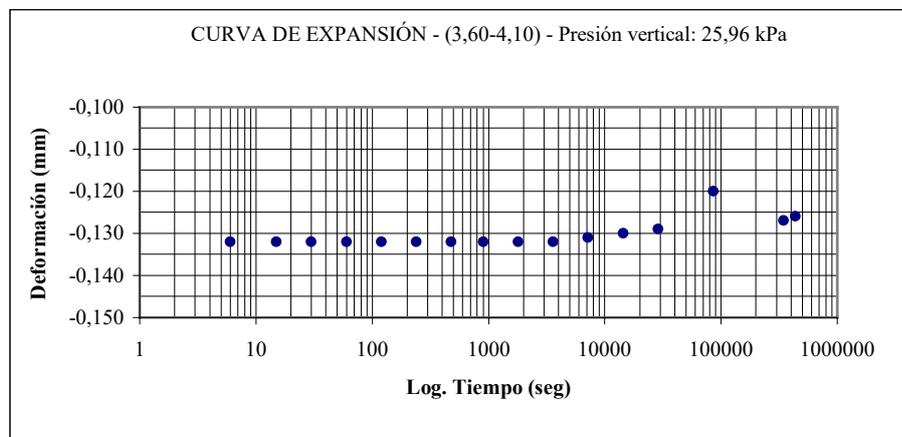
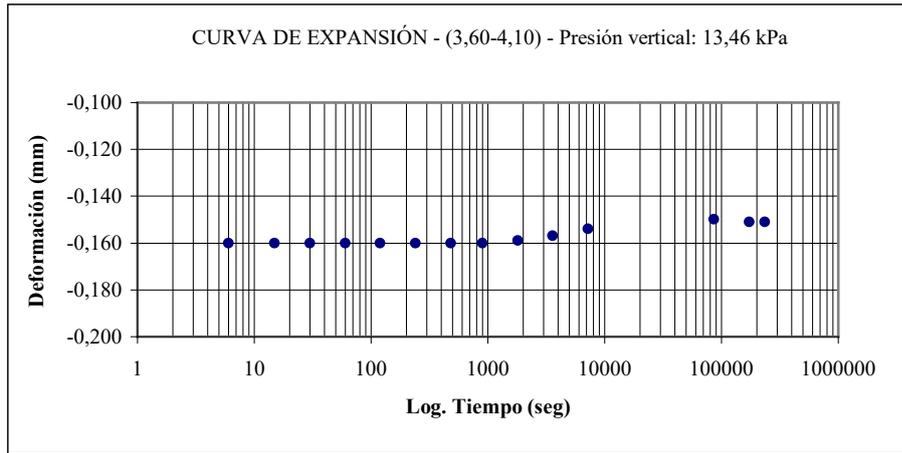


Figura N°127: Determinación presión de expansión según Método II
Testigo 3,60-4,10 – Sondeo H34.

Los resultados del testigo de 3,60 a 4,10 se consideran no válidos dada la dispersión de valores reflejada por el bajo valor de R^2 .

Para verificar los valores obtenidos y obtener los correspondientes índices de expansión necesarios para la aplicación del modelo teórico se ensayaron nuevamente dos de los testigos del sondeo H34 (0,88-1,26 y 1,26-1,77) aplicando el Método I, a partir del

cual se permite la expansión completa de los testigos saturándolos bajo carga de montaje, y luego se los carga gradualmente (consolidación) hasta alcanzar el volumen original. Finalmente se sigue una trayectoria de descarga gradual. En las figuras N°128 y N°129 se presentan las gráficas resultantes de la aplicación del Método I, con trayectorias de saturación, carga y descarga.

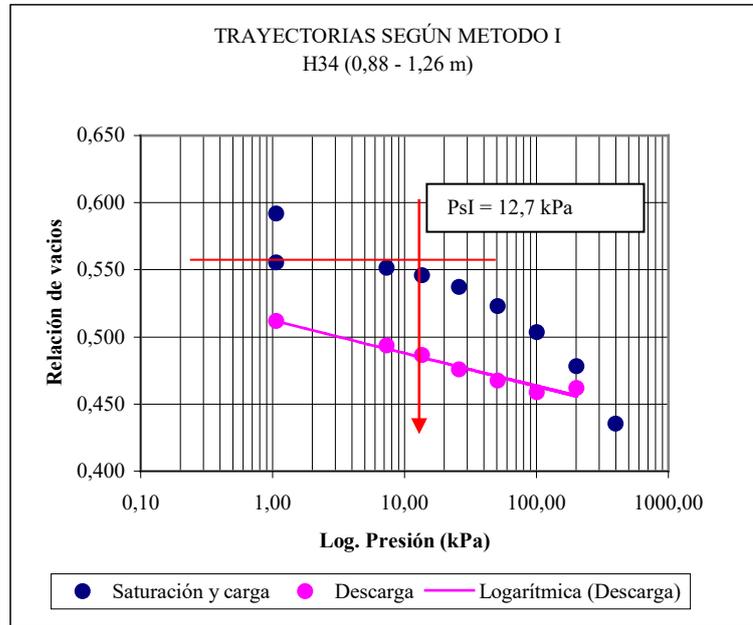


Figura N°128: Presión de expansión según trayectorias Método I. Sondeo H34 – 0,88-1,26.

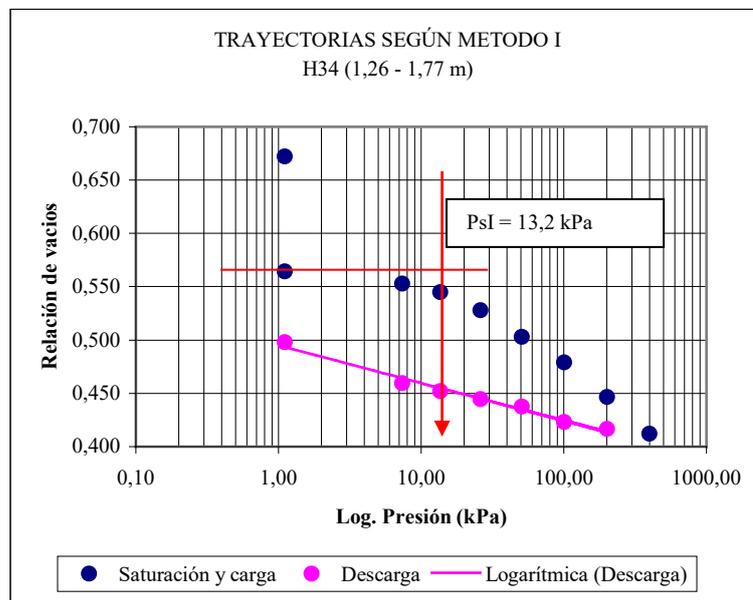


Figura N°129: Presión de expansión según trayectorias Método I. Sondeo H34 – 1,26-1,77.

En la *tabla N°20* se indican los valores resultantes de las gráficas anteriores, de las presiones determinadas por ambos métodos y de los índices de expansión.

Testigo	Presión de expansión s/ Método II (Ps - kPa)	Presión de expansión s/ Método I (Ps - kPa)	Índice de expansión (Cs)
0,88 – 1,26	11,00	12,70	0,025
1,26 – 1,77	33,00	13,20	0,034
1,77 – 2,13	22,00		
3,60 – 4,10	4,00*		

* Invalidado

Tabla N°20: Resumen presiones de expansión e índices de expansión.

En ninguno de los métodos aplicados corresponde la corrección de la presión de expansión por alteración en muestreo. En el Método II, por el tipo de gráfica resultante, no hay posibilidad de aplicar la metodología modificada del método de Casagrande sugerida por Fredlund y Rahardjo, 1993. Para el Método I, los mismos autores indican que este tipo de ensayo compensa de alguna manera el efecto de alteración por muestreo, si bien, como contraparte, al permitir un cambio de volumen, incorpora histéresis en la estimación de la presión.

Los resultados obtenidos no se ajustan plenamente a las conclusiones de Sridharan, Rao y Sivapullaiah, 1986, que indican que los mayores valores de presión se obtienen a partir del Método I.

CAPITULO SIETE: APLICACIÓN DE METODOS CUANTITATIVOS Y CUALITATIVOS DE PREDICCIÓN

7. Aplicación de métodos cuantitativos y cualitativos de predicción.

En este capítulo se aplican métodos directos e indirectos de predicción cuantitativa del hinchamiento, y métodos de evaluación cualitativa de la susceptibilidad detallados en el capítulo tres. En el caso de los métodos directos las variables necesarias se obtienen de los resultados de los ensayos de laboratorio analizados en el capítulo seis.

De manera interactiva se analizan los resultados entre sí y con las observaciones de campo, evaluándose su aplicabilidad y confiabilidad.

7.1. Aplicación de métodos directos de predicción. Metodología sugerida por Fredlund y Rahardjo, 1993.

De los métodos directos descritos en el punto 3.4.2., se selecciona el de Fredlund y Rahardjo, 1993, particularmente por los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio ejecutados y detallados en el capítulo seis.

De acuerdo con lo indicado en el capítulo tres, la predicción del hinchamiento puede ajustarse a las siguientes expresiones:

$$\Delta_e = C_s \cdot \log\left(\frac{P_f}{P_0}\right)$$

donde:

C_s : índice de expansión: pendiente de la rama de expansión obtenida en un ensayo con control de succión o saturado.

P_0 : estado inicial de esfuerzos $P_0 = (\sigma_y - \mu_a) + (\mu_a - \mu_w)_e$, valor que no se calcula en la práctica sino que se mide como el valor de la presión de expansión corregida.

P_f : estado final que debe considerar los cambios de las tensiones totales y las condiciones finales de la presión del agua de poro. La presión del aire en el campo permanece en condiciones atmosféricas $P_f = \sigma_y + \Delta\sigma_y - \mu_{wf}$.

El hinchamiento de un estrato individual puede escribirse:

$$\Delta_{hi} = \left(\frac{\Delta_{ei}}{1 + e_{0i}} \right) \cdot h_i$$

7.1.1. Evaluación variables e índices.

Para la aplicación de la metodología propuesta se analizan cada una de las variables e índices que participan.

Índice de expansión (C_s):

En laboratorio se determinaron las pendientes de las ramas de descarga de los ensayos de consolidación previa saturación, sobre los testigos de 0,88 a 1,26 y de 1,26 a 1,77 del sondeo H34.

Testigo	Presión de expansión s/ Método II (Ps – kPa)	Presión de expansión s/ Método I (Ps – kPa)	Índice de expansión (C_s)
0,88 – 1,26	11,00	12,70	0,025
1,26 – 1,77	33,00	13,20	0,034
1,77 – 2,13	22,00		
3,60 – 4,10	4,00*		

* Invalidado

También puede estimarse un valor del índice aplicando el método indirecto sugerido por el Manual del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 1990, que considera $C_s = 0,03 + 0,002 \cdot (LL - 30)$.

De la figura N°42 del capítulo cinco se adopta un valor medio para el límite líquido igual a 46%.

$$(C_s) = 0,062$$

Dadas las diferencias entre los índices calculados en laboratorio y el estimado indirectamente, se considera adecuado trabajar con dos valores en las predicciones, el promedio de los primeros y el sugerido por el Manual del Cuerpo de Ingenieros a modo de control.

Relación de vacío inicial (e_i):

En el capítulo cinco se calcularon las relaciones de vacíos iniciales cada 0,50 metros de profundidad en el exterior del área cubierta y en distintos sectores bajo la misma. Los valores iniciales se corresponden con el eje 5, utilizado al comienzo de las tareas de observación y medición.

La tabla N°21 resume los valores determinados.

z (m)	Relación de vacíos					
	H56	H55	H54	H53	H52	H51
0,00	0,55	0,54	0,50	0,51	0,49	0,58
0,50	0,55	0,57	0,56	0,55	0,53	0,55
1,00	0,57	0,61	0,53	0,59	0,62	0,57
1,50	0,64	0,58	0,58	0,57	0,58	0,59
2,00	0,57	0,58	0,56	0,57	0,56	0,56
2,50	0,57	0,60	0,60	0,59	0,60	0,55
3,00	0,64	0,61	0,60	0,59	0,64	0,55

Tabla N°21: Resumen relaciones de vacíos iniciales.

Hay dispersión sin tendencia definida, por lo que se considera adecuado adoptar un valor representativo medio igual a 0,57.

Presión de expansión (p_s) = estado inicial de esfuerzos (P_0):

Para determinar el perfil de *presión de expansión* se analizan los valores determinados en laboratorio, y los que se obtienen por medio de las estimaciones indirectas de Williams y Donaldson, 1980 y del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 1990.

Los valores obtenidos en laboratorio:

Testigo	Presión de expansión s/ Método II (Ps - kPa)	Presión de expansión s/ Método I (Ps - kPa)	Índice de expansión (Cs)
0,88 - 1,26	11,00	12,70	0,025
1,26 - 1,77	33,00	13,20	0,034
1,77 - 2,13	22,00		
3,60 - 4,10	4,00*		

* Invalidado

Según Williams y Donaldson, 1980:

$$\log p_s = 5,3 - 147 \cdot \frac{e_i}{IP}$$

Adoptando el valor de (e_i): 0,57 y un promedio del $IP = 23\%$ de la *figura N°42* del capítulo cinco se obtiene (p_s) = 45,00 kPa.

La fórmula es muy sensible tanto al valor de IP como al de (e_i), por lo que los resultados, al trabajar con valores promedios de ambas propiedades, deben considerarse referenciales únicamente.

Según el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 1990:

$$p_s = 0,00258 \cdot IP^{1,12} \cdot \left(\frac{C}{W_n}\right)^2 + 0,273$$

donde:

p_s : presión de expansión (tsf).

W_n : humedad natural en %.

C : contenido de arcilla % < 2 μ

El contenido de arcilla se obtiene de la *tabla N°18* del capítulo seis.

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP %	Cc %<0,001mm	Cc %<0,002mm	Ac IP/(%<2u)	G
H34	0,88 - 1,26	50	23	27	4,00	20,00	1,34	2,60
	1,26 - 1,77	58	24	34	0,00	0,20	170,30	2,67
	1,77 - 2,13	47	23	24	0,00	1,90	12,64	2,67
	3,60 - 4,10	56	24	32	0,00	1,30	24,54	2,68

La *tabla N°22* resume los valores iniciales de humedad. Corresponden a los testigos del eje de control inicial N°5.

z (m)	Humedad inicial (%)					
	H56	H55	H54	H53	H52	H51
0,00	19,60	18,30	15,60	16,40	14,90	21,50
0,50	19,20	20,70	20,00	19,50	17,40	18,90
1,00	20,90	24,20	17,80	22,00	24,40	20,70
1,50	25,90	21,60	21,40	20,20	21,20	21,70
2,00	20,90	21,00	19,70	20,25	19,40	19,60
2,50	20,80	23,00	22,80	22,00	22,70	19,15
3,00	25,60	23,40	23,20	22,30	25,70	19,30

Tabla N°22: Resumen humedades iniciales.

Dados los valores de presión de expansión hasta aquí definidos, que determinan una profundidad activa reducida (relación presión geostática vs. presión de expansión, Fredlund y Rahardjo, 1993), y los antecedentes del capítulo cinco en que las mediciones marcaron mayor peso de participación en los movimientos de los estratos superiores, se considera adecuado trabajar con los dos primeros metros de profundidad, y adoptar un valor promedio w_n :20%.

La *tabla N°23* resume los valores resultantes.

Testigo	Presión de expansión s/ MCI (Ps - kPa)
0,88 – 1,26	35,00
1,26 – 1,77	27,00
1,77 – 2,13	27,00

Tabla N°23: Presiones de expansión según el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 1990.

La fuerte sensibilidad de las variables en el método de Williams y Donaldson, 1980, lo hace poco aplicable en este estudio en el que por la heterogeneidad de valores ha sido necesario adoptar un criterio general de promedios. El método del Cuerpo de Ingenieros no es tan sensible a las variaciones de los parámetros y propiedades y se aproxima mejor a los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Analizando todos los resultados, parece conveniente adoptar un valor constante de 0,00 a 2,00 metros de profundidad igual a 25 kPa.

A partir de este valor puede determinarse, según Fredlund y Rahardjo, 1993, la profundidad activa como función de la relación entre la presión geostática y la presión de expansión.

$$\gamma \cdot h_a = 20 \frac{kN}{m^3} \cdot h_a = 25 kPa \Rightarrow h_a = 1,25 m$$

Estado final de esfuerzos (P_f):

Si se considera que el suelo alcanzó la saturación al final de la experimentación, el estado final de esfuerzos resulta igual a la presión geostática natural (la incidencia de la cobertura es despreciable), sino será igual a la geostática más la presión neutra negativa remanente.

En esta variable es donde podemos diferenciar el exterior, no cubierto, del interior, revisando las estadísticas de humedad y grados de saturación del capítulo cinco.

La revisión debe limitarse a los resultados de los primeros 1,50 metros de los puntos 5.4.1. y 5.4.2.

Los puntos externos, comparativas 1 y 6 alcanzaron la saturación completa durante el año de investigación. Los puntos bajo el área cubierta, a 1,00 metro del borde (comparativas 2 y 5, alcanzaron el 99%, y los del anillo a 2,50 metros del borde (comparativas 3 y 4), no superaron el 97,5%.

Se ha adoptado, en cada caso, el mayor valor del promedio hasta 1,00 metro de profundidad inclusive, de todas las fechas de control.

De acuerdo con lo indicado en puntos anteriores, si bien los grados de saturación no son exactos debido a que no se ha verificado la variación natural del peso específico durante la investigación, son representativas las diferencias encontradas en los distintos sectores y también las succiones deducidas por cuanto en la determinación de las curvas características tampoco se realizan ajustes punto a punto de los pesos específicos.

En estas condiciones el estado final de esfuerzos en el exterior sería equivalente a la presión geostática y en el interior (borde y zona central) igual a la presión geostática más la succión matricial remanente correspondiente a los grados de saturación indicados. Considerando que la presión del aire se mantiene en condiciones atmosféricas, la succión matricial es igual a una presión de poros negativa y debe tomarse de las curvas características en las ramas de humedecimiento (capítulo seis).

Dada la profundidad activa definida según Fredlund y Rahardjo, 1993, resultan representativas las curvas de los testigos de los estratos superiores de 0,88 m a 1,26 m y de 1,26 m a 1,77 m, *figuras N°120 y N°121* del capítulo seis.

En estas curvas se observan diferencias importantes en los valores de succión para altos grados de saturación, considerándose muy elevados los del testigo de 0,88 a 1,26.

Se adoptan los resultados del testigo de 1,26 a 1,77 metros de profundidad.

Para Sr: 99,0%, $\mu_a - \mu_w = 6,00$ kPa

Para Sr: 97,5%, $\mu_a - \mu_w = 8,50$ kPa

Debido a que los valores de succión son pequeños se adoptará el mismo criterio citado por Fredlund y Rahardjo, 1993, en el que se asume que, cuando se alcanza la saturación del suelo, las pendientes de las curvas de descarga en los planos de esfuerzos totales y de succiones matriciales toman el mismo valor.

7.1.2. Aplicación del método.

Se aplica la ecuación de predicción distinguiendo la zona exterior no cubierta, un sector representativo del borde del área cubierta, y uno de la zona central. Las diferencias entre ellos, de acuerdo con lo analizado, se limita a los grados de saturación alcanzados al finalizar la investigación y las presiones de poro negativas residuales asociadas.

La *tabla N°24* resume los resultados.

Sector	Δ_{hi} medido promedio (mm)	Δ_{hi} medido máximo (mm)	Aplicación del método						
			Cs	Espesor estrato (mm) h_i	$(P_s) = (P_0)$ (kPa)	Presión geostática inicial (kPa)	Presión final agua de poro (kPa)	(P_f) (kPa)	Δ_{hi} (mm)
Exte- rior	6,00/9,00	14,00/32,00	0,030 +	1250	25,00	12,50	0,00	12,50	7,20
			0,062 *	1250	25,00	12,50	0,00	12,50	14,86
Borde	4,00	8,00	0,030	1250	25,00	12,50	-6,00	18,50	3,12
			0,062	1250	25,00	12,50	-6,00	18,50	6,45
Central	2,00	4,00	0,030	1250	25,00	12,50	-8,50	21,00	1,81
			0,062	1250	25,00	12,50	-8,50	21,00	3,74

+ Dato experimental (*Tabla N°20*).

* Estimativa según Manual del Cuerpo de Ingenieros (punto 7.1.1.).

Tabla N°24: Resumen de la aplicación de la metodología de predicción de Fredlund y Rahardjo, 1993.

Comparando los valores de hinchamientos de la *tabla N°24* (aplicación del método) con los medidos en campo, *figuras N°67 a N°71* del capítulo cinco, se observa buena correlación en general.

En la *figura N°67a*, los hinchamientos de los puntos externos oscilan en un intervalo de 2,00 a 30,00 mm con una media de 6,00 a 9,00 mm aproximadamente según se considere o no el punto de comportamiento extremo N70.

La *figura N°68a* muestra, para la zona de borde, un hinchamiento medio de 4,00 mm y un valor máximo de 8,00 mm.

En las *figuras N°70a y N°71a*, representativas de la zona central, se observan hinchamientos máximos del orden de los 4,00 mm y una media de 2,00 mm.

La correlación es buena, el método y los mecanismos de definición de las variables e índices son adecuados. Se distingue una relación satisfactoria entre los valores medios reales de campo y los establecidos en gabinete utilizando valores del índice de expansión determinados en ensayos de laboratorio. Los resultados obtenidos a partir de la determinación empírica del índice de expansión (Manual del Cuerpo de Ingenieros), son representativos de las situaciones de máxima relevadas en campo.

7.2. Estimación indirecta del hinchamiento.

Se han seleccionado dos de los métodos indirectos descritos en el capítulo tres, el del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos que se estima aplicable dados los resultados del punto anterior en el que fue empleado para la evaluación de la presión y el índice de expansión, y el método de Vijayvergiya y Ghazzaly (según O'Neill y Poor-moayed, 1980) por la sencillez de aplicación y el tipo de datos necesarios, de fácil obtención en ensayos de rutina.

7.2.1. Método del Cuerpo de Ingenieros, 1990.

$$\% \text{ expansión libre} = (2,27 + 0,131 \cdot LL - 0,27 \cdot W_n)$$

$$\% \text{ expansión bajo confinamiento} = \% \text{ expansión libre} \times (1 - 0,72 \cdot \sqrt{\sigma_f})$$

donde:

σ_f : presión vertical de confinamiento (*tsf*)

W_n : humedad natural en %.

De acuerdo con lo indicado, para el límite líquido se adopta un valor medio igual a 46, de la *figura N°42* del capítulo cinco, y para la humedad natural un 20%.

$$\% \text{ expansión libre} = 2,90 \%$$

$$\% \text{ expansión bajo confinamiento} = 2,65\% \text{ (reducción despreciable)}$$

Hinchamiento para una profundidad activa de 1,25 metros = 36,00 mm

El método considera una situación final de saturación. De acuerdo con Weston, 1975, la predicción puede ajustarse haciendo un segundo cálculo tomando el valor de la humedad final, y restando el hinchamiento resultante al valor inicial calculado.

Para esta corrección se determinan valores promedios de humedad entre 0,00 y 1,00 metro de profundidad inclusive, para todos los controles realizados en el tiempo de ensayo, y se adopta el valor mayor de cada sector, exterior, 1,00 y 2,50 metros adentro del área cubierta. La *tabla N°25* resume los valores determinados a partir de los estudios del capítulo cinco.

Sector	Humedad máxima alcanzada (%)
Exterior	26,00
Borde	23,00
Central	22,00

Tabla N°25: Resumen humedades máximas alcanzadas.

En la *tabla N°26* se detallan los valores reducidos según la corrección de Weston (1975).

Sector	Hinchamiento libre sin corregir (mm)	Hinchamiento libre ajustado (mm)
Exterior	36,00	20,00
Borde	36,00	10,00
Central	36,00	6,80

Tabla N°26: Valores de hinchamiento según el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, ajustados según Weston, 1975.

7.2.2. Método de Vijayvergiya y Ghazzaly (según O'Neill y Poormoayed, 1980)

El método establece porcentajes de expansión de una muestra de arcilla bajo 10 kPa de carga en un consolidómetro, como función del contenido de humedad y el límite líquido (figura N°18- capítulo tres).

La expansión libre de la superficie = $y = 0,0033 \cdot z' \cdot s$

donde:

z' : profundidad activa

s : porcentaje de expansión en consolidómetro bajo 10 kPa (de la figura indicada).

s : 2,24%

Expansión libre en la superficie = 9,24 mm.

En la tabla N°27 se presentan los valores corregidos según Weston, 1975.

Sector	Hinchamiento libre sin corregir (mm)	Hinchamiento libre ajustado (mm)
Exterior	9,24	6,35
Borde	9,24	4,25
Central	9,24	3,35

Tabla N°27: Valores de hinchamiento según Vijayvergiya y Ghazzaly, ajustados según Weston, 1975.

Los valores obtenidos son compatibles con las lecturas de campo y los determinados con los métodos directos. El Método del Cuerpo de Ingenieros se relaciona mejor con los valores máximos relevados, y el de Vijayvergiya y Ghazzaly con los valores medios.

Con ambos, y aplicando la corrección de Weston, se obtiene un intervalo razonablemente representativo del comportamiento real.

7.3. Aplicación de métodos para la evaluación cualitativa de la susceptibilidad.

En el capítulo tres, los métodos cualitativos para la evaluación de la susceptibilidad fueron divididos en identificativos y valorativos.

7.3.1. Métodos identificativos.

Los métodos identificativos no se emplean en este estudio. Los ensayos vinculados con la composición de la fracción arcillosa no han sido ejecutados, y se alejan de una práctica de rutina de laboratorio de mecánica de suelos. Respecto a los relacionados con las características físicas y físico químicas, si bien se han ejecutado determinaciones de la capacidad de intercambio catiónico, las correlaciones son muy amplias y no permiten una visualización práctica del problema de hinchamientos.

7.3.2. Métodos valorativos.

Se hace referencia a aquellos métodos que se han podido aplicar con los resultados de los ensayos realizados.

7.3.2.1. *Método de Seed, Woodward y Lundgren, 1962.*

Los autores realizaron estudios para evaluar la posibilidad de predecir el potencial de expansión de arcillas compactadas a partir de ensayos de clasificación.

Establecieron curvas del tipo de la *figura N°16* (capítulo tres) para una evaluación cualitativa del potencial de expansión en la que se emplea una definición modificada de la

“actividad” propuesta por Skempton, $A_c = \frac{IP}{(\% < 2\mu - n)}$, con n variando entre 5 y 10 según se trate de suelos naturales o preparados artificiales respectivamente.

La *tabla N°28* resume los valores del índice de actividad modificado calculado para los testigos inalterados en los que se efectuaron las curvas hidrométricas.

sondeo	prof. m	LL %	LP %	IP	Cc %<0,001mm	Cc %<0,002mm	Ac IP/(%<2u)	Ac IP/(%<2u-5)
H34	0,88 - 1,26	50	23	27	4,00	20,00	1,34	1,78
	1,26 - 1,77	58	24	34	0,00	0,20	170,30	-
	1,77 - 2,13	47	23	24	0,00	1,90	12,64	-
	3,60 - 4,10	56	24	32	0,00	1,30	24,54	-

Tabla N°28: Identificación testigos sondeo H34.
Determinación índice de actividad modificado.

En la *tabla N°29* se indican los resultados obtenidos.

sondeo	prof. m	Potencial de expansión	Hinchamiento probable (%)
H34	0,88 - 1,26	medio/alto	1,5<h<5,0
	1,26 - 1,77	bajo	<1,5
	1,77 - 2,13	bajo	<1,5
	3,60 - 4,10	bajo	<1,5

Tabla N°29: Estimación del potencial de expansión y del hinchamiento probable.
Método de Seed, Woodward y Lundgren, 1962, (según Nadeo, 1999).

Los resultados son compatibles con los obtenidos con los métodos directos e indirectos de determinación del hinchamiento y con las observaciones de campo, especialmente en cuanto a la participación casi exclusiva de los estratos superiores en los levantamientos medidos.

7.3.2.2. *Método de van der Merwe, 1964.*

El autor trazó un gráfico (*figura N°17* – capítulo tres) que relaciona al (IP) con la fracción arcillosa ($C_c : \% < 0,002mm$) y determinó zonas que identifican grados de expansividad potencial en muy alta, alta, media y baja.

En la *tabla N°30* se indican los resultados que se obtienen aplicando el método.

sondeo	prof. m	Grado de expansividad
H34	0,88 - 1,26	medio/alto
	1,26 - 1,77	bajo
	1,77 - 2,13	bajo
	3,60 - 4,10	bajo

Tabla N°30: Estimación potencial de expansión.
Método de van der Merwe, 1964.

Los resultados son similares a los del método anterior.

7.3.2.3. Criterios de identificación citados por Josa, 1998.

Para cerrar el estudio de la aplicabilidad de los métodos de estimación de la susceptibilidad se presenta la *tabla N°31*, transcripción de la *tabla N°7* del capítulo tres, en la que se han resaltado los intervalos donde se sitúan los testigos del sitio en estudio.

Referencia	S (1953)	Holtz (1959)				Chen (1965)				R&S (1965)
Parámetro	(A_c)	(C_c)	(IP)	(LR)	(h)	(% <#200)	(LL)	(SPT)	(h)	(I_r)
Baja	<0,75	<15	<18	<11	<10	<30	<30	<10	<1	<20
Media	.75-1.25	13-23	15-28	7-12	10-20	30-60	30-40	10-20	1-5	20-30
Alta	1.25-2.0	20-31	25-41	10-26	20-30	60-95	40-60	20-30	3-10	30-60
Muy alta	>2.00	>28	>35	>15	>30	>95	>60	>30	>10	>60

Referencia	R(1975)	Snethen (1984)				D. et al (1987)				
Parámetro	(A_c)	(LL)	(IP)	(S) t/pe^2	(h_p)	(LL)	(IP)	(S) t/pe^2	(LF)	(h)
Baja	<0.5	<50	<25	<1.5	<1.5	<50	<25	<4.0	<4.0	<1.5
Media	0.5-0.7	50-60	25-35	1.5-4.0	0.5-1.5	50-60	25-35	1.5-4.0	4.0-10	1.5-4.5
Alta	0.7-1.0	>60	>35	>4.0	>1.5	>60	>35	>4.0	>10	>4.5
Muy alta	>1.0	>60	>35	>4.00	>1.5	>60	>35	>4.0	>10	>4.5

S: Skempton

R&S: Ranganathan y Satyanarayana

R: Rodríguez Ortiz

D. et al: Dhowian y otros

Tabla N°31: Criterios de identificación de suelos expansivos según Josa, 1988 (Gehling, 1994), con valores del prototipo resaltados.

Considerando las constantes hídricas y el contenido de arcilla se observa buena correlación con los intervalos propuesto por Holtz, 1959, y Skempton, 1953, respectivamente. Las correlaciones de Snethen, 1984 y Dhowian, 1987, parecen adecuarse mejor tomando la succión natural como parámetro de estudio.

CAPITULO OCHO: CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION

8. Conclusiones, recomendaciones y líneas futuras de investigación.

8.1. Conclusiones.

Los objetivos principales propuestos al iniciar la investigación, de definir la amplitud y profundidad de la fluctuación estacional de humedad bajo un área cubierta experimental, evaluar los factores que intervienen en dicha fluctuación y registrar los movimientos asociados, fueron alcanzados.

Fueron establecidas las deformaciones y presiones vinculadas a los movimientos con ensayos de laboratorio.

Los programas de lecturas y mediciones de variaciones de nivel y humedad resultaron adecuados y con una precisión satisfactoria. La variabilidad de las oscilaciones fue bien representada por las mediciones y se propusieron simplificaciones de datos para una mejor comprensión.

Las mediciones permitieron distinguir una componente no prevista, de origen térmico, que participa en los movimientos vinculados al sistema de fundación seleccionado de platea de hormigón armado.

8.1.1. Experimentación de campo.

El local de estudio elegido presenta un perfil errático de arcillas de media y alta plasticidad que caracterizan una situación común de muchos sectores y ha permitido examinar y valorar los distintos métodos de estudio.

Para la evaluación de susceptibilidad se trabajó inicialmente en forma cualitativa a partir del índice de plasticidad, adoptándose un criterio de análisis promedio que resultó en un $IP > 23\%$.

Las nivelaciones de muy corto plazo, programadas para la apreciación del comportamiento térmico, mostraron movimientos similares al de una placa de pavimento, con levantamientos o descensos de esquinas y centro según la tendencia a la contracción o dilatación de la cara superior expuesta a la acción climática directa. Los movimientos térmicos (relacionados directamente con el espesor de la platea) son pequeños, no superan los 2,50 mm en general, y los 1,50 mm en particular en el sector cargado. Las distorsiones angulares y las observaciones de campo muestran un buen control del fenómeno una vez construida la mampostería de ladrillos comunes.

Las nivelaciones para la determinación de los movimientos asociados a las variaciones volumétricas de los suelos subyacentes se analizaron de dos formas, a partir de ejes que cruzan diametralmente la platea y a partir de la agrupación de puntos por anillos, exteriores, y en distintas posiciones en el área cubierta.

En el caso de los ejes diametrales es posible observar un comportamiento bien definido, con movimientos marcados en el exterior y en el borde de la platea y con clara atenuación a partir de 1,00 metro hacia adentro desde el borde, donde existen movimientos más leves, pero fundamentalmente uniformes, que reducen las distorsiones angulares asociadas. En la *tabla N°16* del capítulo cinco se resumieron los valores de las distorsiones, destacándose la diferencia de comportamiento del borde con el área central. En el primer caso se determinaron valores de 1/400 y 1/250 que justificarían la fisuración de mamposterías aún armadas. En la zona central los valores se reducen a 1/900 a 1/1650, compatibles con un diseño de mamposterías reforzadas.

En el análisis a partir de la agrupación de puntos según su posición relativa al borde de la platea, los puntos en el exterior tuvieron un comportamiento estacional de ascensos y descensos con tendencia general de ascenso, y con las mayores fluctuaciones en los puntos del sector sur, sector particularmente influenciado por las condiciones topográficas que impusieron marcados anegamientos en los períodos de lluvia y agrietamientos en los meses con déficit. El sector este, con particularidades similares, inclusive mayor agrietamiento, no mostró el mismo comportamiento extremo, probablemente debido a los movimientos horizontales asociados.

En el área cubierta las fluctuaciones son más leves y se reducen hacia el centro. Las tendencias también son de ascensos finales con pendientes más reducidas hacia el centro de la platea.

En el levantamiento particular de la zona central se destaca la participación preponderante de los estratos superiores, hasta los 1,50 metros de profundidad.

No se encontró una relación clara entre la modalidad de los movimientos asociados a variaciones volumétricas del suelo y la carga de mampostería del cuadrante este. La carga, de 35,52 kN totales, distribuida en el cuadrante representa 2,90 kPa, que apenas supera el 10% del valor de la presión de expansión determinada en laboratorio.

A partir de los controles de humedad y del grado de saturación, en primer término se determinó que por debajo de los 3,00 metros existen fluctuaciones pero son homogéneas en el exterior y bajo el área cubierta y se mantienen con elevados valores del grado de saturación, desestimándose la participación de estos estratos en los movimientos relevados en superficie, y la incidencia de la cobertura a estas profundidades.

La observación es compatible con las mediciones obtenidas en las placas de nivelación colocadas a 0,75, 1,50 y 3,60 metros de profundidad, en las que, en el último caso se obtuvieron deformaciones prácticamente nulas.

Por arriba de los 3,00 metros se obtuvieron variaciones importantes del contenido de humedad a lo largo de los distintos controles, tanto en el exterior como bajo el área cubierta. La erraticidad de las fluctuaciones no permite definir el cono teórico de variación, pero se distinguen las mayores amplitudes en los primeros 0,50 metros.

Para hacer una mejor lectura de los cambios de humedad se propusieron gráficas que muestran el comportamiento de cada zona (exterior, 1,00 y 2,50 metros hacia adentro desde el borde) a lo largo de todo el período de investigación.

El exterior muestra un comportamiento estacional con tendencia de aumento general de humedad. Las fluctuaciones son compatibles con los ascensos y descensos relevados, los aumentos de humedad a 0,00, 0,50 y 1,00 metro de profundidad de los controles del 27.12.01 y del 22.02.02 se ven reflejados en el pico de ascensos entre abril y junio en general. Las disminuciones de humedad relevadas a partir de junio hasta octubre se corresponden con el pico de descensos entre octubre y noviembre. Finalmente el aumento de humedad en diciembre del 2002 se ve reflejado en un nuevo pico de ascensos en el mismo mes.

En los estratos más profundos, por debajo de 1,50 m, las fluctuaciones son bien definidas pero en general no se distingue una tendencia clara de aumento o descenso.

El anillo de humedades 1,00 m hacia adentro desde el borde, marca fluctuaciones leves, de la misma forma que las nivelaciones de borde y de 1,00 metro. No hay buena correspondencia entre las fluctuaciones de humedad y las de ascensos y descensos pero las tendencias de ambas variables reflejan aumento generalizado, de humedad en los estratos superiores por un lado y de ascensos por el otro. Este comportamiento es compatible con las teorías de aumento de humedad asociado a termoósmosis, reducción de la evaporación y condensación por descenso de la temperatura bajo una zona protegida.

Las fluctuaciones de humedad en los estratos inferiores, 1,50 a 3,00 metros, de la misma manera que en el caso anterior, presentan tendencias cruzadas y prácticamente horizontales.

En la zona central se observa un comportamiento muy similar al caso anterior, fluctuaciones suaves y erráticas pero con tendencias definidas de aumento de humedad en los estratos superiores y ascensos en general.

Esta zona, a diferencia del exterior, no alcanzó valores elevados del grado de saturación durante el período de estudio, situación compatible con la tendencia hacia un modelo típico de domo central a largo plazo.

La estadística climática, revisada desde el año 1989, y resumida en la *figura N°104* marca un comportamiento uniforme a lo largo de los años, de excesos en los primeros meses, hasta junio inclusive, déficit entre julio y septiembre y finalmente excesos sobre final de año. Este comportamiento medio es particularmente compatible con las fluctuaciones de niveles y de humedades relevados en el exterior del local de estudio, con un intervalo de respuesta de aproximadamente 30 días entre la fecha del balance climático y el reflejo en la humedad y movimientos del terreno en superficie.

8.1.2. Experimentación de laboratorio y aplicación de métodos de predicción.

Habiéndose determinado el comportamiento del prototipo, se evaluaron los distintos métodos de predicción cualitativa y cuantitativa del fenómeno y sus parámetros necesarios, a los efectos de encontrar una metodología práctica (aplicable con ensayos de rutina), para el estudio de los suelos expansivos y su interacción con construcciones livianas.

Dentro de los métodos cuantitativos directos, la teoría de variaciones volumétricas de suelos no saturados propuesta por Fredlund y Rahardjo (1993), mostró muy buena correlación con las observaciones de campo. La modalidad de determinación de las variables e índices necesarios para su aplicación fue adecuada.

Los perfiles de variación del grado de saturación no representan la realidad con precisión debido a que no se ajustaron los pesos específicos a lo largo de la experimentación. Son representativos de las diferencias existentes entre el exterior y la zona protegida y permiten evaluar valores de succión desde el momento en que en la determinación de las curvas características tampoco se corrigen las densidades punto a punto. La determinación del estado final de esfuerzos a partir de dichas relaciones ha conducido a una satisfactoria correlación con las observaciones de campo.

Dentro de los métodos cuantitativos indirectos, los resultados de la aplicación del método del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (1990), y los de Vijayvergiya y Ghazzaly (según O'Neil y Poormoayed, 1980), corregidos según la propuesta de Weston (1975) cuando corresponda, determinan un intervalo razonablemente representativo del comportamiento real.

Para la evaluación cualitativa de la susceptibilidad se consideran los métodos identificativos muy complejos y con correlaciones muy amplias y poco prácticas. Dentro de los métodos valorativos, las propuestas de Seed, Woodward y Lundgren (1962), de van der Merwe (1964), Holtz (1959) y Skempton (1953), permiten una valoración preliminar acertada.

8.2. Recomendaciones.

La revisión del estado del arte sobre suelos no saturados, en particular suelos expansivos, la experimentación a escala real realizada en campo y la evaluación de la aplicabilidad de diferentes métodos de predicción, permiten determinar recomendaciones para las etapas de estudios básicos y de proyectos y diseños constructivos de construcciones livianas económicas.

8.2.1. Estudios básicos.

Los estudios geotécnicos tradicionalmente empleados en la práctica regional para construcciones livianas deben rediseñarse, es necesario despejar el concepto de la necesidad principal de determinar una “tensión admisible”, ya hemos visto que las cargas son tan reducidas que apenas podrían utilizarse para contrarrestar parcialmente un fenómeno expansivo.

Dada la marcada heterogeneidad y erraticidad de los suelos subyacentes de la región, resulta sumamente conveniente programar estudios que incluyan una acabada revisión general del entorno y una grilla de sondeos exploratorios de no más de 2,00 a 2,50 metros de profundidad pero más densa de lo habitual, con solamente algunos pocos sondeos más profundos.

En la mayoría de los sondeos solo deben obtenerse muestras para la determinación de constantes hídricas y humedad natural. En particular, algunos sondeos específicos deben destinarse a la extracción de muestras inalteradas para ensayos especiales en labo-

ratorio, y otros para la ejecución de ensayos de penetración normalizada (SPT) en campo.

Dentro de los ensayos especiales resultan necesarios los de presión de expansión según el método II, y los de índice de expansión según el método I.

En general no será necesario determinar curvas características a menos que se quiera evaluar el fenómeno progresivamente en el tiempo. Si bien los ensayos demuestran que aún para valores elevados del grado de saturación existen presiones neutras negativas que colaboran significativamente en el control de los hinchamientos, en un análisis a largo plazo resulta conveniente y adecuado suponer la anulación de dicha variable, especialmente cuando el nivel freático se encuentra dentro de los 3,00 metros de profundidad (Johnson, 1980), según Justo, 1986.

Con estos datos se estará en condiciones de aplicar los métodos cuali y cuantitativos seleccionados y determinar un intervalo suficientemente bien acotado de valores de presiones de expansión e hinchamientos, así como el estado de consistencia general a partir de la interpretación de los ensayos SPT y su extrapolación en base a la relación de las constantes hídricas y las humedades naturales.

8.2.2. Proyectos y diseños constructivos.

Una vez determinada la susceptibilidad de los suelos y estimados los hinchamientos y presiones probables, es competencia del Ingeniero Geotécnico evaluar los mecanismos de interacción suelo estructura y la selección de medidas mitigadoras si fuesen necesarias.

Estas medidas, ordenadas en el capítulo cuatro, de alguna manera representan alternativas de diseño frente al fenómeno de suelos expansivos y su relación con construcciones livianas.

8.2.2.1. Intervención en las estructuras.

Se ha señalado la posibilidad de aislar la estructura, de diseñar un sistema de fundación de alta rigidez, un sistema espacial con estructura aporticada independiente y finalmente un sistema de mampostería portante.

Teniendo en cuenta los sistemas constructivos habituales para construcciones livianas en la zona, la magnitud de los movimientos y presiones relevadas, y atendiendo el factor económico desde el punto de vista de incorporar la menor cantidad de elementos nuevos, se considera que excepto en casos extraordinarios, la alternativa más conveniente es la de mamposterías portantes trabajando en forma conjunta con el sistema de fundación.

Esta mampostería portante, entendiéndose el término como la capacidad de admitir deformaciones y sollicitaciones asociadas y no de resistencia para tomar cargas gravitatorias directas, debe satisfacer varias condiciones.

- Dimensionarse para diferentes condiciones de borde impuestas por los movimientos del suelo (Jiménez Salas, 1980). Vigas de gran altura sometidas a momentos flectores y esfuerzos de corte desarrollados por la redistribución de presiones vinculada a las fluctuaciones de borde y al hinchamiento continuo central.
- El dimensionado debe verificarse y ajustarse según las recomendaciones de Burland y Wroth (1978), de maximizar el valor de la relación E/G, es decir aumentar la rigidez longitudinal respecto la de corte (mamposterías armadas).
- Evitar planos de debilidad, por ejemplo falta de adherencia entre mampostería y fundación y mampostería / mampostería en capas aisladoras (Ward, 1956).
- Como contraparte, al asegurar buena adherencia según el punto anterior, ante un fenómeno de “hogging” (flexión negativa), el eje neutro se desplaza hacia abajo y es muy probable que ocurran fisuras por flexión a muy bajos valores de Δ/L . Esto remarca la necesidad de diseñar encadenados de hormigón o de armaduras en juntas en la parte superior de los paramentos, bajo cubierta.

El sistema de fundación para la alternativa seleccionada es un encadenado de la mampostería, no es necesario que tome las solicitaciones por sí solo, ni que aisle al sistema del fenómeno, debe cumplir la función principal de armadura inferior de la viga de gran altura (mampostería). Nuevamente se insiste en las bajas cargas transmitidas y la no necesidad de una evaluación detallada de la capacidad portante.

De acuerdo con lo dicho, si se acepta el sistema de mamposterías como vigas de gran altura, se atienden las recomendaciones respecto rigideces longitudinales y transversales y se considera el problema del exceso de distorsiones en el primer metro, cualesquiera de los sistemas de fundación típicos de la zona, vigas de encadenado con pilotines, zapatas corridas, plateas de hormigón armado, son compatibles con el diseño.

Es probable que, habiéndose definido en el local de estudio una profundidad activa reducida (aproximadamente 1,25 metros) sea posible también intentar (previa verificación de esa profundidad según el criterio de Fredlund y Rahardjo, 1993 - $\gamma \cdot h_a = P_s$), la alternativa de una viga de encadenado que pueda tomar las presiones y se vincule a

pilotines anclados por debajo de dicha profundidad, pero con aislación de fuste (práctica no utilizada en la zona). De esta manera podrían minimizarse los cuidados en mampostería.

8.2.2.2. *Intervención en el suelo.*

El aislamiento de los cambios de humedad.

Dentro de las alternativas de intervención en el suelo son fundamentales todas las relacionadas con el aislamiento de los cambios de humedad.

La evaluación de la vegetación, de la disposición de jardines y canteros y el diseño de los desagües pluviales y cloacales, tanto en su disposición como en los materiales y

soluciones tecnológicas constructivas, son todos aspectos que colaboran en el intento de reducir el rango de fluctuación de humedad.

En forma muy similar a lo determinado por De Bruijm (1965) en Sudáfrica, el prototipo local de estudio marcó fuertes distorsiones en una franja perimetral y un comportamiento relativamente uniforme en la zona central. El ancho de dicha franja en nuestro caso es de aproximadamente 1,00 m desde el borde.

Esto se condice muy bien con lo indicado por Jiménez Salas (1980), respecto a la relación que deben guardar las veredas con la capa activa (1,00 a 1,50 veces); considerando que en el local de estudio se definió una profundidad activa de aproximadamente 1,25 metros. Es conveniente diseñar veredas perimetrales con un ancho del orden del espesor activo.

Las veredas resultarán en general de estas dimensiones, hasta un máximo de 1,50 metros, debido a que si bien es probable se encuentren suelos de mayor potencialidad, mayor presión de expansión y mayor profundidad activa asociada, de acuerdo con Fredlund y Rahardjo (1993), también es cierto que en el prototipo de estudio las fluctuaciones de humedad significativas y con tendencia definida se determinaron hasta los 1,50 metros, lo que acotaría dicha profundidad.

La intervención directa en el suelo.

Las intervenciones directas en el suelo, enumeradas en el capítulo cuatro, han probado su eficiencia en otras investigaciones, pero al igual que en la intervención en las estructuras resulta necesario considerar el aspecto económico, teniendo en cuenta que se trata de construcciones masivas de bajo costo.

El humedecimiento previo es una alternativa posible siempre y cuando se disponga del tiempo necesario para su acción. En caso contrario es absolutamente riesgoso, desde el momento que se inicie la construcción antes de que haya concluido el ciclo de humedecimiento - expansión correspondiente.

Una combinación de la alternativa de sustitución del material activo y la estabilización química con cal parece ser, de acuerdo con las costumbres regionales, la metodología más práctica y controlable. Esta combinación consiste en excavar una determinada profundidad y en vez de reemplazar el suelo con material inerte, tratarlo y estabilizarlo químicamente con cal. El espesor a tratar debe definirse como un porcentaje de la profundidad activa (20% aproximadamente), evaluando su eficacia en la reducción de los movimientos según la *figura N°39* del capítulo cuatro.

Esta solución se recomienda en forma particular cuando las arcillas de alta plasticidad se inician en superficie, donde se producen las mayores fluctuaciones de humedad, en caso contrario, si existen al menos 50,00 a 60,00 cm superiores de suelos de baja susceptibilidad, la intervención no es necesaria.

El uso de geosintéticos.

El uso de geosintéticos para el control de los suelos expansivos resulta interesante aunque quizás poco aplicable en el caso de viviendas livianas económicas. Puede ser viable la propuesta de Nene, Daigavane y Shingarey (1995), de colocación de elementos cilíndricos verticales de polietileno expandido para la reducción de las presiones de hinchamiento.

En síntesis, se considera que, en construcciones livianas fundadas sobre suelos con rangos de susceptibilidad similares a los ensayados (medios a altos), es adecuada la aplicación de criterios basados en mamposterías armadas diseñadas según lo indicado en puntos anteriores y combinadas con veredas de un ancho similar al espesor de la capa activa (1,00 a 1,50 metros) para el control de las fuertes distorsiones en la franja de borde, y eventualmente con el tratamiento con cal de una capa superior en caso de que las arcillas de alta susceptibilidad se inicien en superficie.

8.3. Líneas futuras de investigación.

La continuación ideal de esta investigación es la construcción de un nuevo prototipo, una vivienda completa, diseñada desde la etapa de proyecto en base a las conclusiones y recomendaciones del presente estudio, preferentemente en un local con suelos de mayor potencial.

Es necesaria la construcción de mamposterías completas y trabadas para evaluar las distorsiones angulares reales que se producen cuando interactúan espacialmente las fundaciones y la mampostería de elevación.

La instrumentación y el programa de mediciones del nuevo prototipo debe extenderse en el tiempo, un mínimo de dos años que aseguren dos ciclos estacionales completos, por un lado para evaluar los efectos de largo plazo en la zona central del área cubierta y por otra parte investigar acerca de la tendencia a la acumulación irreversible de hinchamiento vertical según Habib, Kato y Karube (1995).

Pérez-Rea, 1999, realizó pruebas permitiendo deformaciones verticales en ciclos de humedecimiento y secado sobre testigos no cargados verticalmente y encontró diferencias entre los distintos ciclos, el cambio de volumen disminuía en cada ciclo, comportamiento que asocia a un fenómeno de fatiga en los suelos expansivos.

La probabilidad de que exista “fatiga” o “irreversibilidad de hinchamientos” puede resultar importante en intervenciones sobre construcciones que han sufrido la acción de suelos expansivos.

Otra alternativa de investigación es la modelación matemática en reemplazo de la física. Diseñar un modelo que utilizando las variables, parámetros e índices según los métodos del presente estudio, represente el comportamiento de interacción suelo no saturado – estructura liviana observado, y a partir de allí extrapolarlo a diferentes condiciones, tanto de suelos como de estructuras.

CAPITULO NUEVE: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

9. Referencias bibliográficas.

1. Abduljawad, S.N., 1994. "Swelling Behaviour of Calcareous Clays from the Eastern Province of Saudi Arabia". *Quarterly Journal of Engineering Geology*, v27, n4, 333-351.
2. Abduljawad, S.N., Al-Sulaimani, G.J., Basunbul, I.A. & Al-Buraim, I., 1998. "Laboratory and Field Studies of Response of Structures to Heave of Expansive Clay". *Gèotechnique* 48, N° I, 103-121.
3. Abeyesekera, R.A. & Lovell, C.W., 1981. "Volume Changes in Compacted Clays and Shales on Saturation". *Transportation Research Record* 790. Shales and Swelling Soils, 67-73.
4. Al-Omari R.R & Hamodi, F.J., 1990. "Swelling Resistant Geogrid-A New Approach for the Treatment of Expansive Soils". *Geotextiles and Geomembranes*. v10, 295-317.
5. Alonso E.E., Gens A. & Josa A., 1990. "A Constitutive Model for Partially Saturated Soils". *Gèotechnique* 40, N° 3, 405-430.
6. Alonso, E.E. & Lloret, A., 1995. "Settlement of a 12 Storey Building due to Desiccation Induced by Trees: A Case Study". *Unsaturated Soils*. Francia. 935-943.
7. Alonso, E.E., Lloret, A., Gens, A. & Yang, D.Q., 1995. "Experimental Behaviour of Highly Expansive Double-Structure Clay". *Unsaturated Soils*. Francia. 11-16.
8. Andrei, S. & Manea, S., 1995. "Moisture and Volume Changes in Unsaturated Soils". *Unsaturated Soils*. Francia. 945-951.
9. Antunes da Silva, D. & Bressani, L.A., 1994. "Patología de Fundacoes – Resultados de um Estudo de Casos Ocorridos no Rio Grande do Sul". *X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundacoes*. Foz do Iguacu. Brasil. vI, 255-270.
10. ASTM Designation: D 3877 – 80 (Reapproved 1985). "Standard Test Methods for One-Dimensional Expansion, Shrinkage, and Uplift Pressure of Soil-Lime Mixtures". 422-426
11. ASTM Designation: D 4546 – 90. "Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils". 704-710
12. Beckwith, G.H., 1995. "Foundation Design Practices for Collapsing Soils in the Western United States". *Unsaturated Soils*. Francia. 953-958.
13. Bell, F.G. & Maud, R.R., Spring 1995. "Expansive Clays and Construction, especially of Low Rise Structures: a Viewpoint from Natal, South Africa". *Environmental & Engineering Geoscience*, v1, n1, 41-59.
14. Bernal, J., Gutiérrez, G., 1998. "Interacción entre Suelos y Estructuras en Construcciones Livianas". *Consejo Profesional de Agrimensores, Arquitectos e Ingenieros de la Provincia del Chaco*.
15. Bica, A.V.D., Yuk Gehling, W.Y., Bressani, L.A. & Horn, M.R., 1995. "Técnicas Experimentais em Solos Nao Saturados na Universidade Federal do Rio Grande Do Sul". *Encuentro sobre Suelos no Saturados*. Porto Alegre – RS - Brasil. 202-213.
16. Building Research Establishment, 1980. "Low-Rise Buildings on Shrinkable Clay Soils". Part I (BRE Digest 240)

17. Building Research Establishment, 1980. "Low-Rise Buildings on Shrinkable Clay Soils". Part II (BRE Digest 241)
18. Building Research Establishment, 1980. "Low-Rise Buildings on Shrinkable Clay Soils". Part III (BRE Digest 242)
19. Burland, J.B. & Wroth, C.P., 1978. "Foundations and Soil Technology". v3, 287-307. London: BRE Building Research Series.
20. Burland, J.B., 1987. "Stress Paths during Swelling of Compacted Soils under Controlled Suction". Sexta Conferencia Internacional sobre Suelos Expansivos. Nueva Delhi. India.
21. Bolzon, G., Schrefler, B.A. & Zienkiewicz, O.C., 1996. "Elastoplastic Soil Constitutive Laws Generalized to Partially Saturated States ". *Gèotechnique* 46, N° 2, 279-289.
22. Cannita, D. & Hernández C, 1991. "Influencia de los Suelos Expansivos en la Problemática de la Estación de Bombeo de Urumaco, Edo. Falcón". IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Viña del Mar. Chile. VII, 921-933.
23. Chen, F.H., 1988. "Foundations on Expansive Soils". *Development in Geotechnical Engineering*. v54. Elsevier.
24. Cheng, Y., Petry, D.E., 1993. "Horizontal and Vertical Movements of two Expansive Soils in Mississippi". *Soil Science Society of American Journal*. v57, n6, 1542-1547.
25. Christodoulis, J. & Giannaros, H., 1995. "Inadequate Performance of Light Construction Due to Expansive Soils: Case Records from Greece". *Unsaturated Soils*. Francia. 841-846.
26. Day, R.W., 1993. "Expansion Potential according to Uniform Building Code". *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE, v119, n6, 1067-1071.
27. Day, R.W., 1994. "Performance of Slab-on-Grade Foundations on Expansive Soil". *Journal of Performance of Constructed Facilities*. ASCE, v8, n2, 129-138.
28. Day, R.W. & Marsh, E.T., 1995. "Triaxial A – Value versus Swell or Collapsed for Compacted Soil". *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE, v121, n7, 129-138.
29. Didier, G. & Afes, M., 1995. "Study of a New Apparatus for Swelling Pressure Measurement". *Unsaturated Soils*. Francia. 453-458.
30. Dineen, K. & Ridley A.M., 1999. "The Soil Moisture Characteristic Curve. The Influence of Hysteresis on its Measurement and Interpretation". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Foz do Iguazú. Brasil. v2, 1013-1018.
31. Dirección Nacional de Vialidad, 1995. "La Estabilización Iónica de Suelos". 1^{er} Congreso Argentino de Caminos Naturales. Mar del Plata.
32. Donaldson, G.W., 1963. "The Progressive Distortion of a House Founded on Heaving Soil at Vereeniging". 3rd Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
33. Donaldson, G.W., 1973. "The Prediction of Differential Movement on Expansive Soils". 3rd International Conference on Expansive Soils. v1.
34. El-Sohby, M.A. & Aboutaha, M.M., 1995. "Effect of Surface Confinement on Swelling Behaviour of Soils". *Unsaturated Soils*. Francia. 473-477.
35. Espinosa, M.E. & Barchiesi, A.M., 1996. "Un Problema Particular de Suelos Expansivos en Geotecnia Vial". GT'96 – Encuentro de Geotécnicos Argentinos. Córdoba. Argentina. Sesión IV. IV₁.

36. Fabbri, A.J., 1975. "Arcillas de Elevado Potencial Retracción Hinchamiento en Provincias del Litoral Argentino". V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Buenos Aires. Argentina. Tomo V - 325-346
37. Fabbri, A.J. & Perini, T.F., 1998. "Posibles causas de Asentamientos y Detrimentos en las Construcciones Urbanas". Boletín de la Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica. n35, 35-64.
38. Ferreira, S.R.M., 1995. "Aspectos Relevantes do Comportamento de Variacao de Volume de Solos da Regiao Semi-Árida de Pernambuco". Encuentro sobre Suelos no Saturados. Porto Alegre – RS - Brasil. 281-287.
39. Ferreira, S.R.M. & Lacerda, W.A., A., 1995. "Volume Change Measurements in Collapsible Soil by Laboratory and Field Tests". Unsaturated Soils. Francia. 847-854.
40. Fourie, A.B. & Papageorgiou, G., 1995. "A Technique for the Rapid Determination of the Moisture Retention Relationship and Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils". Unsaturated Soils. Francia. 485-490.
41. Fredlund, D.G., Rahardjo, H., 1993. "Soil Mechanics for Unsaturated Soils". John Wiley & Sons, Inc. A Wiley-Interscience Publication.
42. Fredlund, D.G., Clifton, A.W., Barbour, S.L., Huang, S.K., Wang, Q., Ke, Z.J. & Fan, Q.Y., 1995. "Matric Suction and Deformation Monitoring at an Expansive Soil Site in Southern China". Unsaturated Soils. Francia. 855-861.
43. Gao, D., 1995. "The Cause of a Large Number of Houses Damage". Unsaturated Soils. Francia. 863-867.
44. Garbulewski, K. & Zakowicz, S., 1995. "Suction as an Indicator of Soil Expansive Potential". Unsaturated Soils. Francia. 593-599.
45. Gehling, Wai Ying Yuk, 1994. "Suelos Expansivos: Estudio Experimental y Aplicación de un Modelo Teórico". Trabajo realizado como parte de los requisitos exigidos para optar al grado de Doctor. Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona.
46. Gehling, W.Y.Y., Alonso, E.E. & Gens, A., 1995. "Stress-path Testing of Expansive Compacted Soils". Unsaturated Soils. Francia. 77-82.
47. Gens, A., Alonso, E.E., Suriol, J. & Lloret, A., 1995. "Effect of Structure on the Volumetric Behaviour of a Compacted Soil". Encuentro sobre Suelos no Saturados. Porto Alegre – RS - Brasil. 266-271.
48. Geological Society Engineering Group Working Party Report, 1990. "Tropical Residual Soils". The Quarterly Journal of Engineering Geology. London.
49. Goio, M.G. & Zeballos, M.E., 1999. "Interpretación Racional de las Curvas Características Suelo-Agua". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Foz do Iguazú. Brasil. v2, 955-961.
50. Gourley, C.S. & Schreiner, H.D., 1995. "Field Measurement of Soil Suction". Unsaturated Soils. Francia. 601-607.
51. Gusmao Filho, J. de A. & da Silva J.M.J., 1991. "Field Instrumentation as Related to an Expansive Soil". IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Viña del Mar. Chile. vI, 77-87.
52. Gromko, G.J., 1974. "Review of Expansive Soils". Journal of the Geotechnical Engineering Division. GT6, 667-684.
53. Guimaraes, M. S., 1999. "Expansive Soils - Theory and Practice". Trabajo realizado como parte de los requisitos exigidos para optar al grado de Magister. Universidad de Newcastle. Gran Bretaña.

54. Gusmao, A.D. & Gusmao J. de A., 1994. "Avaliacao da Influencia da Interacao Solo-Estructura em Edificacoes". X Congresso Brasileiro de Mecánica dos Solos e Engenharia de Fundacoes. Foz do Iguacu. Brasil. vI, 67-74.
55. Habib, S.A., Kato, T & Karube, D., 1995. "Suction Controlled One Dimensional Swelling and Consolidation Behaviour of Expansive Soil". *Unsaturated Soils. Francia.* 101-107.
56. Habib, S.A.E., 1995. "Lateral Pressure of Unsaturated Expansive Clay in Looped Stress Path". *Unsaturated Soils. Francia.* 95-100.
57. Holden, J.C. & Truong, H.V.P., 1995. "Soil Suction in Embankments of Expansive Clay". *Unsaturated Soils. Francia.* 609-614.
58. Holtz, W.G. & Gibbs, H.J., 1956. "Engineering Properties of Expansive Clays". *Proc. ASCE, n516,* 1-23.
59. Iriondo, M., 1993. "Geomorphology and late Quaternary of the Chaco (South America)". *Geomorphology.* v7, n4, 289-303.
60. Janssen, D.J. & Dempsey, B.J., 1981. "Soil-Moisture properties of Subgrade Soils". *Transportation Research Record 790. Shales and Swelling Soils,* 61-66.
61. Jiménez Salas, J. A., 1980. "Geotecnia y Cimientos III – Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia". c5, 533-651. Editorial Rueda. Madrid. España.
62. Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1994. "Mecánica De Suelos – Flujo de Agua en Suelos". vIII, aIV, 401-410. Editorial Limusa.
63. Jucá. J.F.T., Justino da Silva, J.M., Gusmao Filho, J.A. & Bastos, E.G., 1995. "Laboratory and Field Tests on an Unsaturated Expansive Clay". *Unsaturated Soils. Francia.* 877-884.
64. Justo J.L., 1990. "Engineering Geological Aspects of Foundations in Swelling Soils". 5th International Association of Engineering Geology Congress. v4, 2209-2228.
65. Johnson, L.D., 1974. "Field Test Sections on Expansive Soil".
66. Laespiga, M., Pejon, O.J., 2000. "Suelos Arcillosos Expansivos: Análisis Crítico de las Cartas de Predicción del Potencial de Expansión". XV Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Volumen 1. Buenos Aires. Argentina.
67. Lambe, T.W., 1995. "Mecánica de Suelos". pI-II, 31-109. Editorial Limusa.
68. Lawrence, D.J. "Field Test Sections on Expansive Soil".
69. Lee, H.C. & Wray, W.K., 1995. "Techniques to Evaluate Soil Suction – A Vital Unsaturated Soil Water Variable". *Unsaturated Soils. Francia.* 615-622.
70. López, T., Zepeda, J.A. & Guerrero T. de J., 1999. "Estabilización de una Arcilla Expansiva: un Estudio Físico-Químico". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Foz do Iguazú. Brasil. v2, 913-919.
71. López, T. & Zepeda, J.A., 1999. "Aplicación de Técnicas Alternativas de Identificación Mineralógica en la Caracterización de un Suelo Arcilloso Expansivo". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Foz do Iguazú. Brasil. v2, 885-891.
72. Manual of U.S. Corps of Engineers, 1990. "Applications with Unstable Foundation Soil". c5, 1-18.
73. Marinho, Fernando A.M., 1995. "A Técnica do Papel Filtro para Medicao de Succao". Encuentro sobre Suelos no Saturados. Porto Alegre – RS - Brasil. 112-125.
74. Marinho, Fernando A.M., 1995. "Cavitacao e a Medida Direta de Succao". Encuentro sobre Suelos no Saturados. Porto Alegre – RS - Brasil. 126-142.

75. Miller, D.J., Durkee, D.B., Chao, K.C. & Nelson, J.D., 1995. "Simplified Heave Prediction for Expansive Soils". *Unsaturated Soils*. Francia. 891-897.
76. Mckeen, R.G. & Hamberg, D.J., 1981. "Characterization of Expansive Soils". *Transportation Research Record 790. Shales and Swelling Soils*, 73-78.
77. Mckeen, R.G., 1992. "A Model for Predicting Expansive Soil Behavior". *Proc. 7th. International Conference on Expansive Soils, Dallas USA*. v2, 1-6.
78. Mou, C.H. & Chu, T.Y., 1981. "Soil-Suction approach for Evaluation of Swell Potential". *Transportation Research Record 790. Shales and Swelling Soils*, 54-60.
79. Meehan, R.L. & Karp, L.B., 1994. "California Housing Damage Related to Expansive Soils". *Journal of Performance of Constructed Facilities*. ASCE, v8, n2, 139-157.
80. Nadeo, J.R. "Predicciones Cualitativas y Cuantitativas de la Actividad Potencial de las Arcillas. Análisis Comparativo". *Informe de Avance*.
81. Nadeo, J.R., Souto, G.B., 1999. "Estimación del Hinchamiento en Arcillas Activas en función de la Presión de Hinchamiento". *XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Foz do Iguazú. Brasil. v1, 241-246.
82. Nene, A.S., Daigavane, P.B. & Shingarey, A.M., 1995. "Reduction of Swelling Pressures by Use of Vertical Compressible Geosynthetic Elements". *Unsaturated Soils*. Francia. 987-990.
83. Nyangaga, F.N., Lytton, R.L. & Gay, D.A., 1995. "Effects of Vertical Moisture Barriers on Roughness Development of Pavement on Expansive Soils". *Unsaturated Soils*. Francia. 991-998.
84. O'Neill, M.W. & Nader Poormoayed, A.M., 1980. "Methodology for Foundations on Expansive Clays". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. v106, GT12, 1345-1367.
85. Oteo Mazo, Carlos, 1995. "Curso sobre Patología Geotécnica". CEDEX. Madrid. España.
86. Parcher, J.V., 1968. "Predicción de Levantamiento".
87. Peck, R.B., Hanson, W.E. & Thornburn, T.H., 1993. "Ingeniería de Cimentaciones". c20, 375-389. Ed. Limusa.
88. Pereira, E.M. & Pejon, O.J., 1999. "Evaluación de la Susceptibilidad a la Expansión y Disgregación de Rocas Sedimentarias en la Región de Alto Iguacu – PR - Brasil ". *XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Foz do Iguazú. Brasil. v1, 255-261.
89. Pérez G., A. & Hurtado, D.M., 1999. "Medición de la Conductividad Hidráulica de un Suelo no Saturado". *XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Foz do Iguazú. Brasil. v2, 963-268.
90. Pérez-Rea, M.L., Olmos-Romero, E., 1999. "Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones sobre Suelos Expansivos en Méjico". *XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Foz do Iguazú. Brasil. v3, 1571-1578.
91. Pérez-Rea, M.L., 1999. "Experiencia en el Laboratorio de la fatiga de Expansión de un Suelo de Querétaro". *XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Foz do Iguazú. Brasil. v1, 263-266.
92. Phillip, A.W. & Cameron, D.A., 1995. "The Influence of Soil Suction on the Resilient Modulus of Expansive Soil Subgrades". *Unsaturated Soils*. Francia. 171-176.

93. Poot L., M.E.-Rea, R.M. & Rojas G., E., 1999. "Modelo Constitutivo para Suelos No Saturados Expansivos". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Foz do Iguazú. Brasil. v2, 969-976.
94. Popolizio, E., Serra P.Y., Hortt, G.O., 1980. "Bajos Submeridionales – Grandes Unidades Taxonómicas del Chaco". Centro de Geociencias Aplicadas. Serie "C" – Investigación. Tomo 3. Universidad Nacional del Nordeste.
95. Preventing Ground Heave Problems (Winter 83/84). Construction. v45, 47-48.
96. Pugh, R.S., Parnell, P.G., Parkes, R.D., 1995. "A Rapid and Reliable on-site Method of Assessing Desiccation in Clay Soils". Journal of Geotechnical Engineering. Institution of Civil Engineers, 25-30.
97. Rakotondratsima. L.Y.G., Masrouri, F. & Tisot, J.P., 1995. "Influence of Initial Suction on Volumetric Variations of Special Shale: Schistes Carton". Unsaturated Soils. Francia. 183-187.
98. Ramana, K.B., 1993. "Humid Tropical Expansive Soils of Trinidad: their geotechnical properties and areal distribution". Engineering Geology. v34, n1-2, 27-34.
99. Ramos, O., Balla, Liliana, 1984. "Análisis de Fundaciones y otras Medidas Constructivas en Suelos Expansivos". Informe Final Grupo de Investigaciones. Facultad Regional Paraná. Universidad Tecnológica Nacional. Secretaría de Investigaciones Tecnológicas.
100. Reddi, L.N. & Poduri, R., 1997. "Use of Liquid Limit State to Generalize Water Retention Properties of Fine-Grained Soils ". Géotechnique 47, N° 5, 1043-1049.
101. Retamal, E. & Ortigosa, P, 1991. "Foundation Design for Houses on Expansive Soils". IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Viña del Mar. Chile. vII, 717-727.
102. Richards, B.G. & Woodburn, J.A., 1995. "Parameters for Unsaturated Flow Modelling and their Application to the Prediction of Shrink-Swell Movements". Unsaturated Soils. Francia. 405-410.
103. Ridley, A.M. & Burland, J.B., 1994. "A New Instrument for the Measurement of Soil Moisture Suction ". Géotechnique 44, N° 3, 551-556.
104. Rojas, E., 1999. "Application of Ziegler's Formulation to Unsaturated Soils". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Foz do Iguazú. Brasil. v2, 893-898.
105. Romero, E., Lloret, A. & Gens, A., 1995. "Development of a New Suction and Temperature Controlled Oedometer Cell". Unsaturated Soils. Francia. 553-559.
106. Romero, E., Gens, A. & Lloret, A., 1999. "Experimental Aspects and Interpretation of Suction Controlled Swelling Pressure Tests". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Foz do Iguazú. Brasil. v2, 929-935.
107. Ruiz, Celestino L., 1962. "Interpretación Osmótica del Hinchamiento de los Suelos Expansivos". Boletín N°313 – Highway Research Board – Academia Nacional de Ciencias. USA.
108. Ruiz, G.L., 1991. "Succión en la Arcillas de la Sabana de Bogotá". IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Viña del Mar. Chile. vI, 155-167.
109. Sabbagh, A., 1995. "Prediction of Volume Change in Unsaturated Clays". Unsaturated Soils. Francia. 791-796.
110. Santos Neto, Pedro & De Carvalho, J.C., 1995. "Métodos para Medir a Succao em Solos Nao Saturados". Encuentro sobre Suelos no Saturados. Porto Alegre – RS - Brasil. 143-158.

111. Schnaid F. & Consoli, N.C., 1995. "Aspectos Relacionados a Interpretacao de Ensaio de Campo em Solos Nao Saturados". Encuentro sobre Suelos no Saturados. Porto Alegre – RS - Brasil. 174-183.
112. Seed, H.B., Woodward, R.J. & Lundgren, R., 1962. "Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proc. Of the American Society of Civil Engineers. SM3, 53-87.
113. Sikh, T.S., 1993. "Swell Potential Versus Overburden Pressure". Geotechnical Testing Journal. v16, n3, 393-396.
114. Sivapullaiah P.V., Sitharam, T.G. & Subba Rao, K.S., 1987. "Modified Free Swell Index for Clays". Geotechnical Testing Journal. v10, n2, 80-85.
115. Sivapullaiah P.V., Sitharam, T.G. & Stalin, V.K., 1996. "Swelling Behaviour of Soil-Bentonite Mixtures". Canadian Geotechnical Journal. v33, 808-814.
116. Snethen, D.R., 1984. "Evaluation of Expedient Methods for Identification and Classification of Potentially Expansive Soils". 5th International Conference on Expansive Soils, Adelaide (Australia). 22-26.
117. Soriano, A. & Sánchez, F., 1995. "Collapsible and Swelling Soils for Zoned Earth Dams". Unsaturated Soils. Francia. 301-308.
118. Sridharan, A., Rao, A.S. & Sivapullaiah P.V., 1986. "Swelling Pressure of Calys". Geotechnical Testing Journal. ASTM, v9, n1, 24-33.
119. Steinberg, M.L., 1981. "Deep-Vertical-Fabric Moisture Barriers in Swelling Soils". Transportation Research Record 790. Shales and Swelling Soils, 87-94.
120. Swarbrick, G.E., 1995. "Measurement of Soil Suction Using the Filter Paper Method". Unsaturated Soils. Francia. 653-658.
121. Toll, D.G., 1995. "A Conceptual Model for the Drying and Wetting of Soil". Unsaturated Soils. Francia. 805-810.
122. Tomé Juca, J.F., Frydman, S., 1995. "State of the Art Report: Experimental Techniques". Encuentro sobre Suelos no Saturados. Porto Alegre – RS – Brasil. 76-111.
123. Tomlinson, M.J., 1996. "Fundaciones – Diseño y Construcción". Primera edición. Ed. Trillas.
124. Trevisan, S.J., 1961. "Succión, el Principio de las Presiones Efectivas y los Suelos Expansivos". Revista de Ingeniería N°33 – C.I.P.B.A. - Buenos Aires. Argentina.
125. Trevisan, S.J., 1963. "El Tratamiento de la Cimentación de Pequeñas Viviendas sobre Arcillas Firmes Expansivas". 5º Congreso Argentino de la Vivienda. Buenos Aires. Argentina.
126. Trevisan, S.J., Nadeo, J.R., 1967. "El Agrietamiento en Suelos Activos". Revista de Ingeniería – C.I.P.B.A. – N°59.
127. Truong, H.V.P. & Holden, J.C., 1995. "Soil Suction Measurement with Transitor Psychrometer". Unsaturated Soils. Francia. 659-665.
128. Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G. & Pufahl, D.E., 1999. "Relationship between Soil-Water Characteristic Curves and the As-Compacted Water Content versus Soil Suction for a Clay Till". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Foz do Iguazú. Brasil. v2, 991-997.
129. Van der Merwe, D.H., 1964. "The Prediction of Heave from the Plasticity Index and Percentage Clay Fraction of Soils". Civil Engineering in South Africa. V6, n6, 103-107.

130. Velasco, N.O. & Lytton, R.L., 1981. "Pavement Roughness on Expansive Clays". *Transportation Research Record 790. Shales and Swelling Soils*, 78-87.
131. Vilar O.M., Cintra, P.C.A., Paraguassu, Q.B., Machado R.L., Carvalho, S.F. & Carneiro, B.I.J., 1995. "Ensaio de Campo e Laboratorio em Solos Nao Saturados". *Encuentro sobre Suelos no Saturados. Porto Alegre – RS - Brasil*. 184-201.
132. Villar, M.V., 1995. "First Results of Suction Controlled Oedometer Tests in Highly Expansive Montmorillonite". *Unsaturated Soils. Francia*. 207-213.
133. Wan, A.W.L., Gray, M.N. & Graham, J., 1995. "On the Relations of Suction, Moisture Content, and Soil Structure in Compacted Clays". *Unsaturated Soils. Francia*. 215-222.
134. Williams, A.A.B., Donaldson, G.W., 1980. "Building on Expansive Soils in South Africa".
135. Weston, D.J., 1975. "Expansive Roadbed Treatment for Southern Africa".
136. Woodburn, J.A. & Lucas, B., 1995. "New Approaches to the Laboratory and Field Measurements of Soil Suction". *Unsaturated Soils. Francia*. 667-671.
137. Wray, W.K., 1995. "Development of Principal Distortion Modes of Slabs-On-Ground on Expansive Soils Solely as a Function of Climate". *Unsaturated Soils. Francia*. 1023-1029.
138. Yong, R.N. & Mohamed, A.M.O., 1992. "A Study of Particle Interaction Energies in Wetting of Unsaturated Expansive Clays". *Canadian Geotechnical Journal*. v29, n6, 1060-1070.
139. Zepeda, A. & Lorencé C., 1991. "Presión de Expansión y Esfuerzo Crítico en Arcilla". *IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Viña del Mar. Chile*. VII, 239-251.